

Verstärkung orthotroper Stahlbahnplatten mit Hochleistungsbetonen zur Erzielung einer deutlich erhöhten Restlebensdauer



Institut für Stahlbau

Lessingstraße 25; A-8010 Graz

Vorstand: Univ.-Prof. DI Dr. techn. Harald Unterwiesing

Institut für Betonbau

Lessingstraße 25; A-8010 Graz

Vorstand: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Inffeldgasse 24; A-8010 Graz

Vorstand: Univ.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag



FFG-Forschungsprojekt Nr. 840487

September 2013 ÷ September 2015

GESAMTBERICHT

Oktober 2015

Inhalt

1	Projekthinhalte – Kurzfassung	1
2	Problemstellung – Überblick	2
2.1	Stand der Technik bzw. Stand des Wissens	2
2.2	Problemstellung	5
3	Verstärkung von orthotropen Platten mit Hochleistungsbeton –Stand der Technik	6
3.1	Allgemein	6
3.2	Ausführungsbeispiele zur Verstärkung mit RHPC-Ortbetonbelägen	7
3.2.1	Beispiel B1: Caland Brücke.....	7
3.2.2	Beispiel B2: Moerdijk Brücke	8
3.2.3	Beispiel B3: Hagenstein Brücke	10
3.2.4	Beispiel B4: Muiderbrug	11
3.2.5	Erfahrungen aus diesen ausgeführten Projekte	12
3.3	Ergebnisse von Forschungsprojekten - System "ferroplan"	13
3.3.1	Herstellung der Verbundfuge zwischen Stahldeckblech und Beton	13
3.3.2	Bewehrungsführung im Detail	14
3.3.3	Beton – Mischung und Einbau	17
3.4	Zusammenfassende Daten der ausgeführten Projekte	18
3.5	Alternative Verbundfugenausbildung	19
3.5.1	Sandgestrahltes Deckblech (ohne Verbundmittel)	19
3.5.2	Aufgeschweißte Kopfbolzendübel.....	23
3.6	Aktuelle und zukünftige Entwicklungen	28
3.6.1	Durchgeführte, laufende und zukünftige Projekte in den Niederlanden	28
3.6.2	Forschungsarbeit in Deutschland.....	30
3.6.3	Forschung in Frankreich: ORTHOPLUS	30
3.6.4	Entwicklung in Japan	31
4	Grundkonzept des Forschungsprojektes – Anforderungen an Stahldeck, Verbundfuge und Betonplatte	34
4.1	Allgemein	34
4.2	Untersuchte konstruktive Ausführung für das stählerne Fahrbahndeck	35
4.3	Lebensdauerberechnung für das stählerne Fahrbahndeck	37
5	Anforderungen an die Betonplatte zur Gewährleistung ausreichender Restlebensdauer für das Stahldeck.....	45
5.1	Maßgebende Detailpunkte	45
5.2	Vorschädigung am Fahrbahndeck vor der Verstärkung	45
5.3	Anforderungen an die Betonplatte in Hinblick ausreichender Restlebensdauer – numerische Untersuchungen.....	46
5.3.1	Allgemein	46
5.3.2	Anforderungen für Detail D1	47

5.3.3 Anforderungen für Detail D2	48
5.4 Auswirkungen des realen Verhaltens im Großversuch auf die Restlebensdauer.....	48
5.4.1 Allgemein	48
5.4.2 Detail D1	49
5.4.3 Detail D2	50
5.4.4 Zusammenfassende Beurteilung der Restlebensdauer des stählernen Fahrbahndecks	52
6 Betonplatte und Verbundfuge – Ausführung, Beanspruchung sowie mechanische Kennwerte	53
6.1 Vorgeschlagene Ausführung für Betonplatte und Verbundfuge	53
6.2 Beanspruchungen in der Betonplatte und Verbundfuge.....	54
6.3 Mechanische Kennwerte für Betonplatte und Verbundfuge	54
7 Zusammenfassende Beurteilung und Ausblick für eine praktische Anwendung	56
8 Literaturverzeichnis	58
9 Internetquellen.....	60

Vorwort

Dieser Gesamtbericht stellt eine umfassende Ergebnisdarstellung zu allen durchgeführten Arbeitspaketen im FFG-Forschungsprojekt dar.

Dabei ist der Aufbau derart, dass der Hauptteil dieses Gesamtberichtes sehr kompakt gestaltet ist, wogegen die umfangreichen Detailergebnisse in mehreren Anhängen zu finden sind.

Dieser Gesamtbericht ist primär zur Information für die Fachabteilungen der ASFINAG gedacht.

An diesem Gesamtbericht haben folgende Mitarbeiter mitgewirkt:

- Institut für Stahlbau: Prof. Unterwiesing H., DI. Novak F.
- Institut für Betonbau: Prof. Nguyen Tue, DI Hofer T., DI Hadl P., Dr. Li J., DI Heinrich P.
- Labor für Konstruktiven Ingenieurbau: Univ.-Doz. Freytag B.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei den Fördergebern dieses Forschungsprojektes, - ASFINAG, - FFG und – Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie.

Die Autoren bedanken sich auch bei Herrn DI Dr. Erwin Pilch, Ansprechpartner seitens der ASFINAG, für die konstruktive Zusammenarbeit.

1 Projektinhalt – Kurzfassung

Stahlbrückentragwerke mit orthotroper Fahrbahnplatte werden vor allen bei schlanken bzw. weitgespannten Tragwerken eingesetzt. In den 1960er Jahren erlebte diese Bauweise im deutschsprachigen Raum ihre Hochblüte. In Österreich wurden mehrere weitgespannte Straßenbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte errichtet. Bei der statischen Berechnung und konstruktiven Auslegung stand damals die alleinige Standsicherheit im Vordergrund. Bedingt durch den dramatischen Anstieg des Schwerverkehrs (hinsichtlich Frequenz und Achslast) weist das stählerne Fahrbahndeck dieser Straßenbrücken Defizite hinsichtlich der Ermüdungssicherheit auf und damit eine mitunter deutlich eingeschränkte Restlebensdauer. Die maßgebenden Detailpunkte sowie die rechnerische noch verfügbare Restlebensdauer sollen im Zuge des Projektes ermittelt werden. Anhand von repräsentativen Ausführungsformen von orthotropen Fahrbahndecks aus dieser Zeit in Österreich (1960er Jahre, offene Längsrippen) wird der Einsatz von Dünnbelägen aus Hochleistungsbeton untersucht, die den konventionellen Asphaltbelag ersetzen, aber kein nennenswert höheres Gewicht aufweisen. Einleitend soll anhand einer Literaturrecherche der Stand der Technik bei dieser Art der Verstärkung von orthotropen Platten erhoben werden. Die Simulation der Überfahrt des Schwerverkehrs soll an FE-Modellen erfolgen, die das Tragverhalten des durch den Hochleistungsbeton verstärkten Fahrbahndecks zutreffend abbilden. Aus der Anforderung einer ausreichenden Restlebensdauer für das stählerne Fahrbahndeck nach der Verstärkung, kann dann die Höhe der maximal ertragbaren Spannungsspiele für maßgebende Detailpunkte ermittelt werden. Daraus ergeben sich Mindestanforderungen an den zu entwickelnden Hochleistungsbeton (z.B. Mindeststärke, Zugtrag- und Verformungsverhalten, Steifigkeit der Verbundfuge). Auch die lokalen Beanspruchungen des Betons sowie der Verbundfuge infolge der LKW-Überfahrt und Temperaturänderung werden am FE-Modell des Fahrbahndecks ermittelt. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbundfuge wird anhand von Kleinversuchen bestimmt und der Beanspruchung gegenübergestellt. Die Überprüfung der Aufnahme der lokalen Beanspruchungen durch den Hochleistungsbeton sowie die Ermittlung von linearen Ersatzsteifigkeiten für die FE-Modelle des Fahrbahndecks erfolgt durch lokale nichtlineare FE-Berechnungen.

Ein Großversuch, der zwei Felder (3 Querrippen und 6 Längsrippen) einer orthotropen Platte abbildet, soll die Wirksamkeit der Betonplatte zur nennenswerten Spannungsreduktion im stählernen Fahrbahndeck belegen; auch dann wenn einzelne überladene Schwerfahrzeuge zu unplanmäßigen, deutlich erhöhten Beanspruchungen in der Betonplatte führen.

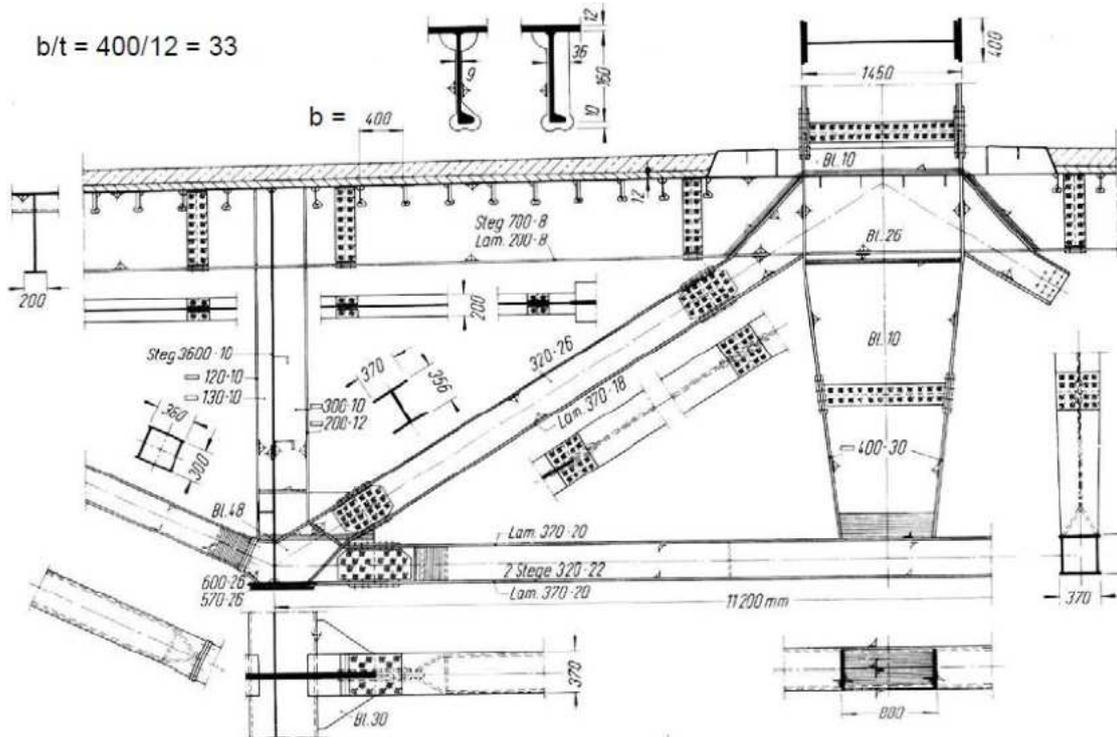
2 Problemstellung – Überblick

2.1 Stand der Technik bzw. Stand des Wissens

Orthotrope Fahrbahnplatten von schlanken, meist weitgespannten stählernen Straßenbrücken, die in den 1960er Jahren gebaut wurden, weisen gegenüber aktuellen Auslegungsregeln (z.B. Eurocode EN 1993-2 [1]) Bauelemente mit dünnwandigen Abmessungen auf. Dies betrifft insbesondere die Schlankheit des Deckblechs (b/t - Verhältnis) und oft auch die Biegesteifigkeit der einzelnen Längsrippen. Abbildung 2.1 zeigt zwei typische Ausführungsbeispiele in Österreich, die Großteils offene Längsrippen aufweisen. Hierbei handelt es sich um zwei Autobahnbrücken mit unterschiedlichen Haupttragsystemen. Die Ursteinbrücke (Tauernautobahn) nahe Hallein ist eine Mittelstabbogenbrücke, wogegen die Praterbrücke (A23 in Wien) eine dreifeldrige, sehr schlanke Balkenbrücke ($L=120+210+82$ m) ist. Im Bereich mit minimaler Deckblechdicke liegen Schlankheiten des Deckblechs von $b/t = 33$ bzw. 36 vor.

Entsprechend dem damaligen Bemessungskonzept erfolgte für die orthotrope Platte nur ein Nachweis der statischen Tragsicherheit. Ermüdungsnachweise, insbesondere für das Fahrbahndeck, waren in den nationalen Normenwerken nicht vorgesehen. Bedingt durch den zwischenzeitlich erfolgten deutlichen Anstieg des Schwerverkehrs, sowohl hinsichtlich Frequenz (aktuell etwa 1 Mio Schwerfahrzeuge pro Jahr in einzelnen Fahrspuren [2]) als auch hinsichtlich Gesamtgewicht bzw. Höhe der Achslasten (aktuell gemessene ermüdungsäquivalente Achslasten von bis zu 110 kN [2]), weisen diese orthotropen Platten Defizite hinsichtlich der Ermüdungssicherheit auf, sodass reduzierte rechnerische Restlebensdauern vorliegen (z.B. Studie [2]). Damit ist die angestrebte Gesamtnutzungsdauer von zumindest 100 Jahren, ohne lokale Verstärkungen des Fahrbahndecks, nicht möglich. In einzelnen europäischen Ländern wurden an orthotropen Fahrbahnplatten bereits Ermüdungsschäden – in Form von Rissen – festgestellt, die auch lokale Verstärkungen erfordern. Abbildung 2.2 zeigt diesbezüglich ein Beispiel aus den Niederlanden, wobei hier jedoch geschlossene Längsrippen vorliegen.

a.)



b.)

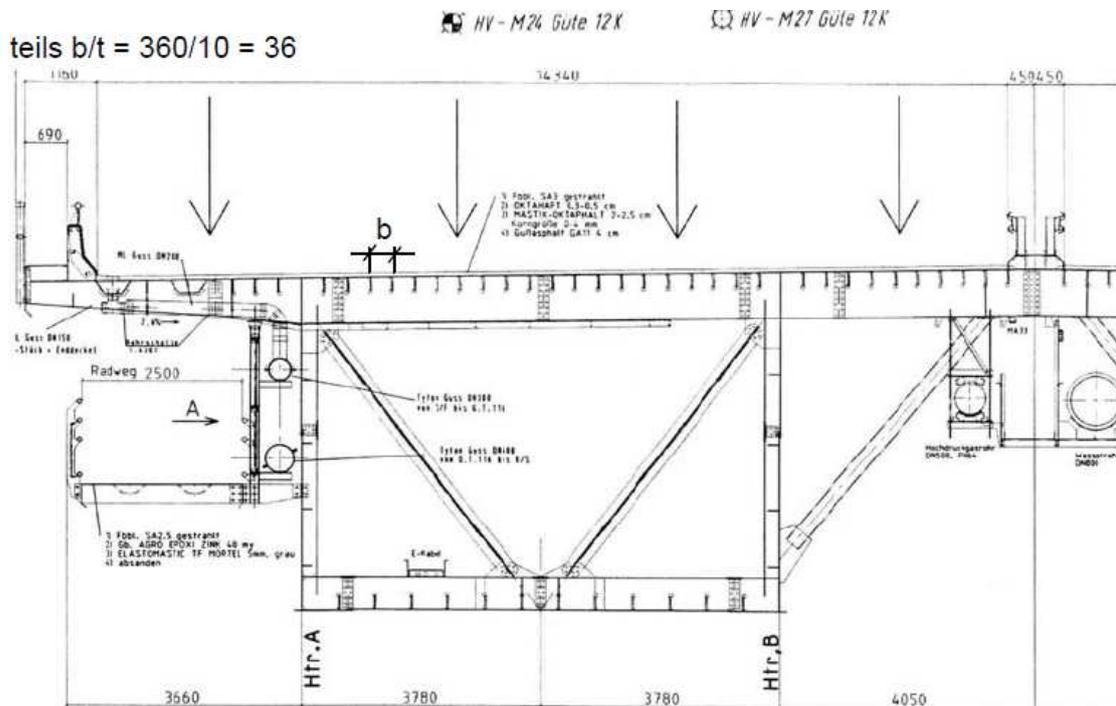


Abbildung 2.1: Ausführungsbeispiele mit schlanken orthotropen Platten aus den 1960er Jahren; a.) Ursteinbrücke (Tauernautobahn), b.) Praterbrücke (A23)

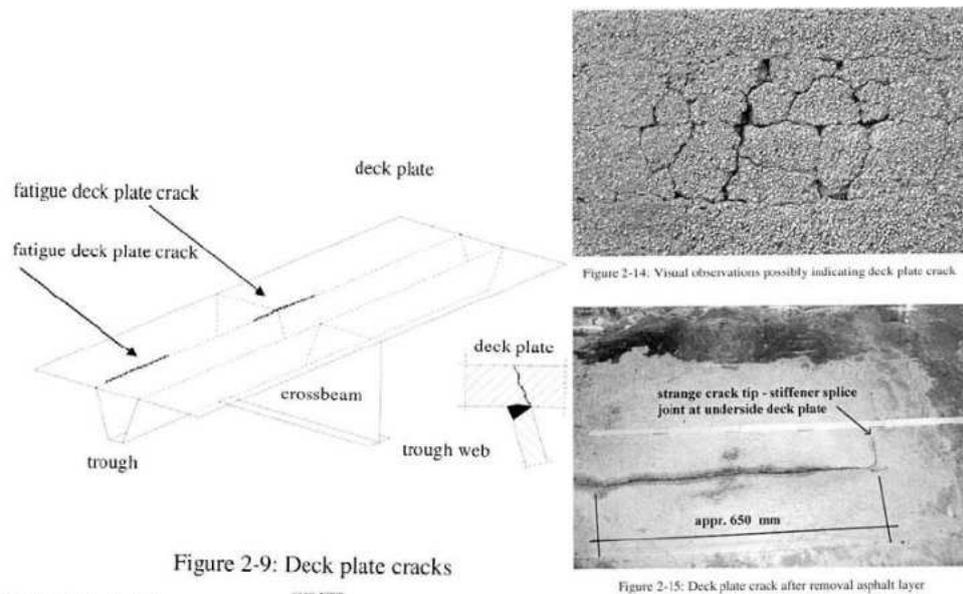


Figure 2-9: Deck plate cracks

Figure 2-14: Visual observations possibly indicating deck plate crack

Figure 2-15: Deck plate crack after removal asphalt layer

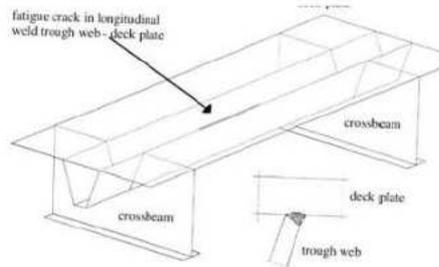


Figure 2-16: Cracks in the longitudinal weld trough-deck plate

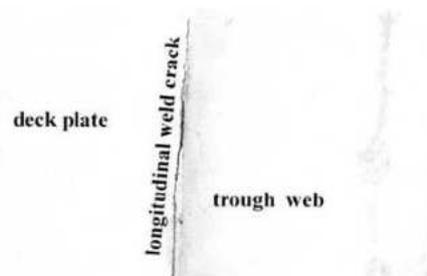


Figure 2-17: Visual observation crack in the longitudinal weld trough – deck plate

Abbildung 2.2: Beispiele für festgestellte Ermüdungsrisse in orthotropen Fahrbahnplatten in den Niederlanden [3]

Hinsichtlich der Verstärkung von orthotropen Stahlplatten, zur Reduktion der Höhe der auftretenden Spannungsspiele aus der LKW-Überfahrt und damit Verlängerung der rechnerischen Restlebensdauer, wurden in der jüngsten Vergangenheit folgende Alternativen verwendet:

- Ausführung einer Stahlbetonplatte, die mit der orthotropen Platte über aufgeschweißte Kopfbolzendübel im Verbund zusammenwirkt [4]. Diese Ausführung erforderte eine zusätzliche bituminöse Abdichtung und einen oben liegenden Asphaltbelag, sodass durch das hohe Eigengewicht nur in Sonderfällen keine Verstärkung an der Haupttragkonstruktion erforderlich wird.
- „Verdickung“ des Deckblechs durch aufgeklebte zusätzliche Stahlbleche mittels Epoxidharzkleber [5]
- Verbundsystem SPS (Stahl-Polymer-Sandwich) –primär für den Schiffsbau entwickelt, das an der RWTH Aachen für die Anwendung bei orthotropen Platten weiterentwickelt wurde [6]

- Ausführung von Dünnbelägen aus Hochleistungsbeton, die Stahlfasern sowie meist zusätzliche Bewehrungsmatten und häufig zusätzliche mechanische Verbundmittel (Kopfbolzendübel o.ä.) aufweisen [7], [8]

Bei Bestandsbrücken ergibt sich für die letztgenannte Variante der Vorteil, dass die ständigen Lasten durch diese Verstärkungen nicht nennenswert erhöht werden. Bei entsprechender Qualität und Oberflächenbeschaffenheit kann auf die Abdichtung verzichtet und die direkte Befahrbarkeit erreicht werden.

2.2 Problemstellung

In Österreich gibt es mehrere stählerne Straßenbrücken mit großen Spannweiten, deren orthotrope Platten der Bauweise aus den 1960er Jahren entsprechen. Da diese Fahrbahndecks nur auf die statische Tragsicherheit ausgelegt und nachgewiesen wurden, können Ermüdungsschäden wegen des deutlichen Anstiegs der Schwerverkehrsbelastung erwartet werden. Erste Berechnungen zeigen ([2], siehe Abschnitt 2.1.1), dass hier deutliche Defizite vorliegen und eine Verstärkung des Fahrbahndecks notwendig wird, um die gewünschte Lebensdauer der Bauwerke zu erreichen. Für eine möglichst wirtschaftliche Verstärkung ohne zusätzliche Erhöhung der ständigen Lasten erscheint die Verstärkung mit Dünnbelägen aus Hochleistungsbeton sehr attraktiv.

Es fehlen jedoch experimentelle und theoretische Untersuchungen zu dieser Verstärkungsvariante, um Anforderungen an Betoneigenschaften und Herstellung der Verstärkungsbeläge sowie Grundlagen für die Bemessungen zu formulieren, sodass die Lebensdauer (zumindest 100 Jahre) der ausgeführten stählernen Fahrbahndecks aus den 1960er Jahren in Österreich nach der Verstärkung sicher erreicht werden kann.

Darüber hinaus fehlen Untersuchungen hinsichtlich der Beanspruchungen in diesen Dünnbelägen aus Hochleistungsbeton sowie in der Verbundfuge aus der aktuellen Schwerverkehrsbelastung und Temperaturänderung. Ebenso unbekannt sind die Auswirkungen einzelner überladener Schwerverfahrzeuge auf die Wirksamkeit des Betons im Hinblick auf die geforderte Reduktion der Spannungsspiele aus dem Betrieb im stählernen Fahrbahndeck.

Für eine Verstärkung mit den Zielen:

- Verzicht der Abdichtung,
- direkte Befahrbarkeit und,
- gute Verbundeigenschaft mit der Stahlplatte,

sind sehr hohe Anforderungen an den Beton zu stellen. Hierzu fehlen ebenfalls grundlegende Kenntnisse.

3 Verstärkung von orthotropen Platten mit Hochleistungsbeton – Stand der Technik

3.1 Allgemein

Zunächst wurde eine ausführliche Literaturrecherche durchgeführt, um den aktuellen Stand der Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen an orthotropen Stahlbahnplatten zu erheben. Es gibt mittlerweile unterschiedlichste Maßnahmen der Rehabilitation der ermüdungsgefährdeten stählernen orthotropen Platten:

- a) RHPC (Reinforced High Performance Concrete) - Ortbeton Belag anstatt des Asphaltbelages
- b) UHPC (Ultra High Performance Concrete) – Fertigteile anstatt des Asphaltbelages
- c) Stahlbleche auf Stahldeckblech aufkleben
- d) SPS (Sandwich Plate System) – Elemente auf Stahldeckblech aufkleben

In Europa wurde speziell in den Niederlanden die Sanierungsmethode mit einem RHPC als Fahrbahnbelag in Ortbetonbauweise seit etwa dem Jahr 2000 vorangetrieben. Bis heute wurden nach den, durch die Literaturrecherche erworbenen, Kenntnissen rund 5 Brücken in den Niederlanden mit dem System „ferroplan“ (siehe Abschnitt 3.3) verstärkt, wobei das System nach jeder Anwendung verbessert wurde. Aus diesem Grund liegen auch einige Erfahrungen für die Applikation des RHPC Belages vor, welche in Abschnitt 3.2.5 aufgeführt sind. Das niederländische Ministerium für Verkehr und Wasserbau „Rijkswaterstaat“ hat bereits einige weitere Sanierungsprojekte in Auftrag gegeben.

In Frankreich wurden Forschungsarbeiten zur Verstärkung der orthotropen Platten mittels dünnen ($t_{\text{Beton}} \approx 40 \text{ mm}$) UHPFRC (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete) Fertigteilplatten anstelle des Asphaltbelages durchgeführt. Es wurden sehr umfangreiche Analysen mittels FE-Modellen, bezüglich der Spannungsreduktionen an den Kerbstellen bei Verstärkung mit UHPFRC-Belägen durchgeführt, wobei erst eine Brücke in Frankreich mit UHPFRC Fertigteilen verstärkt wurde. In Abschnitt 3.6.3 werden die durchgeführten Arbeiten kurz erläutert, es wird jedoch nicht genauer darauf eingegangen, da die Sanierung orthotroper Platten mit Betonfertigteilen nicht Ziel dieses Forschungsprojekts ist.

Bei der Sanierungsvariante des Aufklebens von Stahlblechen auf das bestehende Deckblech gibt es numerische und experimentelle Untersuchungen, welche eine günstige Wirkung dieser Maßnahme bestätigen, jedoch gibt es noch keine bekannte Umsetzung auf einem Brückentragwerk. Das Einsatzgebiet dieser Verstärkungsvariante ist speziell für bewegliche Brücken von Bedeutung, da hier das zusätzlich aufgebrachte Gewicht gering bleibt.

Das SPS-System stammt ursprünglich aus dem Schiffsbau, es wird zur Verstärkung von Fahrbahn decks auf Fähren verwendet. Es sind vorgefertigte Elemente mit einer oben und einer unten liegenden Stahlplatte sowie einem Polyurethankern zwischen den Stahlplatten. Diese Elemente werden mit dem Stahldeckblech der bestehenden Brückenkonstruktion verklebt. In Deutschland gibt es bereits einige erfolgreiche Anwendungen dieser Sanierungsmethode, welche in diesem Bericht jedoch nicht angeführt sind.

3.2 Ausführungsbeispiele zur Verstärkung mit RHPC-Ortbetonbelägen

In den Niederlanden wurden bereits einige Brücken mit einem RHPC-Belag (Reinforced High Performance Concrete) anstatt des ursprünglichen Asphaltbelages verstärkt. Seit der Entdeckung der Belags- und Deckblechschäden an der van Brienoord Brücke 1997 wurde sehr stark an einer Verstärkung der orthotropen Platten aus den 1970er Jahren gearbeitet. [3] Nachfolgend werden 4 Brücken angeführt (Beispiel B1 bis B4), welche mit einem RHPC Belag verstärkt wurden.

3.2.1 Beispiel B1: Caland Brücke

Die Sanierung und Verstärkung der Caland Brücke in Rotterdam gilt als Pilotprojekt der Ertüchtigungsmethode für die Verstärkung der orthotropen Platte mittels hochfesten Betons. Im Sinne eines Forschungsprojektes wurde unter Mitwirkung mehrerer Firmen, der Universität Delft und TNO Building and Construction Research ein System entwickelt, das nachfolgend als standardisierte Verstärkungsmethode von orthotropen Platten mit hochfestem Beton dienen soll. Unter anderem war die Firma CONTEC ApS stark an der Entwicklung dieses "ferroplan" Systems beteiligt, wobei sie auch die Lieferanten des verwendeten Betons waren. Im Laufe dieser Forschungsarbeit wurden FE-Simulationen durchgeführt und Versuche an mehreren Modellen im Labor fanden statt, sodass dann das endgültige "ferroplan" System entwickelt wurde und das erste Mal bei der Caland Brücke zur Anwendung kam. [9]

- Caland Brücke - Allgemein:
 - erbaut 1969 in Rotterdam
 - Balkenbrücke als Trogbrücke mit Fachwerkträgern aus Stahl als Hauptträger
 - Mittelteil beweglich und die beiden Endfelder sind fest (jeweils Einfeldbalken)
 - Spannweiten der festen Teile: 180 m und 86 m
 - Spannweite des beweglichen Brückenabschnitts: 69 m
 - Fahrbahndeck besteht aus einer orthotropen Platte
 - 2 Fahrspuren pro Fahrtrichtung, Gesamtfahrbahnbreite: ca. 2 x 6,70 m
 - Schäden am Fahrbahndeck: Risse an der Oberseite des Deckbleches
- Orthotrope Platte - Details:
 - Deckblechdicke der festen Brückenabschnitte: $t_{dbl,1} = 10 \text{ mm}$
 - Deckblechdicke des beweglichen Brückenabschnitts: $t_{dbl,2} = 12 \text{ mm}$
 - Geschlossene Längsrippen, Längsrippenabstand $e_{LR} = 300 \text{ mm}$
 - Deckblechschlankheit: $e_{LR}/t_{dbl,2} = 30$
 - ursprünglicher Belag (fester Teil der Brücke): Asphalt, Dicke $t_A = 50 \text{ mm}$
 - Belag des beweglichen Teils der Brücke: Epoxidharz mit einer Dicke von 7mm
- Sanierung & Verstärkung mit RHPC (im Jahr 2003):
 - Sanierung erfolgte an einem Teilabschnitt mit dem System "ferroplan"
 - Sanierter Teilabschnitt: fester Brückenabschnitt mit der kurzen Spannweite von 86 m; 1 Fahrtrichtung (2 Spuren) wurden saniert und verstärkt
 - Sanierter Teilabschnitt: Breite: 6,70 m; Länge: 80 m; ges. sanierte Fläche: ca. $A_{san} = 540 \text{ m}^2$

- Betongüte: C 90/105, mit Stahlfasern, Dicke der Deckschicht aus RHPC: 50 - 60 mm
- RHPC Deckschicht wurde sandgestrahlt und wird direkt befahren; es gibt keine weitere Epoxidharzschicht oder sonstige Beschichtung
- Verbundfuge aus Epoxidharz mit eingestreutem Bauxit - Granulat
- 2 Bewehrungsmatten als konventionelle Bewehrung ($\varnothing 8$ 50x100 mm)



Abbildung 3.1: Caland Brücke aus [WEB-1]

3.2.2 Beispiel B2: Moerdijk Brücke

- Moerdijk Brücke - Allgemein:
 - erbaut 1978, heute Teil der A16 zwischen Rotterdam & Antwerpen
 - Balkenbrücke als Deckbrücke mit zweizelligem Hohlkasten
 - 10 Felder mit einer Spannweite von jeweils 100 m
 - höchste Verkehrsbelastung in Westeuropa mit 100.000 Fahrzeugen pro Tag, 2,5 Mio LKW pro Jahr
 - 4 Fahrspuren pro Fahrtrichtung, Fahrbahnbreite: 2 x 16 m
 - Schäden am Fahrbahndeck: Risse an der Oberseite des Deckbleches
- Orthotrope Platte - Details:
 - Deckblechdicke variiert: $t_{dbl} = 12 - 14 \text{ mm}$
 - Geschlossene trapezförmige Längsrippen
 - Es konnten keine detaillierten Angaben über Ausbildung und Abmessungen der orthotropen Platte gefunden werden
- Sanierung und Verstärkung mit RHPC (im Jahr 2005):
 - Sanierung der gesamten Fahrbahn mit System "ferroplan"
 - Betongüte: C 90/105
 - Sanierte Fläche $A_{san} \approx 32.000 \text{ m}^2$
 - Dicke der RHPC Schicht: 47 - 100 mm, mit Stahlfasern
 - Variation der RHPC Schichtdicken aufgrund unterschiedlicher Deckblechstärken
 - Vorerst keine Deckschicht, RHPC Schicht wird direkt befahren
 - Verbundfuge aus Epoxidharz mit eingestreutem Bauxit - Granulat
 - 2 Bewehrungsmatten als konventionelle Bewehrung ($\varnothing 8$ 50x100 mm)

- Bei den dickeren RHPC-Schichten (> 60 mm) waren darüber hinaus zusätzliche Bewehrungslagen notwendig
- Betondeckung $c = 18$ [mm]
- Probleme nach den durchgeführten Sanierungsarbeiten
 - Keine ausreichende Rutschfestigkeit der befahrenen Betonoberfläche
 - Unebenheiten der Betonoberfläche
 - Schlechte Verdichtung in ca. 10% des RHPC (Lücken bis zu 30 mm im RHPC zwischen Bewehrung und Stahldeckblech)
 - Keine Qualitätskontrolle des RHPC
 - Zu viele Überlappungsbereiche der Bewehrungsmatten
- Behebung der Mängel (im Jahr 2007)
 - 1.600 m² des RHPC mussten abgetragen und erneut betoniert werden, an kleineren schlecht verdichteten Bereichen wurden Injektionen durchgeführt
 - Zusätzliche Deckschicht: Epoxidharz mit eingestreutem kalzinierten Bauxit
 - Verwendung von Rollmatten Bewehrung zur Verminderung der Überlappungen der Bewehrung!
 - Neues Bewehrungsprinzip:
 - $d \leq 55$ mm: 1 Lage \varnothing 8 - 50 mm in Längsrichtung & 1 Lage \varnothing 12 - 75 mm in Querrichtung
 - $d > 55$ mm: 1 Lage \varnothing 12 - 75 mm in Längsrichtung & 1 Lage \varnothing 12 - 75 mm in Querrichtung (siehe Abbildung 3.2)

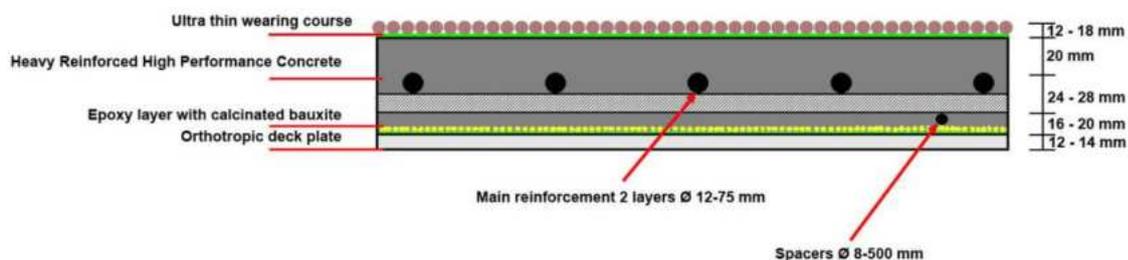


Abbildung 3.2: Moerdijk Brücke – RHPC Belag & Rollmatten Bewehrung aus [10]



Abbildung 3.3: Moerdijk Brücke aus [WEB-2]

3.2.3 Beispiel B3: Hagenstein Brücke

- Hagenstein Brücke - Allgemein:
 - erbaut 1980, heute Teil der A 27 zwischen Utrecht und Breda
 - Balkenbrücke als Deckbrücke
 - Spannweiten des Hauptteils: 94 m + 162 m + 94 m; Fahrbahnbreite: 2 x 12 m
- Orthotrope Platte - Details:
 - Deckblechdicke variiert: $t_{dbl} = 12 - 14 \text{ mm}$
 - Es konnten keine detaillierten Angaben über Ausbildung und Abmessungen der orthotropen Platte gefunden werden
- Sanierung und Verstärkung mit RHPC – Phase 1: Ost Brücke (im Jahr 2005):
 - Sanierung der gesamten Fahrbahn mit System "ferroplan"
 - Dicke der RHPC Schicht: 60 mm, mit Stahlfasern
 - Verbundfuge aus Epoxidharz mit eingestreutem Bauxit Granulat
 - Rollmatten als konventionelle Bewehrung (siehe Abbildung 3.4)
 - Längsrichtung: 1 Lage $\varnothing 8 - 50 \text{ mm}$
 - Querrichtung: 2 Lagen $\varnothing 8 - 50 \text{ mm}$
 - synthetische Verschleißschicht
 - gesamte sanierte Fläche: 4.200 m²
- Sanierung und Verstärkung mit RHPC – Phase 2: West Brücke (im Jahr 2006):
 - Sanierung der gesamten Fahrbahn mit System "ferroplan"
 - Betongüte C 90/105
 - Dicke der RHPC Schicht: 65 mm, mit Stahlfasern
 - Verbundfuge aus Epoxidharz mit eingestreutem Bauxit Granulat
 - Rollmatten als konventionelle Bewehrung (siehe Abbildung 3.4)
 - Längsrichtung: 1 Lage $\varnothing 8 - 50 \text{ mm}$
 - Querrichtung: 2 Lagen $\varnothing 8 - 50 \text{ mm}$
 - synthetische Verschleißschicht
 - gesamte sanierte Fläche: 4.200 m²

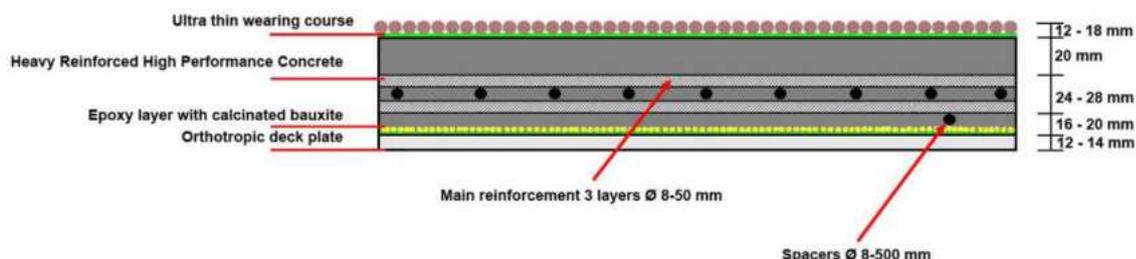


Abbildung 3.4: Hagensteinbrücke – RHPC Belag aus [10]



Abbildung 3.5: Hagensteinbrücke aus [10]

3.2.4 Beispiel B4: Muiderbrug

- Muiderbrug - Allgemein:
 - erbaut 1970, heute Teil der A1 zwischen Diemen und Weesp über den Amsterdam-Rhein Kanal
 - ursprünglich war sie eine Balkenbrücke; die Tragkonstruktion war nicht auf die heutzutage hohen Verkehrslasten ausgelegt, daher wurden die Hauptträger der Brücke mit einem Querbalken in Feldmitte unterfangen, welcher an seinen Enden durch Seile und über Pylone aus Beton zurückgespannt wurde (siehe Abbildung 3.6), Jahr des Umbaus: 2007
 - Tragkonstruktion heute: Schrägseilbrücke mit einer Spannweite von 300 m
- Orthotrope Platte - Details:
 - Geschlossene Längsrippen (U-Profile)
 - Es konnten keine detaillierten Angaben über Ausbildung und Abmessungen der orthotropen Platte gefunden werden
- Sanierung und Verstärkung mit RHPC (im Jahr 2010):
 - Betongüte C 90/105
 - Dicke der RHPC Schicht: 75 mm
 - Epoxidharz als Deckschicht
 - Verbundfuge aus Epoxidharz mit eingestreutem Bauxit Granulat
 - Betondeckung $c = 20 [mm]$
 - Höchstwahrscheinlich wurden Bewehrungs- Rollmatten verwendet, Bewehrungsgehalt: 24 kg/m^2 :
 - Längsrichtung $\varnothing 12 - 75 \text{ mm}$
 - Querrichtung $\varnothing 12 - 75 \text{ mm}$



Abbildung 3.6: Muiderbrug aus [WEB-3] und [11]

3.2.5 Erfahrungen aus diesen ausgeführten Projekte

- Ausgeführte Betonschicht besitzt bei Nässe nicht immer eine ausreichende Rutschfestigkeit, daher ist eine zusätzliche Deckschicht aus Epoxidharz erforderlich, um ein sicheres Befahren der Brücke bei nassen Verhältnissen gewährleisten zu können. [12]
- Die Verarbeitung des Betons ist sehr empfindlich. Für die Sanierungsarbeiten musste jener Teilbereich eingehaust werden, der sich in Bearbeitung befand, damit dieser von den äußeren Witterungsbedingungen abgetrennt war. (Bsp. B1 bis B4) [12]
- Betondicken müssen sehr genau geplant werden, damit Unebenheiten des Stahldeckbleches, welche bei der Herstellung und Montage der Brücke entstanden sind, ausgeglichen werden können. [12]
- Die Ebenheit der Oberfläche muss sehr genau eingehalten werden. [12]
- Generell muss bei der Verdichtung des Betons ausreichend Vibrationsenergie aufgebracht werden, da sonst ebenfalls Luft einschließen zwischen dem Deckblech und der Bewehrung entstehen können. Bei kleineren Flächen sind das Verdichten und das Abziehen des Betons mittels Rüttelbohle ausreichend, bei größeren Flächen hingegen wird ein Gleitschalungsfertiger benötigt, damit eine ausreichende Ebenheit der Betonoberfläche gewährleistet werden kann. (Bsp. B2) [10]
- Die Verwendung von Bewehrungsmatten als konventionelle Bewehrung ist mit einer hohen Anzahl an Überlappungsbereichen verbunden, welche Problemstellen darstellen, da hier die Verdichtung des Betons sehr schwierig werden kann. Bei der Verwendung von Rollmatten können diese Überlappungsbereiche minimiert werden. Allerdings weisen Rollmatten eine geringere Steifigkeit auf als die traditionellen Bewehrungsmatten, so kann es dazu kommen, dass beim Verdichten der Beton die Bewehrung nach oben drückt und folglich keine ausreichende Betondeckung vorhanden ist. Dies war bei der Sanierung der Hagenstein Brücke (Bsp. B3) der Fall. An den Schweißstellen der Deckblechstöße konnte die Bewehrung der Struktur nicht ganz folgen, was zu einer Reduzierung der Betonüberdeckung führte. Einige Bewehrungsstäbe waren nach dem Sandstrahlen der RHPC – Schicht sichtbar. [10]
- Verformungen des RHPC Belages infolge von Schwinden des Betons werden durch die Stahlkonstruktion der orthotropen Platte beschränkt, wobei die beiden Bauteile mit einer Schicht aus Epoxidharz und eingestreutem Bauxit – Granulat miteinander verbunden sind. Durch die daraus resultierenden Zugspannungen im Belag kann es zu Rissen des Betons kommen (Bsp. B2 und B3). [10]
- Auf die Lagerung der Zuschlagstoffe muss besonders geachtet werden. Eine Erhöhung der Feuchte der größeren Kornanteile um einen Anteil von 1% (pro Masse) führt zu einer Änderung des Wasser – Zement Wertes von 0,27 zu 0,30 der Mixtur für den Gleitschalungsfertiger. (Bsp. B2) [10]
- Die Rutschfestigkeit der Betonoberfläche kann deutlich verbessert werden durch die Verwendung von größeren Korngrößen (5 - 8 mm). Der Einbau dieser Mischung verursacht bei einer Bewehrungsführung wie sie in Abbildung 3.2 dargestellt wird, keine Probleme. [10]

3.3 Ergebnisse von Forschungsprojekten - System "ferroplan"

Das System "ferroplan" der Fa. Contec ApS (Kopenhagen) [3] liefert einen standardisierten Aufbau der Verstärkungsmethode an orthotropen Platten aus Stahl mittels hochfestem Beton, welches in weiterer Folge bei der Anwendung noch an die jeweiligen Randbedingungen des auszuführenden Projekts anzupassen ist. Dieses System entstand aus einer in den Niederlanden durchgeführten Forschungsarbeit, welche das Ministerium für Verkehr und Wasserbau (Rijkswaterstaat) in Auftrag gegeben hat. „Ferroplan“ wurde in Zusammenarbeit mit der Universität Delft, TNO Building and Construction Research und der Fa. Contec ApS entwickelt. Laut dem Geschäftsführer der Fa. Contec ApS von Deutschland ist das System "ferroplan" in den Niederlanden bereits Standard und kam bereits bei einigen Sanierungsprojekten in den Niederlanden zur Anwendung. So wurde ein Teil der Caland Brücke in Rotterdam (Bsp. B1) als Pilot Projekt saniert und in weiterer Folge wurde auch die Moerdijk Brücke (Bsp. B2) der A16 in den Niederlanden einer Sanierung mit diesem System unterzogen. Die Moerdijk Brücke gilt mit 100.000 Fahrzeugen am Tag und 2,5 Mio LKW/Jahr als die meist befahrenste Brücke in Westeuropa. Weiters wurde noch die Hagenstein Brücke (Bsp. B3) der A27 und die Muider Brücke (Bsp. B4) der A1 in den Niederlanden mit dem System "ferroplan" ertüchtigt.

3.3.1 Herstellung der Verbundfuge zwischen Stahldeckblech und Beton

Bei dem System "ferroplan" der Fa. Contec wird die Verbundfuge zwischen Deckblech und Beton durch den Einsatz eines 2-Komponenten Epoxidharzes hergestellt. Die Zug- und Scherverbindung zwischen Deckblech und Epoxidharz erfolgt über Adhäsionskräfte zwischen den beiden Materialien. Dies erfordert lediglich eine Vorbereitung des Stahls, vor Aufbringen des Epoxidharzes, in Form von Sandstrahlen bis zu einem Reinheitsgrad von Sa 2,5. Die Verbindung von Epoxidharz und Beton erfordert ein zusätzliches Aufstreuen von einem Granulat, welches vor dem Erhärten des Epoxidharzes aufgebracht wird. Nach der Erhärtung des Epoxidharzes werden die losen Teile der Streuung entfernt. Das Granulat besteht wahlweise aus Granit oder aus Bauxit ($d = 3 - 6 \text{ mm}$), wobei diese geringfügige Unterschiede bei den Zug- und Scherfestigkeiten aufweisen.

Epoxidharz: SikaDur 30

Herstellen der Verbundfuge:

1. Sand- oder Kugelstrahlen des Stahldeckbleches bis zu einem Reinheitsgrad von Sa 2,5
2. Primer auf die gereinigte Stahloberfläche auftragen
3. Aufbringen des 2-Komponenten Epoxidharzes SikaDur 30 mit einer Dicke von 2 - 3 mm; ca. 10 - 12 kg/m²
4. Aufstreuen von einem Granulat aus Bauxit oder Granit; $d = 3 - 6 \text{ mm}$; ca. 10 -12 kg/m²
5. Nach Erhärtung des Epoxidharzes: Entfernen der losen Granulat-Teilchen

① Zugbeanspruchung senkrecht zur Verbundfuge

	Haftzugfestigkeit ①	Schubfestigkeit
Granit	2.96 (\pm 0.29) Mpa	11.2 Mpa
Bauxit	4.81 (\pm 0.45) Mpa	12.5 Mpa

Tabelle 3.1: Haftzugfestigkeit und Schubfestigkeit der Verbundfuge aus Epoxidharz mit Granulat aus [3]

3.3.2 Bewehrungsführung im Detail

3.3.2.1 Bewehrungstyp I-a

Es werden 2 gleiche Bewehrungsmatten (\varnothing 8 50x100 mm) versetzt aufeinander gelegt, sodass in Querrichtung der Brücke eine 2-lagige Bewehrung und in Längsrichtung der Brücke eine 1-lagige Bewehrungsführung entsteht. Der gesamte Bewehrungsgehalt beträgt somit 24 kg/m². Der Bewehrungsgrad beträgt in Querrichtung $\rho_{quer} = 0,04$ und in Längsrichtung $\rho_{längs} = 0,02$ (siehe Berechnung in 3.3.2.2). Als Abstandhalter wird auf die Epoxidharzschicht im Abstand von $e = 500$ mm ein Bewehrungsstab mit $d = 8$ mm aufgelegt. Mit einer minimalen Belagsdicke des Betons von 50 mm ergibt sich somit eine Betonüberdeckung von 18 mm. Abbildung 3.7 zeigt die für das System "ferroplan" ursprünglich entwickelte Bewehrungsführung „Typ I“ mit 2 aufeinander liegenden Bewehrungsmatten, welche auch bei dem Pilotprojekt der Caland Brücke (Bsp. B1) zur Anwendung kam. Wie in Abbildung 3.8 jedoch zu erkennen ist, handelt es sich hierbei um eine sehr dichte Bewehrungsführung, bei der es zu Problemen bei der Verdichtung des Betons unter den Bewehrungsmatten kommen kann. Vor allem kann es im Überlappungsbereich der Bewehrungsmatten zu Problemen der Betonverdichtung kommen. Bei der Verstärkung der Moerdijk Brücke (Bsp. B2) variierte die Dicke der RHPG-Schicht zwischen 47 und 100 mm. Ab einer Dicke von 60 mm wurde eine weitere Bewehrungslage an der Oberseite der Betonplatte eingefügt. Teile der Betonplatte waren unzureichend verdichtet, sodass die untere Bewehrungslage nicht im Beton eingebunden war. So mussten über eine Fläche von 60 m² Injektionen durchgeführt werden, wobei der Literatur nicht zu entnehmen ist, mit welchem Material diese Injektionen durchgeführt wurden. Rund eine Fläche von 1.600 m² mussten 2 Jahre nach der Sanierung komplett abgetragen und erneuert werden [13]. Diese Probleme bei der Verdichtung des Betons erforderten eine Verbesserung der Bewehrungsführung.

3.3.2.2 Bewehrungstyp I-b

Um die vielen Überlappungsbereiche der Bewehrung minimieren zu können, wurden bei der Hagenstein Brücke (Bsp. B3), anstatt der Bewehrungsmatten, Rollmatten eingesetzt, die zum gleichen Bewehrungsgehalt sowie Bewehrungsgrad wie bei Bewehrungstyp I-a führen.

- Längsrichtung: 1 Lage \varnothing 8 - 50 mm
- Querrichtung: 2 Lagen \varnothing 8 - 50 mm

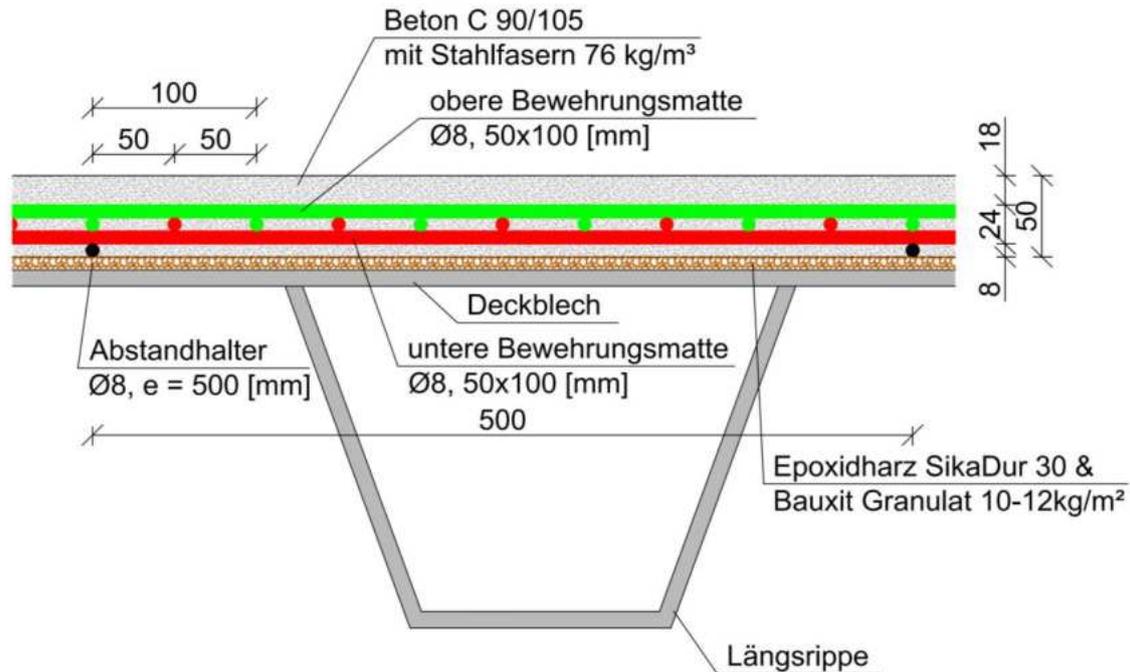


Abbildung 3.7: Bewehrungsführung „Typ I“ für System "ferroplan", Aufbau aus [3]

- Bewehrungsgrad:
 - In Querrichtung der Brücke:
 - Bewehrungsfläche: $2 \text{ } \varnothing 8, e = 50 \text{ mm} \rightarrow A_s = \frac{0,8^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{100}{5} \cdot 2 = 20,1 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Betonfläche: $A_c = 5 \cdot 100 = 500 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Bewehrungsgrad: $\rho_{\text{quer}} = \frac{20,1}{500} = 0,04$
 - In Längsrichtung der Brücke:
 - Bewehrungsfläche: $1 \text{ } \varnothing 8, e = 50 \text{ mm} \rightarrow A_s = \frac{0,8^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{100}{5} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Betonfläche: $A_c = 5 \cdot 100 = 500 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Bewehrungsgrad: $\rho_{\text{längs}} = \frac{10,05}{500} = 0,02$

In Abbildung 3.8 ist ein Ausführungsbeispiel für Bewehrungstyp I-a dargestellt. Der geringere Bewehrungsabstand von 25 mm in Querrichtung ergibt sich deshalb, da obere und untere Matte gegenseitig um 25 mm versetzt wurden.

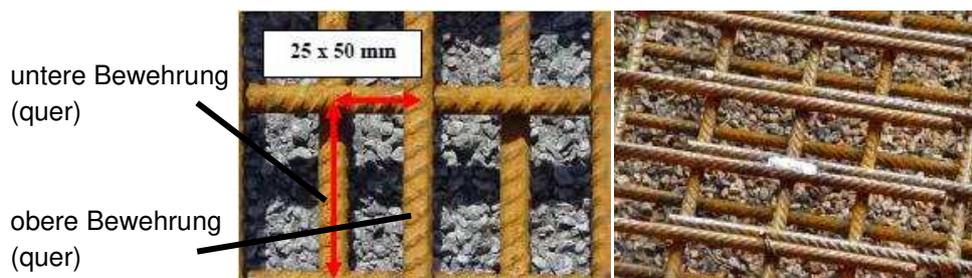


Abbildung 3.8: Ausführungsbeispiel zu Bewehrungstyp I-a und Überlappungsbereich aus [14]

3.3.2.3 Bewehrungstyp II

Um die dichte Bewehrungsführung etwas aufzulösen, werden nun Stäbe mit $\varnothing 12$ in einem Abstand von 75 mm jeweils 1-lagig in Längs- und Querrichtung verwendet. Der Literatur ist nicht exakt zu entnehmen, ob zukünftig nun Bewehrungsmatten oder Rollmatten für diese Bewehrungsführung benutzt werden. Dem Entwicklungsverlauf entsprechend werden höchstwahrscheinlich Rollmatten verwendet, damit eine große Anzahl an Überlappungsbereiche vermieden werden kann. Der Bewehrungsgehalt beträgt ebenfalls 24kg/m^2 . Der Bewehrungsgrad beträgt in Querrichtung $\rho_{quer} = 0,03$ und in Längsrichtung $\rho_{längs} = 0,03$ (siehe nachfolgende Berechnung). Erstmals Anwendung fand der Bewehrungstyp II bei den Sanierungsarbeiten der Moerdijk Brücke im Jahr 2007 (Bsp. B2 – Verwendung von Rollmatten). Weiters wurde der Bewehrungstyp II bei den Verstärkungsmaßnahmen der Muider Brücke im Jahr 2010 (Bsp. B4 – wahrscheinlich Verwendung von Rollmatten) verwendet.

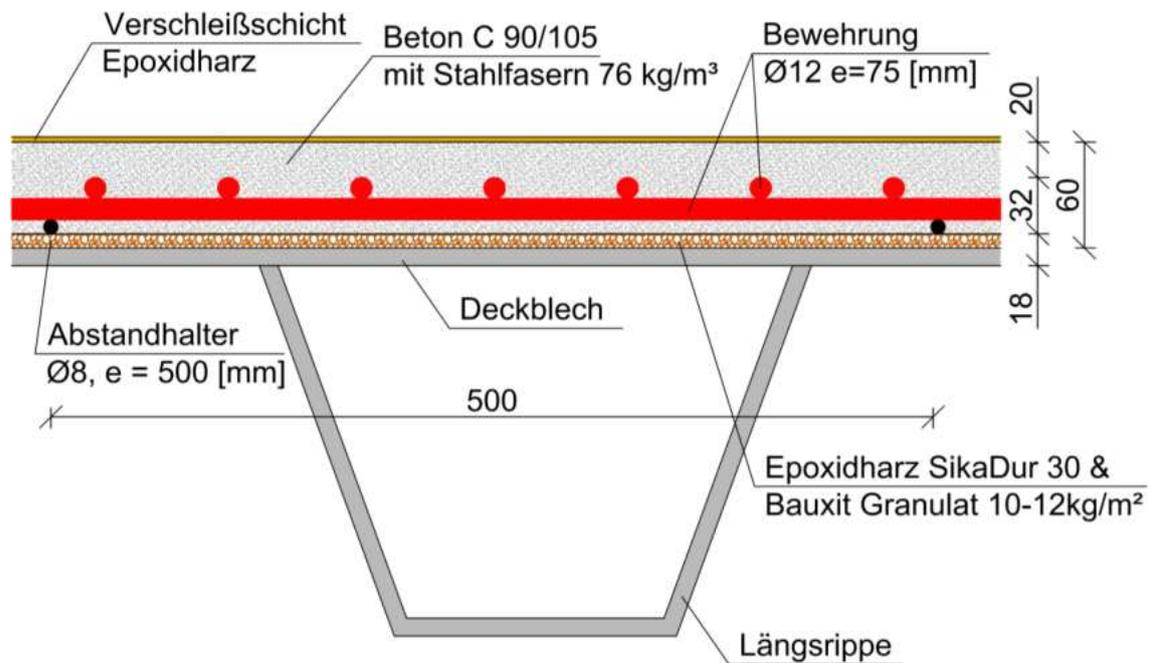


Abbildung 3.9: Bewehrungsführung „Typ II“ für System „ferroplan“, Aufbau aus [15]

- Bewehrungsgrad:
 - In Querrichtung der Brücke:
 - Bewehrungsfläche: $1 \varnothing 12, e = 75 \text{ mm} \rightarrow A_s = \frac{1,2^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{100}{7,5} = 15,1 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Betonfläche: $A_c = 5 \cdot 100 = 500 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Bewehrungsgrad: $\rho_{quer} = \frac{15,1}{500} = 0,03$
 - In Längsrichtung der Brücke:
 - Bewehrungsfläche: $1 \varnothing 12, e = 75 \text{ mm} \rightarrow A_s = \frac{1,2^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{100}{7,5} = 15,1 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Betonfläche: $A_c = 5 \cdot 100 = 500 \text{ cm}^2/\text{lfm}$
 - Bewehrungsgrad: $\rho_{längs} = \rho_{quer} = 0,03$

3.3.3 Beton – Mischung und Einbau

- Festigkeitsklasse C 90/105
- Betonrezeptur bei Abziehen und Verdichten des Betons mit Rüttelbohle:
 - Betonrezeptur im Detail für 1 Sack Bindemittel (25 kg) aus [3]:
 - 1 Sack (25 kg) Contec Bindemittel N
mit Portlandzement 52,5; Mikro Silika; Polypropylen-Fasern;
Fließmittel; Zusatz zum Austreiben von Luftblasen; Zusatz zur
Verminderung der Oberflächenspannung
 - 40 kg Sand (0,1 - 1,5 mm)
 - 62,5 kg Granit (2 – 5 mm)
 - 4 kg Stahlfasern ($d = 0,4 \text{ mm}$; $L = 12,5 \text{ mm}$; $f_{t,k} = 1200 \text{ Mpa}$)
 - 8,0 Liter Wasser
 - Betonrezeptur im Detail pro 1 m³ aus [15]:
 - 475 kg Contec Bindemittel N
mit Portlandzement 52,5; Mikro Silika; Polypropylen-Fasern;
Fließmittel; Zusatz zum Austreiben von Luftblasen; Zusatz zur
Verminderung der Oberflächenspannung
 - 750 kg Sand (0,1 – 1,5 mm)
 - 1170 kg Granit (2 – 5 mm)
 - 75 kg Stahlfasern ($d = 0,4 \text{ mm}$; $L = 12,5 \text{ mm}$; $f_{t,k} = 1200 \text{ Mpa}$)
 - 150 Liter Wasser
 - Wasser / Bindemittel Wert: $W/B \approx 0,32$
- Betonrezeptur bei Betonage mittels Gleitschalungsfertiger:
 - Betonrezeptur im Detail pro 1 m³ aus [10]:
 - 442 kg Contec Bindemittel N
mit Portlandzement 52,5; Mikro Silika; Polypropylen-Fasern;
Fließmittel; Zusatz zum Austreiben von Luftblasen; Zusatz zur
Verminderung der Oberflächenspannung
 - 707 kg Contec B9 Sand (0,1 – 1 mm)
 - 1389 kg Contec B7 Granit (2 – 4 mm)
 - 63,1 kg Stahlfasern
 - 4,2 kg Glasfasern
 - 123 Liter Wasser
 - Wasser / Bindemittel Wert: $W/B \approx 0,28$
- Mischvorgang:
 1. Mischen von Granit mit Sand
 2. Bindemittel hinzufügen
 3. Mischen ohne Wasser
 4. Wasser beimengen und mischen
 5. Stahlfasern hinzufügen und mischen
- Verdichten mit Rüttelbohle oder Gleitschalungsfertiger für größere Flächen; bei einer Betonage mit einem Gleitschalungsfertiger muss man der Betonmischung besondere Aufmerksamkeit widmen. Weiters muss eine geeignete Qualitätskontrolle des Betons gegeben sein, wie die Erfahrungen der ausgeführten Projekte zeigte (s. Abschn. 3.2.5)

- Glätten des Betons mit Betonglätter (power floating) zur Herstellung einer dichten Oberfläche
- Probleme: beim Verdichten des Betons muss ausreichend Vibrationsenergie aufgebracht werden, da sich sonst Luftblasen zwischen der Bewehrung und dem Deckblech bilden können, aufgrund des hohen Bewehrungsgrades;
- Betoneigenschaften: Steifigkeiten und Festigkeiten aus [3]:
 - E - Modul (nach 28 Tagen): $E = 47,2 \text{ GPa}$
 - Druckfestigkeit (28 d): $f_{c,k} = 117 \text{ MPa}$ Würfel 100 mm
 $f_{c,k} = 84 \text{ MPa}$ Prisma 100x100x400 mm
 - Zugfestigkeit durch 3 Punkt Biegeversuch ermittelt (mit Stahlfasern, ohne Bewehrung)

h [mm]	f_{ctm} [N/mm ²]
50	9.8
100	11.9
150	9.6

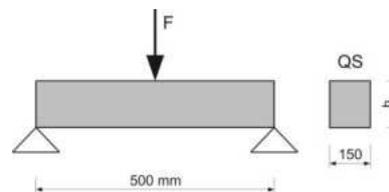


Tabelle 3.2: Zugfestigkeit des Betons C 90/105 aus 3 Pkt. Biegeversuch

3.4 Zusammenfassende Daten der ausgeführten Projekte

	Caland	Moerdijk	Hagenstein	Muiderbrug
Tragwerk	Balkenbrücke	Balkenbrücke	Balkenbrücke	Schrägseilbrücke
Spannweite	86 m	100 m	94 + 162 + 94 m	300 m
Fahrbahnbreite	7.6 m	2 x 16 m	2 x 12 m	k.A.
Deckblech Dicke	10 mm	12 - 14 mm	12 - 14 mm	k.A.
LR-Abstand e_{LR}	300 mm	k.A.	k.A.	k.A.
e_{LR}/t_{Dbl}	30	k.A.	k.A.	k.A.
Art d. LR	Trapezförmig	Trapezförmig	k.A.	U-Profil
Jahr der Sanierung	2003	2005	2006	2010
RHPC-Dicke	50 - 60 mm	47 - 100 mm	60 mm	75 mm
Betongüte	C 90/105	C 90/105	C 90/105	C 90/105
Verbund Stahl-Beton	Epoxidharz	Epoxidharz	Epoxidharz	Epoxidharz
konventionelle Bew.	2 Bew.-matten	2 Bew.-matten	3 Rollmattenbew.	2 Rollmattenbew.
Bewehrungstyp	Typ I-a	Typ I-a & Typ II	Typ I-b	Typ II
Bewehrungsgehalt	24 kg/m ²	24 kg/m ²	24 kg/m ²	24 kg/m ²
Bew. Grad längs	0.02	0.02	0.02	0.03
Bew. Grad quer	0.04	0.04	0.04	0.03
Stahlfasern	5 kg/m ²	-	-	75 kg/m ³
Renovierte Fläche	650 m ²	32.000 m ²	8400 m ²	-
Deckschicht	Keine, Beton sandgestraht	keine	synthetisch	Epoxidharz

k.A. - keine Angabe

Tabelle 3.3: Zusammenfassende Daten ausgeführter Brückensanierungen in den Niederlanden mit RHPC

3.5 Alternative Verbundfugenausbildung

3.5.1 Sandgestrahltes Deckblech (ohne Verbundmittel)

In Dänemark wurden Versuche an Kleinproben durchgeführt, um die Verbundeigenschaften der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton zu untersuchen. Anschließend wurde eine FEM-Analyse der Farø-Brücke durchgeführt.

Da bei Verbundstrukturen meistens die Grenzschicht zwischen den beiden Materialien die schwächste Stelle darstellt, wurde sehr viel Aufmerksamkeit auf diese Stelle gelenkt. Experimentelle Erfahrungen zeigen, dass das Versagen der Stahl-Beton-Verbundfuge normalerweise in einem gewissen Abstand von der physikalischen Grenze der beiden Werkstoffe stattfindet. Aus physikalischer Sicht besitzt die Grenzfläche eine finite Dicke, welche die Eindringtiefe des Zementleims in die raue Stahloberfläche umfasst. In [16] wird das Versagen der Verbundfuge durch einen Bruch nahe oder in der Übergangszone definiert. Dabei ist diese Übergangszone durch die Präsenz von Zementleim und das Fehlen von Zuschlagskörnern charakterisiert. Als Versuchsaufbau wurde ein modifizierter Keilspaltversuch gewählt, bei welchem die eine Hälfte des Probekörpers durch Stahl ersetzt wurde (siehe Abbildung 3.10).

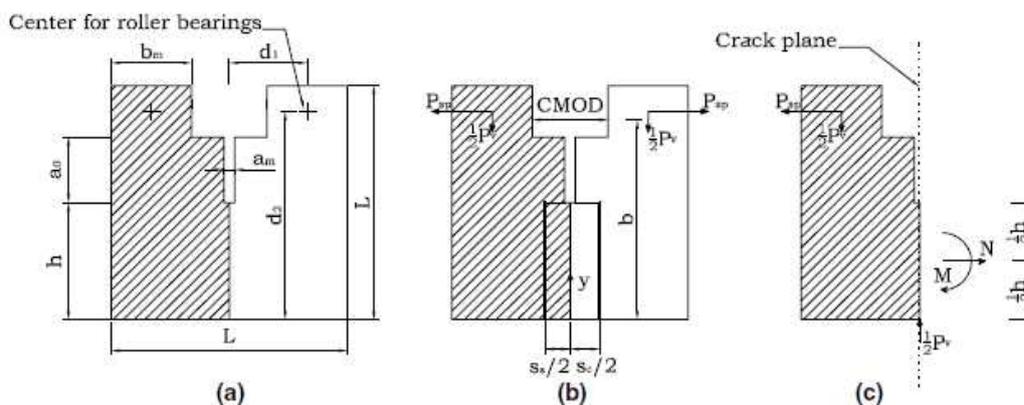


Abbildung 3.10: Versuchskörper des Keilspaltversuches [16]

Die Probekörper sind durch eine Auskehlung und eine Startkerbe charakterisiert. Für eine genauere Beschreibung des Versuchsaufbaus siehe [16]. Neben den Proben aus Stahl und Beton wurden auch solche rein aus Beton geprüft, um die Ergebnisse der Brucheigenschaften vergleichen zu können.

Wie erwartet, kam es bei den Probekörpern aus Stahl und Beton zum Bruch nahe der physikalischen Grenze zwischen den Materialien. Dieses Verhalten zeigte, dass die eigentliche Grenzfläche stärker belastbar war, als der Zementleim selbst, da an allen Proben noch Zementleim am Stahlblock anhaftete. Im Allgemeinen ging aus den Versuchen hervor, dass die Verbundprüfkörper eine geringere Bruchenergie aufnehmen konnten als die Betonprüfkörper.

Die Erkenntnisse dieser Versuche bildeten schließlich die Grundlage für die FEM-Analyse eines orthotropen Stahldecks. Dabei wurden keine mechanischen Verbindungsmittel und

auch keine Zwischenschicht, wie in den Niederlanden, vorgesehen. Durch die Ergebnisse der Kleinversuche ging man davon aus, dass ein Sandstrahlen des Fahrbahndecks ausreicht, um eine gute Verbundfestigkeit sicherzustellen. Die Kleinversuche lieferten auch die notwendigen Kenntnisse über die Eigenschaften der Grenzschicht. Im Modell wurde der traditionelle Deckschichtaufbau, bestehend aus einer 30 mm dicken Verschleißschicht und einer darunterliegenden 25 mm dicken Zwischenschicht dahingehend verändert, dass man die Zwischenschicht durch eine 50 mm dicke Aufbetonschicht ersetzte (siehe Abbildung 3.11), jedoch die Asphaltdeckschicht beibehielt. Bezogen auf den gesamten Fahrbahnquerschnitt der Farø-Brücke, welche der Analyse zugrunde lag, führte dies zu einer Erhöhung des Eigengewichts von rund 6,5%.

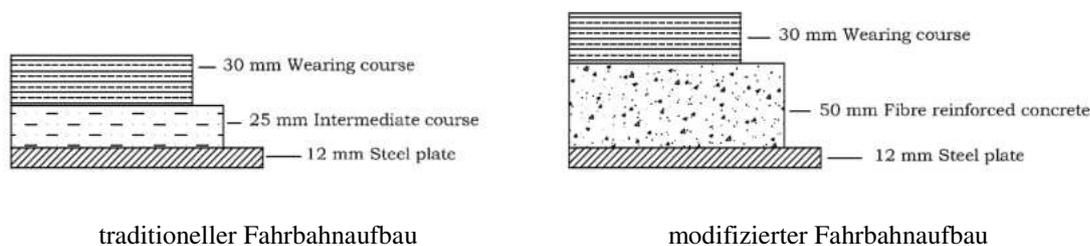


Abbildung 3.11: Fahrbahnaufbau [17]

In den Berechnungen wurde bewiesen, dass durch diese Maßnahmen eine signifikante Reduktion der auftretenden Spannungen in den ermüdungsgefährdeten Bereichen erfolgt und ein Ablösen der aufgetragenen Schicht vom Stahldeckblech nicht auftreten würde.

Praktisch umgesetzt wurde das Projekt nicht, da es an der Farø-Brücke noch zu keinen Ermüdungsschäden gekommen war. Sie diente lediglich als theoretische Grundlage für die durchgeführte Analyse. [16] [17]

Auch Juhart untersuchte in [18] die Adhäsion von UHPC an Glas und Stahl. Theoretisch ist die Bindung von UHPC an Stahl von folgenden Einflussfaktoren abhängig:

- Benetzungseigenschaften des UHPCs
- Oberflächeneigenschaften des Stahls
- Schwinden des UHPCs

Letzteres entwickelt sich über die Zeit und durch die Behinderung der Schwindverformungen entstehen im Werkstoff Zwangsspannungen, welche alleine oder durch die Überlagerung mit lastinduzierten Spannungen zu Rissen im Beton führen können, wenn sie dessen Zugfestigkeit übersteigen (siehe Abbildung 3.12). Diese Risse wiederum können die Verbundfestigkeit zwischen den Haftpartnern negativ beeinflussen.

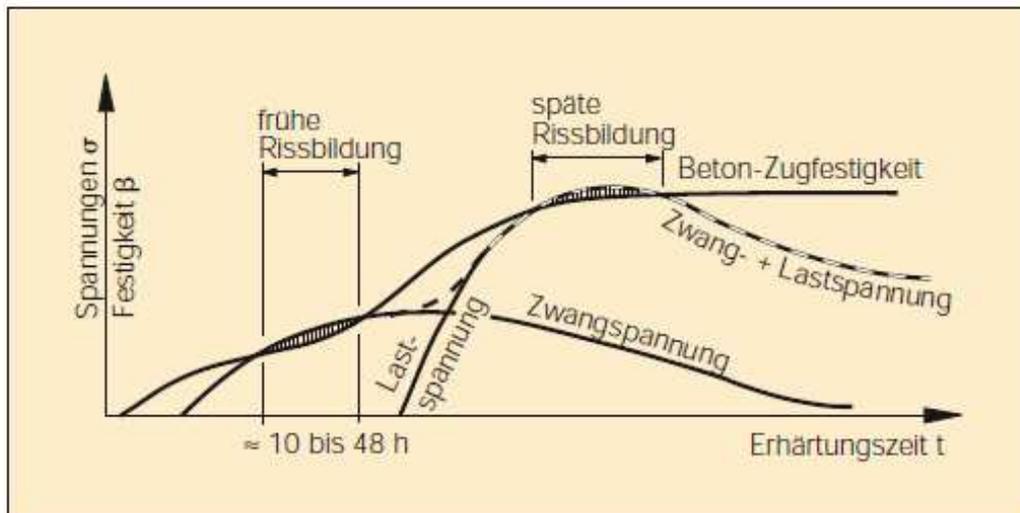


Abbildung 3.12: Entwicklung der Betonzugfestigkeit sowie Entstehen von Zwangs- und Lastspannungen in Bauteilen aus jungem Beton [18]

Versuchstechnisch wurden Untersuchungen zur Haftverbundfestigkeit von hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton und Stahl durchgeführt. Auf die Zugabe von Fasern wurde verzichtet, um mögliche zusätzliche Einflussgrößen vorerst zu vermeiden. Auch auf eine Wärmebehandlung, welche die Festigkeitskennwerte des Betons merklich erhöht hätte, wurde aus diesem Grund verzichtet.

Als Haftpartner für den UHPC wurde Baustahl der Güte S355 gewählt. Um die spezifische Adhäsion untersuchen zu können, wurden einerseits möglichst glatte Flächen (siehe Abbildung 3.13) benötigt.



Abbildung 3.13: Glatt polierte Stahloberfläche [18]

Andererseits wurde der Einfluss der Rauheit auf die Adhäsion anhand verschiedener Oberflächenrauigkeiten der Stahlkörper studiert. Um dem UHPC eine möglichst gute Angriffsfläche zu bieten, muss die Oberfläche sowohl feine als auch grobe Vertiefungen aufweisen, ähnlich der Korngrößenverteilung beim Beton. Zur Herstellung der verschiedenen Oberflächenrauigkeiten wurden die Probenuntergründe sandgestrahlt bzw. mittels eines eigens angefertigten Spitzhammer behauen (siehe Abbildung 3.14).



Abbildung 3.14: Stahlproben mit verschiedenen Rauheitsgraden (links und Mitte), Spitzhammer (rechts) [18]

Drei verschiedene Formen des Versagens konnten an Verbundproben mit glatter Oberfläche beobachtet werden:

- 1) An den Bruchflächen der Torsionsschubproben entstanden vollkommen glatte und blanke Oberflächen. Das Versagen trat unmittelbar in der Kontaktfuge auf.
- 2) Bei Zugbeanspruchung haftete eine dünne Schicht Bindemittelstein an der Stahloberfläche, wenn der Bruch an der Fuge eintrat. Das Versagen trat in der Grenzflächenschicht des UHPC ein.
- 3) Das Versagen trat im Beton auf (Betonbruch unter Zugspannung).

An Verbundproben, welche mit Verdunstungsschutz (VS) gelagert wurden, war die Haftung auf glatten Oberflächen unter Zugspannung teilweise so hoch, dass bereits Betonbruch erreicht wurde.

Die in Abbildung 3.15 ersichtlichen Zonen der Bruchflächen ergeben sich durch unterschiedlich starke Anhaftung des Betons am Stahl. Die Zone mit der stärksten Haftung ist das zentrale Feld (Zone C). Diesem Bereich annähernd gleichwertig ist die Zone B, in welcher ein ausgeprägter Haftschieber zu beobachten ist und wo der Bruch in der Grenzflächenschicht auftritt. „Blanke“ Oberflächenbereiche bilden sich meist am äußersten Ring und neben Rissen. In diesen Bereichen (Zone A) ist keine Haftung vorhanden, da sich bereits vor der Haftzugprüfung, bedingt durch das Schwinden vom Rand ausgehend, ein kapillarer Spalt bildet.

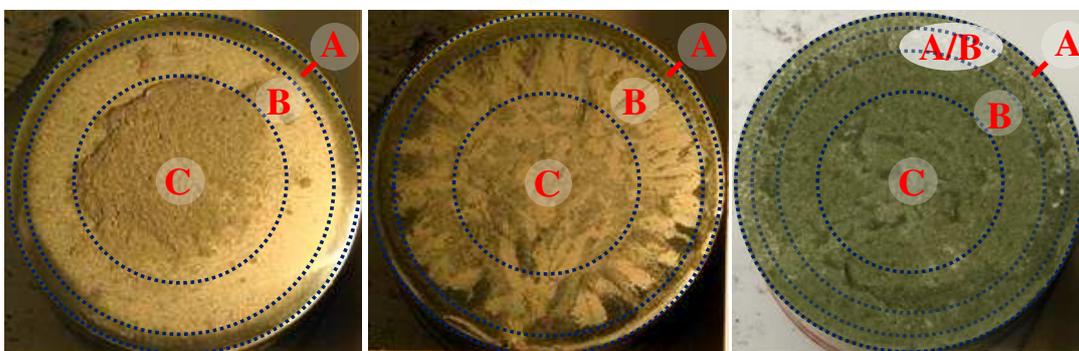


Abbildung 3.15: Beispiele von Bruchflächen mit zugehöriger Zonierung [18]

Risse in der UHPC-Schicht sind das Resultat von Zwangsspannungen, welche nur bei ausreichend gutem Verbund in der Kontaktfuge auftreten. Vergleicht man die erzielten Haftzugfestigkeiten der Proben mit VS und ohne VS wird klar, dass Risse im Beton die Adhäsion vermindern.

Für die Berechnung der Haftzugfestigkeit muss demnach eine reduzierte Fläche herangezogen werden. Die geometrische Fläche wurde einfach um den abgelösten Ring reduziert (Zone A).

Die so ermittelten Festigkeiten der glatten Proben entsprechen annähernd der technisch erzielbaren, spezifischen Adhäsionsfestigkeit. Für UHPC-EM ergab sich ein durchschnittlicher Wert der Haftzugfestigkeit von $7,8 \text{ N/mm}^2$ und für UHPC-DM $3,1 \text{ N/mm}^2$ (Anmerkung: Für die Zusammensetzung der Betonrezepturen EM und DM siehe [18]). Sofern kein VS eingesetzt wurde, reduzierten sich die Festigkeiten wesentlich: UHPC-EM $5,0 \text{ N/mm}^2$, UHPC-DM $1,6 \text{ N/mm}^2$. Die spezifische Adhäsionsfestigkeit tangential zur Oberfläche ergibt sich aus den Torsionsschubversuchen. Für UHPC-EM liegt der Wert bei $5,3 \text{ N/mm}^2$. Schubversuche mit glatter Oberfläche und UHPC-DM wurden nicht durchgeführt.

Durch das Aufrauen der Oberflächen wurden die Haftzugfestigkeiten aller untersuchten Probekörper mit VS so stark gesteigert, dass Betonbruch erreicht wurde. Es wurde also die Betonzugfestigkeit erreicht, welche die Prüfwerte begrenzte. Die Haftzugfestigkeit überstieg somit die Zugfestigkeit des UHPC.

3.5.2 Aufgeschweißte Kopfbolzendübel

Um die Durchführbarkeit und Sinnhaftigkeit dieser Ertüchtigungsmethode zu verifizieren, wurde in China eine Analyse anhand der HuMen-Brücke durchgeführt. Dabei wurde der konventionelle Aufbau mit dem neuen Verbundaufbau verglichen. Bei der HuMen-Brücke handelt es sich um eine Hängebrücke mit einer Spannweite von 888 m und einer Breite von 35,6 m. Das Haupttragsystem ist ein hexagonaler Kastenträger mit einem vollverschweißten orthotropen Fahrbahndeck. Die Platte des Stahldecks ist 12 mm dick und wird von trapezförmigen Längssteifen unterstützt. Die Längsrippen sind 320 mm breit, 260 mm hoch und in einem Abstand von 620 mm angeordnet. Die ausgeführte Deckschicht besteht aus 70mm Asphalt. Der neue Aufbau setzt sich aus einer 45 mm starken RPC-Schicht und einer 20mm dicken Asphaltenschicht zusammen (siehe Abbildung 3.16).

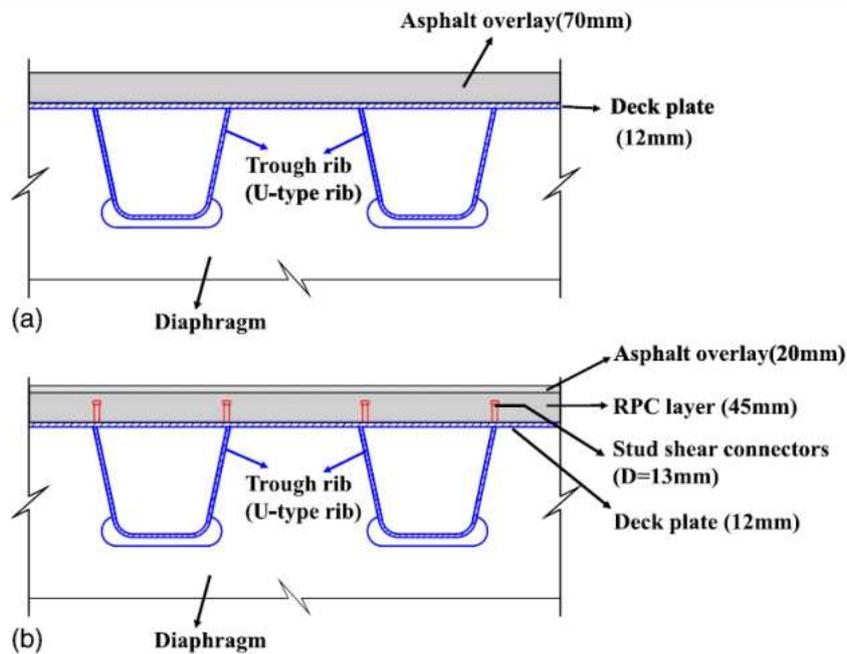


Abbildung 3.16: Konventioneller (a) und neuer (b) Fahrbahnaufbau [19]

Bei der Analyse des ursprünglichen Aufbaus wird ein Zusammenwirken der Deckschicht mit der Fahrbahnplatte vernachlässigt. Im Gegensatz dazu muss eine Verbundwirkung beim neuen System zwischen Stahl und Beton berücksichtigt und gewährleistet werden, während sie zwischen Beton und Asphalt wiederum vernachlässigt wird. Um das Zusammenwirken sicher zu stellen, wurden auf das Deckblech aufgeschweißte Kopfbolzendübel vorgesehen.

Um die Verbundfuge zu untersuchen, entschied man sich für den im Verbundbau üblichen Push-Out-Versuch. Dafür wurden auf die Gurte eines H-förmigen Stahlträgers jeweils vier Kopfbolzendübel aufgeschweißte und anschließend an beiden Seiten eine 45 mm dicke, mit Fasern und Bewehrungsmatten bewehrte RPC-Schicht aufgebracht. In Abbildung 3.17 ist die Schalung des Versuchskörpers mit bereits eingelegter Bewehrungsmatte und auf den H-Träger aufgeschweißten Kopfbolzendübel abgebildet.



Abbildung 3.17: Versuchskörper vor dem Betonieren [19]

Begleitend wurden die Biege- und Druckfestigkeit sowie der E-Modul des Betons bestimmt. Mit diesen Parametern konnte eine theoretische Tragfähigkeit eines Dübels errechnet werden, welche sich zu $Q_n = 45,77$ kN ergab. Die beiden Probekörper versagten bei einer Prüflast von 540 kN bzw. 528 kN. Dies entspricht einer durchschnittlichen Dübeltragfähigkeit von 66,75 kN und somit dem 1,46-fachen des rechnerischen Wertes.



Abbildung 3.18: Versuchskörper nach der Prüfung [19]

Abbildung 3.18 zeigt einen Versuchskörper nach der Prüfung. Das Versagen trat durch das Abscheren der Dübel auf, wobei es zu keinerlei Rissen in der RPC-Oberfläche und keiner Beschädigung des Betons rund um die Dübel kam.

Aus der FE-Berechnung der HuMen-Brücke ging eine maximale Schubspannung von 583 kN/m^2 in der Verbundfuge hervor, woraus sich eine erforderliche Dübelanzahl von 13 Dübeln pro Quadratmeter errechnen lässt.

Im Anschluss wurden Großversuche an 10,4 m langen Modellen durchgeführt. Abbildung 3.19 und Abbildung 3.20 zeigen den Prüfkörper in der Prüfmaschine sowie seinen Aufbau.



Abbildung 3.19: Versuchskörper des Großversuches [19]

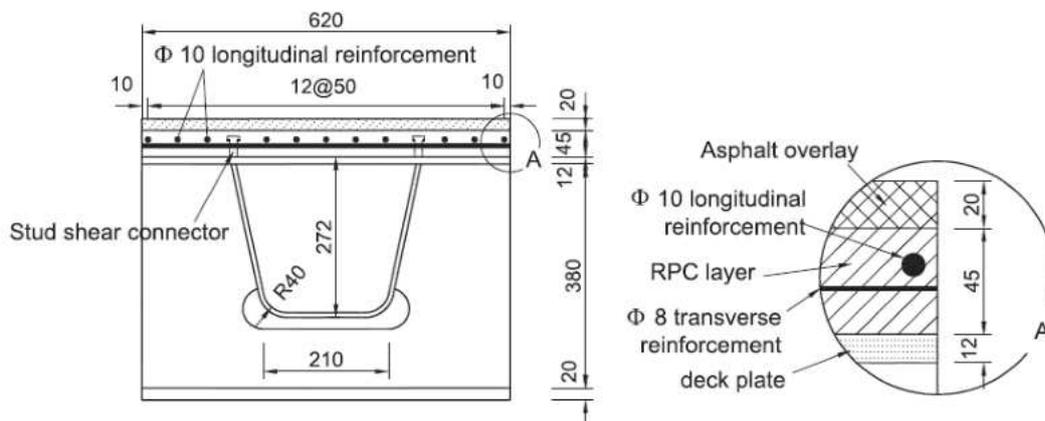


Abbildung 3.20: Aufbau des Versuchskörpers [19]

Die gewonnenen Ergebnisse der Großversuche waren durchaus positiv. So wurden keine Schwindrisse an der Betonoberfläche festgestellt und die kurzen Schubdübel ($h = 35 \text{ mm}$) konnten in der dünnen RPC-Schicht verankert werden und sorgten für eine zuverlässige Verbundwirkung. Des Weiteren wurde bewiesen, dass die Druckfestigkeit und der

Risswiderstand des Betons ausreichend groß sind, um eine dauerhafte Deckschicht zu bilden. Aus den FE-Berechnungen wurde eine maximale Längszugspannung in der Betonplatte von 10,08 MPa an der HuMen-Brücke berechnet. Das Modell konnte ungefähr das 4,2-fache dieser Spannung, nämlich 42,7 MPa aufnehmen. Auch die maximal errechnete Druckspannung von 19,29 MPa ist für den Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit von 135,9 MPa keine Herausforderung. Zwischen den Messergebnissen der Versuche und den Berechnungen konnte zufriedenstellende Übereinstimmung erreicht werden. Die auftretenden Spannungen im stählernen Deckblech werden mit dem erarbeiteten System aus Stahldeckblech, RPC und Asphalt nachweislich stark gesenkt und das Eigengewicht der Konstruktion bleibt nahezu gleich groß wie bei der konventionellen Ausführung. [19]

3.6 Aktuelle und zukünftige Entwicklungen

3.6.1 Durchgeführte, laufende und zukünftige Projekte in den Niederlanden

In den Niederlanden werden demnächst insgesamt 14 Stahlbrücken saniert und davon 8 mit einem hochfesten Beton verstärkt. Auftraggeber dieser Brückensanierungen ist Rijkswaterstaat, das niederländische Ministerium für Verkehr und Wasserbau. Generalunternehmen zur Durchführung der Sanierungsarbeiten der Brücken ist die ARGE Royal Haskoning/Arup/Greisch(B).

Folgende 8 Autobahnbrücken werden saniert und mit einem hochfesten Beton verstärkt.

1. Muiderbrug
2. Scharberg
3. Bogenbrücke Beek
4. Galecopperbrug
5. Kreekrakbrug
6. Erste Brücke bei Ewijk
7. Suurhofbrücke
8. Zweite van Brienenoord Brücke

Die erste Brücke "Muiderbrug" (Bsp. B4) wurde bereits saniert, d. h. die Risse im Deckblech wurden verschweißt und ein hochfester bewehrter Beton wurde als Fahrbahnplatte zur Verstärkung und Erhöhung der Restlebensdauer aufgebracht. Abbildung 3.21 (links) zeigt, wie das Epoxidharz auf das Deckblech aufgetragen wurde und in weiterer Folge wurde das Bauxit Granulat auf dem Epoxidharz aufgestreut. Abbildung 3.21 (rechts) zeigt das Betonieren des Betonbelags mittels eines Gleitschalungsfertigers, welcher bei größeren Flächen erforderlich ist, da sonst die gewünschte Ebenheit der Betonoberfläche nicht hergestellt werden kann. In einem abschließenden Arbeitsschritt wurde eine Deckschicht aus Epoxidharz auf die bereits erhärtete Betonoberfläche aufgebracht (Abbildung 3.22 links). In Abbildung 3.22 (rechts) sieht man nun den fertigen Fahrbelag kurz vor der Inbetriebnahme.



Abbildung 3.21: links: Einstreuen des Granulats vor Betonieren; rechts: Betonieren mit Gleitschalungsfertiger [20]



Abbildung 3.22: links: Aufbringen der Epoxy Deckschicht nach dem Betonieren; rechts: fertige Fahrbahn [20]

Weiters wurde bereits auch die dritte Brücke "Bogenbrücke Beek"(Abbildung 3.23 links) saniert und mittels eines RHPC als Fahrbahnbelag verstärkt - es konnten jedoch keine detaillierten Informationen gefunden werden. Die vierte Brücke "Galecopperbrug" (Abbildung 3.23 rechts) befindet sich bereits im Entwurf, da auch hier bereits Schäden erfasst wurden, welche durch globale und lokale Tragfähigkeitsdefizite entstanden sind.



Abbildung 3.23: links: Bogenbrücke Beek; rechts: Galecopperbrücke [20]

3.6.2 Forschungsarbeit in Deutschland

Das Regierungspräsidium Karlsruhe führt seit 2012 eine Forschungsarbeit durch, welche sich ebenfalls mit der Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten aus Stahl bei Straßenbrücken beschäftigt. Im Sinne dieser Arbeiten wurden Informationen mit dem niederländischen Ministerium für Verkehr und Wasserbau Rijkswaterstaat ausgetauscht. Diese Forschungsarbeit legt ihren Fokus ganz klar auf die ausführungstechnischen Aspekte der Verstärkungsmaßnahme der orthotropen Platte mittels hochfesten Betons. Das System "ferroplan" der Fa. Contec wurde vollständig übernommen, da in den Niederlanden bereits einige Projekte durchgeführt wurden (Bsp. B1 bis B4), wo dieses System Anwendung fand und man somit über dessen Stärken und Schwächen Bescheid wusste. In weiterer Folge unterscheiden sich wesentliche Details wie z.B. Randabschluss und Regenabläufe der Brücken aus den Niederlanden deutlich von jenen aus Deutschland oder Österreich, sodass in vielen Detailbereichen ein Anpassungsbedarf hinsichtlich der Ausführbarkeit des Systems besteht.

Im Jahr 2014 ist ein Anwendungsversuch des Systems "ferroplan" an einer kleineren Brücke in Deutschland geplant, bei dem ca. 300 m² betoniert und die ausführungstechnischen Möglichkeiten der Arbeiten überprüft werden sollen. Nach einer etwaigen Verbesserung der Ausführungstechniken ist eine Adaptierung des Systems an einer deutlich größeren Fläche einer Brücke in Deutschland geplant.

3.6.3 Forschung in Frankreich: ORTHOPLUS

Im Jahr 2007 begann das französische Ministerium für Verkehr, Straßen und Brücken (SETRA) mit dem Forschungsprojekt „Orthoplus“. Daran beteiligt waren zwei Ingenieurbüros (Arcadis, CTICM), zwei Bauunternehmen (Eiffage TP, Eiffel), sowie zwei Forschungseinrichtungen (ENTPE, LCPC). Ziel dieser Forschungsarbeit war es, für die zu hohe Ermüdungsbeanspruchung der orthotropen Stahlfahrbahnplatte, eine Sanierungs- und Verstärkungsmethode mittels UHPFRC (Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete) als Belag auf dem Stahldeckblech zu entwickeln. Der Literatur ist zu entnehmen, dass umfangreiche numerische Untersuchungen gemacht wurden. Weiters wurden Versuche im Labor durchgeführt, sowie ein 2-D FE-Modell zur Berechnung der Restlebensdauer einer orthotropen Stahlplatte entwickelt. [21]

Es wurden bisher numerische und experimentelle Untersuchungen an einem Modell durchgeführt, welches einen Ausschnitt eines Fahrbahndecks abbildet. Das Modell umfasste eine Länge von 4 m und eine Breite von 2,4 m mit 2 außenliegenden Querrippen ($e_{QR} = 3,5\text{ m}$), trapezförmigen Längsrippen ($e_{LR} = 300\text{ mm}$, $h_{LR} = 300\text{ mm}$) und einem Deckblech ($t_{dbl} = 10\text{ mm}$, 12 mm & 14 mm). Die UHPFRC-Schicht hatte eine Dicke von $t_{Beton} = 35\text{ mm}$, wobei der Beton ohne zusätzliche Zwischenschicht auf das Stahldeckblech aufgebracht wurde. Im Abstand von $e_{Dübel} = 600\text{ mm}$ wurden 20 mm lange Nelson Dübel auf das Deckblech aufgeschweißt, welche den Verbund zwischen Stahldeckblech und Beton herstellten. Die größte Schwierigkeit bestand darin, die Verbundwirkung des Betons und dem Stahldeckblech im FE-Modell realitätsnah abzubilden. Nach Optimierungen des FE-Modells ergab dieses zufriedenstellende Übereinstimmungen mit den am Versuchskörper gemessenen Dehnungen. Am Anschluss der Längsrippe an das Deckblech konnte eine

Spannungsreduktion von 60 % durch den 35 mm dicken UHPFRC-Belag erreicht werden. An der Anschlussstelle der Längsrippe an die Querrippe beträgt die ermittelte Spannungsreduktion 30 bis 50 %. [22]

Im Jahr 2011 wurde die Illzach Brücke in Frankreich mit einem Belag aus UHPFRC Fertigteilen saniert. Die Brücke ist eine Balkenbrücke mit zwei außen liegenden Stahlfachwerkträgern und einer unten liegenden Fahrbahn. Die Spannweite der Hauptträger beträgt 106 m und das Fahrbahndeck besteht aus einer stählernen orthotropen Platte mit geschlossenen Längsrippen und Querträgern in einem Abstand von 3,20 m. Die Konstruktion wies Risse an den Anschlussstellen der Längsrippen an die Querträger auf, was eine Verstärkung des Stahldecks erforderte. Der 80 mm dicke Asphaltbelag wurde abgetragen und die Sanierung des Tragwerks erfolgte mit 50 mm starken UHPFRC Fertigteilen (Grundrissabmessungen 4,0m x 2,4m), welche mittels Kopfbolzen an den Stoßstellen der Fertigteile mit dem Stahldeckblech verbunden wurden. Die Verbundfuge zwischen dem Stahldeckblech und den Fertigteilen wurde mit Injektionsmörtel ausgefüllt und die Hohlräume im Dübelbereich an den Stoßstellen wurden mit vor Ort hergestellten UHPFRC verfüllt. [23]

3.6.4 Entwicklung in Japan

Bereits in den 1980er Jahren wurden in Japan Stahlbrücken mit einer SFRC-Deckschicht errichtet. Damals war der Gedanke dahinter jedoch nicht Ermüdungsschäden vorzubeugen, oder diese zu sanieren. Die Betondeckschicht wurde zur Stabilisierung des Oberbaus bei Rampen mit großen Längsneigungen vorgesehen. Die Verbundwirkung des SFRC mit dem Deckblech wurde durch Kopfbolzendübel sichergestellt.

Die erste Brücke bei der eine Betondeckschicht zur planmäßigen Vorbeugung gegen Ermüdungsschäden eingesetzt wurde war die Yokohama Bay Brücke (unteres Fahrbahndeck 2004). Für den SFRC wurde ein schnell erhärtender Zement verwendet und die Schichtdicke betrug 75 mm. Die Verbundfuge wurde mit einem Adhäsiv ausgeführt. Dübel kamen nur an den Rändern der Fahrbahn zum Einsatz. Nach der Beendigung der Betonierarbeiten wurden Risse an der Oberfläche sichtbar (siehe Abbildung 3.24).



Abbildung 3.24: Risse in der Fahrbahnoberfläche der YBB [24]

Die meisten Risse verlaufen in Brückenlängsrichtung bei einer maximalen Breite von 0,3 mm. Die Risse wurden anschließend mit Acryl verfüllt und dank des darüber liegenden Fahrbahndecks kam es zu keinerlei Schäden durch eindringendes Regenwasser. Natürlich führten diese Schäden zu Bedenken hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von SFRC-Deckschichten.

An der Ohashi Brücke kam das System zum ersten Mal bei einer Brücke mit Ermüdungsschäden zum Einsatz. Da die Brücke für den Verkehr nicht geschlossen werden konnte, wurde der Austausch des Asphalts mit dem SFRC über Nacht durchgeführt. Damit die Betonschicht am nächsten Morgen bereits befahren werden konnte wurde auch hier ein schnell erhärtender Zement für die Betonrezeptur verwendet. Die Verbundfuge wurde ident zu der der Yokohama Bay Brücke (YBB) ausgeführt (siehe Abbildung 3.25).

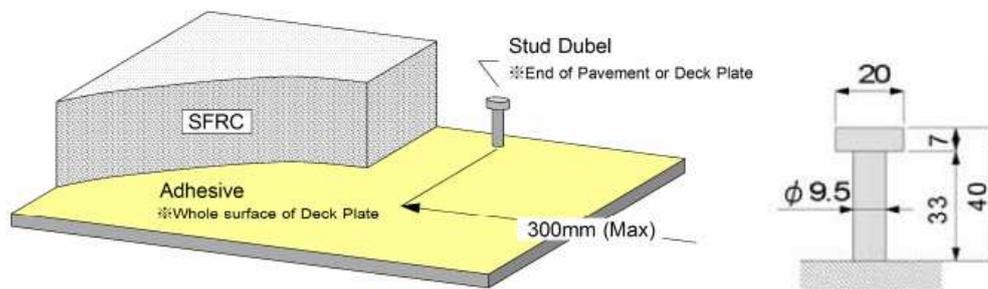


Abbildung 3.25: Fahrbahnaufbau YBB [24]

Der Unterschied zu YBB war, dass man in der Mitte der Betonschicht eine CFRP-Matte als Bewehrung einlegte. Die Karbonbewehrung hatte die Aufgabe die Rissbreiten zu beschränken und die Stabilität des Verbundes sicherzustellen.

Um einen Überblick über die erzielten Spannungsreduktionen zu erhalten, wurden am Ohira Viadukt Messungen vor und nach dem Austausch der Deckschicht durchgeführt. Die Fahrbahn setzt sich aus einem 12 mm dicken Deckblech und u-förmigen Längsrippen ($b = 320$ mm; $h = 200$ mm, $t = 6$ mm;) zusammen. Die Brücke wies nach 20 Jahren Betrieb erhebliche Ermüdungsschäden in den Schweißnähten zwischen Rippen und Deckplatte auf und war somit für ein Sanierungsprojekt ideal. Die zur Ertüchtigung vorgesehene SFRC-Platte wurde, über die Breite gesehen, in zwei Teilen hergestellt und Kopfbolzendübel wurden entlang der Ränder der Betonierabschnitte angeordnet, um ein Aufschüsseln des Betons zu verhindern. Die Verbundwirkung an sich wurde durch eine Epoxidharzschicht zwischen Beton und Stahl erzielt. Das Epoxidharz wurde auch zur Verbindung der parallel zur Brückenachse verlaufenden Arbeitsfuge verwendet. Eine Bewehrung (neben der Faserbewehrung) der Betonschicht wurde lediglich über den Hauptträgern in Form von 1 m breiten CRFP-Matten vorgesehen, um die negativen Biegemomente aufzunehmen (Abbildung 3.26).



Abbildung 3.26: Arbeiten am Ohira Viadukt [25]

Die Schichtdicke des SFRC-Belags wurde mit 75 mm in der gleichen Stärke wie die der ursprüngliche Asphaltenschicht gewählt. Um ein späteres Bearbeiten der Betonoberfläche zu ermöglichen (Fräsen, Sandstrahlen, usw.), wurde die Karbonmatte mit einer Betondeckung von 30 mm eingelegt. Anders als zum Beispiel in den Niederlanden wurde hier direkt auf die frisch aufgetragene Epoxidharzschicht betoniert. Dies setzt natürlich voraus, dass das Einbringen des Betons mit dem Aufbringen des Klebers abgestimmt werden muss. Beim Ohira Viadukt wurde 30 Minuten nach Aufbringen des Epoxidharzes der Frischbeton eingebracht. Die Nachbehandlung des Betons setzte sich aus einem Tag Abdecken mit Plastikplanen und vier Tagen Besprühen mit Wasser zusammen.

Die Vergleiche der Messungen vor und nach dem Austausch der Deckschicht zeigten, dass an den Schweißnähten zwischen Deckblech und U-Rippen eine Reduktion der Spannungen auf 1/10 der ursprünglichen Werte erzielt wurde. Auch bei den Schweißnähten zwischen den Querträgern und den U-Rippen reduzierten sich die Spannungen auf weniger als die Hälfte. Diese Ergebnisse bewiesen eindeutig den positiven Einfluss der Methode auf die Höhe der auftretenden Spannungen in der orthotropen Platte. Da die Messungen direkt nach der Aushärtung des Betons durchgeführt wurden, bilden sie das Maximum der Spannungsreduktion (noch kein Kriechen des Betons) ab. Bezüglich der Dauerhaftigkeit der Deckschicht wurden auch nach 4 Monaten des Betriebs keinerlei Oberflächenrisse entdeckt. [24] [25]

4 Grundkonzept des Forschungsprojektes – Anforderungen an Stahldeck, Verbundfuge und Betonplatte

4.1 Allgemein

Nachfolgend wird das Grundkonzept des Forschungsprojektes überblicksmäßig dargestellt, um sicherzustellen, dass mit der Verstärkung der stählernen orthotropen Platte durch die Hochleistungsbetonplatte (HBP) auch tatsächlich eine Lebensdauer des Fahrbahndecks von zumindest 100 Jahren erreicht wird. Dieses Ziel ist sehr ambitioniert, da ja das stählerne Fahrbahndeck für die untersuchten Stahlbrücken aus den 1960er und 1970er Jahren nicht in Hinblick ausreichender Ermüdungstragsicherheit ausgelegt wurde.

Die Anforderungen für das stählerne Fahrbahndeck liegen daher in der Gewährleistung einer Gesamtlebensdauer von zumindest 100 Jahren. Dies bedeutet, dass nur der Grenzzustand der Materialermüdung für das stählerne Fahrbahndeck zu betrachten ist. Die statische Tragfähigkeit ist von untergeordneter Bedeutung, da orthotrope Platten auch ohne jegliche Verstärkung sehr große plastische Tragreserven aufweisen. Die Verstärkung mit einer HBP erhöht diese hohe statische Tragfähigkeit in erheblichem Ausmaße, sodass – trotz höherer Verkehrslasten im Eurocode gegenüber der Originalauslegung dieser Stahlbrücken – diesbezüglich keinerlei Probleme entstehen und kein weiterer Tragsicherheitsnachweis des stählernen Fahrbahndecks erforderlich wird.

Zur Gewährleistung der ausreichenden Gesamtlebensdauer für das stählerne Fahrbahndeck ist zwingend zu differenzieren zwischen dem Zeitraum mit konventionellem Asphaltbelag (ohne Verstärkung), der hier – angepasst an die lokalen Verhältnisse mit Inbetriebnahme um das Jahr 1970 und frühester möglicher Umsetzung der Verstärkung etwa um das Jahr 2020 – mit 50 Jahren festgelegt wird (Phase I). Mit Verstärkung durch eine HBP sind danach noch zumindest 50 weitere Jahre – bis in das Jahr 2070 – zu gewährleisten. Die Vorgehensweise und die wesentlichen Annahmen, um dies sicher zu stellen, werden in Abschnitt 4.2 dargestellt.

Die Anforderungen an die Hochleistungsbetonplatte sowie die Verbundfuge sind vielfältig. Primär muss die Plattendicke sowie die Steifigkeit von HBP und Verbundfuge die ausreichende Gesamtlebensdauer des stählernen Fahrbahndecks garantieren. Aus dieser Bedingung ergeben sich notwendige Mindestdicken der HBP, die – wie später noch gezeigt – von der Schlankheit des Deckbleches abhängen. In Hinblick der Dauerhaftigkeit der Hochleistungsbetonplatte und der Verbundfuge ist jedoch auch die statische Tragfähigkeit sowie die Gebrauchstauglichkeit (insbesondere Prognose der Rissentwicklung in der HBP) detailliert zu betrachten. Dabei muss auch auf die weitere Zunahme der Schwerverkehrslasten Bedacht genommen werden. Daher werden die ungünstigsten Beanspruchungen in HBP und Verbundfuge auf Basis der „häufigen Lastkraftwagen“ nach EN 1991-2 dargestellt, in Abbildung 4.1, ausgelegt, die aus heutiger Sicht unverhältnismäßig hoch erscheinen (z.B. Gesamtfahrzeuggewichte 610 bzw. 630 kN – etwa 62 bzw. 63 to), obwohl sie auch die dynamische Wirkung miterfassen.

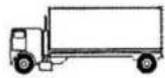
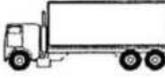
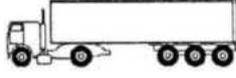
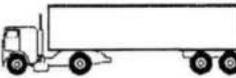
Typ	Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Gges [kN]	Achslasten Ai [kN]	Reifenart
T1		4.50	280	90 190	A B
T2		4.20 1.30	360	80 140 140	A B B
T3		3.20 5.20 1.30 1.30	630	90 180 120 120 120	A B C C C
T4		3.40 6.00 1.80	560	90 190 140 140	A B B B
T5		4.80 3.60 4.40 1.30	610	90 180 120 110 110	A B C C C

Abbildung 4.1: Idealisierte Schwerfahrzeuge aus Eurocode EN 1991-2 (Tab. 4.6) – ELM 2

4.2 Untersuchte konstruktive Ausführung für das stählerne Fahrbahndeck

Viele Stahlbrücken in den 1960er und 1970er Jahren weisen offene Längsrippen auf, da die heute übliche Ausführung mit geschlossenen Längsrippen damals patentrechtlich geschützt war.

In diesem Projekt werden nur stählerne Fahrbahndecks mit offenen Längsrippen zugrunde gelegt, wobei hinsichtlich der Geometrie die Anlageverhältnisse der Praterbrücke – als typischer Vertreter für die Bauweise aus dieser Zeit – als Basis dienen. Die Hauptabmessungen betragen (s. Abbildung 4.2):

- HT-Abstand: $e_{HT} = 7560$ mm
 - Querrippenabstand: $e_{QR} = 2000$ mm
 - Längsrippenabstand: $e_{LR} = 360$ mm
 - Längsrippenquerschnitt: 200 / 10
- (Anm.: kleinster LR-Querschnitt am Brückentragwerk)

4.3 Lebensdauerberechnung für das stählerne Fahrbahndeck

- **Maßgebende Detailpunkte**

Folgende Detailpunkte sind für die Ermüdungstragsicherheit bzw. Lebensdauerberechnung eines stählernen Fahrbahndecks maßgebend (siehe Abbildung 4.2):

- Detail D1: Anschlussdetail der Längsrippe zum Deckblech
- Detail D2: Anschlussdetail von Längs- zu Querrippe

Die Verstärkung durch die HBP ist primär für das Detail D1 bedeutsam. Innerhalb dieses Projektes soll aber auch die geringere Verbesserung für Detail D2 quantifiziert werden.

Die Lebensdauerberechnung erfolgt unabhängig für die beiden maßgebenden Details. Dabei erfolgt die Berechnung des Details immer für die ungünstigste Stelle am Fahrbahndeck, die vorweg durch Bestimmungen von Einflusslinien für die ungünstigsten Achsen des Schwerverkehrs ermittelt werden. Für die insgesamt drei untersuchten Deckblechstärken t_{DB} erfolgten unabhängige Berechnungen.

- **Lebensdauerberechnung – Vorgehensweise im Überblick**

Die Ermittlung der Lebensdauer des stählernen Fahrbahndecks in den betrachteten Detailpunkten D1 und D2 erfordert zwingend die Simulation der Schwerfahrzeugüberfahrten. Als Basis dienen dabei die 5 Fahrzeugtypen des Ermüdungslastmodells (ELM) 4 des Eurocode EN 1991-2, die Abbildung 4.3 zeigt. Da diese Schwerfahrzeuge hinsichtlich Achslasthöhe bzw. Gesamtgewicht zukünftige Entwicklungen mitabdecken, sind sie konservativ zur Ermittlung der Beanspruchungskollektive für den Zeitraum ohne Verstärkung (von 1970 bis 2020). Dieser Sachverhalt ergab sich aus „Weigh in motion“ – Messungen im Bereich der Autobahn A23 [1]. Aus den Ergebnissen dieser Schwerverkehrsmessungen wurden in [2] zutreffendere, geringere schadensäquivalente Fahrzeuggesamtgewichte G^*_{ges} abgeleitet und an das ELM 4 angepasst, wie Abbildung 4.4 zeigt. Hinsichtlich der Häufigkeiten der einzelnen Fahrzeugtypen wurden die Empfehlungen nach EN 1991-2 für internationalen Verkehr übernommen (vgl. Abbildung 4.3, „große Entfernung“).

Zusammenfassend zeigt Abbildung 4.4 die in diesem Projekt verwendeten Schwerverkehrsdaten, die die Schwerverkehrsdaten auf österreichischen Autobahnen zurzeit bestmöglich abdecken und für die Verkehrssimulation am unverstärkten Fahrbahndeck für den Zeitraum 1970 bis 2020 verwendet wurden. Die Geometrie der Achsen entspricht dabei den Annahmen in Abbildung 4.3.

Tabelle 4.7 — Gruppe von Ersatzfahrzeugen

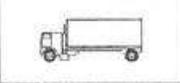
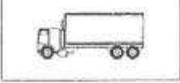
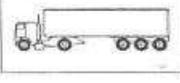
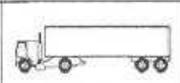
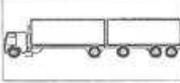
	FAHRZEUGTYP			VERKEHRSART			7	Ges [kN]
	1	2	3	4	5	6		
				Große Entfer- nung	Mittlere Entfer- nung	Orts- verkehr		
Typ	SCHWERFAHRZEUG	Achsaab- stand (m)	Ersatz- achslast (kN)	Schwer- ver- kehrsan- teil	Schwer- ver- kehrsan- teil	Schwer- ver- kehrsan- teil	Reifenart	
T1		4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B	200
T2		4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B	310
T3		3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C	490
T4		3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B	390
T5		4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C	450

Tabelle 4-8 — Definition der Radaufstandsflächen und Radabstände

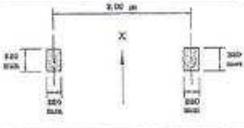
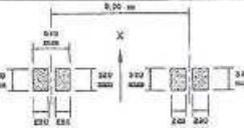
REIFEN/ ACHSART	GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN
A	
B	
C	

Abbildung 4.3: Ermüdungslastmodell ELM4 nach Eurocode EN 1991-2 (Tab. 4.7 und 4.8)

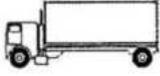
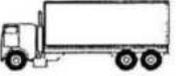
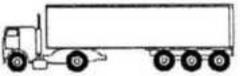
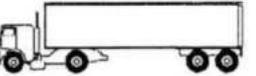
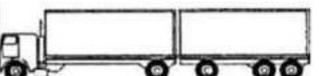
Typ	Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	G*ges [kN]	Achslasten Ai [kN]	Reifenart	Häufigkeit [%]
T1		4.50	142	49.7 92.3	A B	20
T2		4.20 1.30	273	61.6 105.7 105.7	A B B	5
T3		3.20 5.20 1.30 1.30	360	51.4 110.2 66.1 66.1 66.1	A B C C C	50
T4		3.40 6.00 1.80	290	52.1 104.1 66.9 66.9	A B B B	15
T5		4.80 3.60 4.40 1.30	321	49.9 92.7 64.2 57.1 57.1	A B C C C	10

Abbildung 4.4: Lebensdauerberechnung – Angenommene Schwerverkehrsdaten für die Vergangenheit, ohne Verstärkung (ELM4-mod)

Hinsichtlich der Schwerverkehrsfrequenz erfolgte ebenfalls eine Orientierung an aktuellen Messwerten in Österreich, auf Basis von Messungen an der A23 in Wien im Bereich Praterbrücke. Für den Zeitraum von 2000 bis 2020 wird, entsprechend der Abbildung 4.5, von einer Gesamtzahl von $2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeugen je Fahrtrichtung und Jahr ausgegangen, wobei davon 60% auf die meistbefahrene Hauptspur entfallen. Somit liegen in der Hauptspur $0,6 \cdot 2 \cdot 10^6 = 1,2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeuge je Jahr vor. Für den Zeitraum von 1970 bis 2000 erfolgt der in Abbildung 4.5 dargestellte vereinfachte lineare Zuwachs an Schwerfahrzeugen, belegt durch Messungen an der Tauernautobahn.

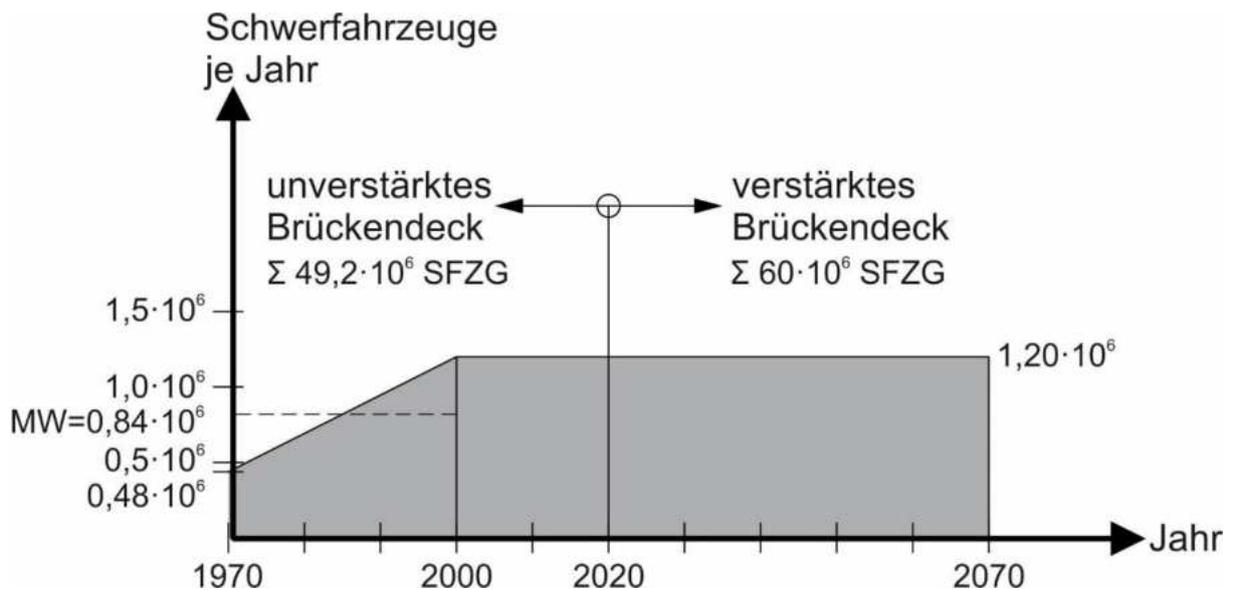


Abbildung 4.5: Gewählte Annahme zur Schwerverkehrsfrequenz in der Hauptspur

Für die Zeit nach der Verstärkung wird vereinfacht von einer konstanten Schwerfahrzeugfrequenz – $1,2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeuge je Jahr auf der Hauptspur – ausgegangen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass bei der Ermittlung des Beanspruchungskollektives für den betrachteten Detailpunkt differenziert werden muss, hinsichtlich unterschiedlicher Schwerverkehrsdaten.

a.) Zeitraum vor der Verstärkung

- rechnerisch für das Jahr 1970 bis 2020
- Schwerverkehrsmischung nach Abbildung 4.4, repräsentativ für den aktuellen Schwerverkehr auf Autobahnen in Österreich
- Schwerverkehrsfrequenz nach Abbildung 4.5; somit in Summe $49,2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeuge

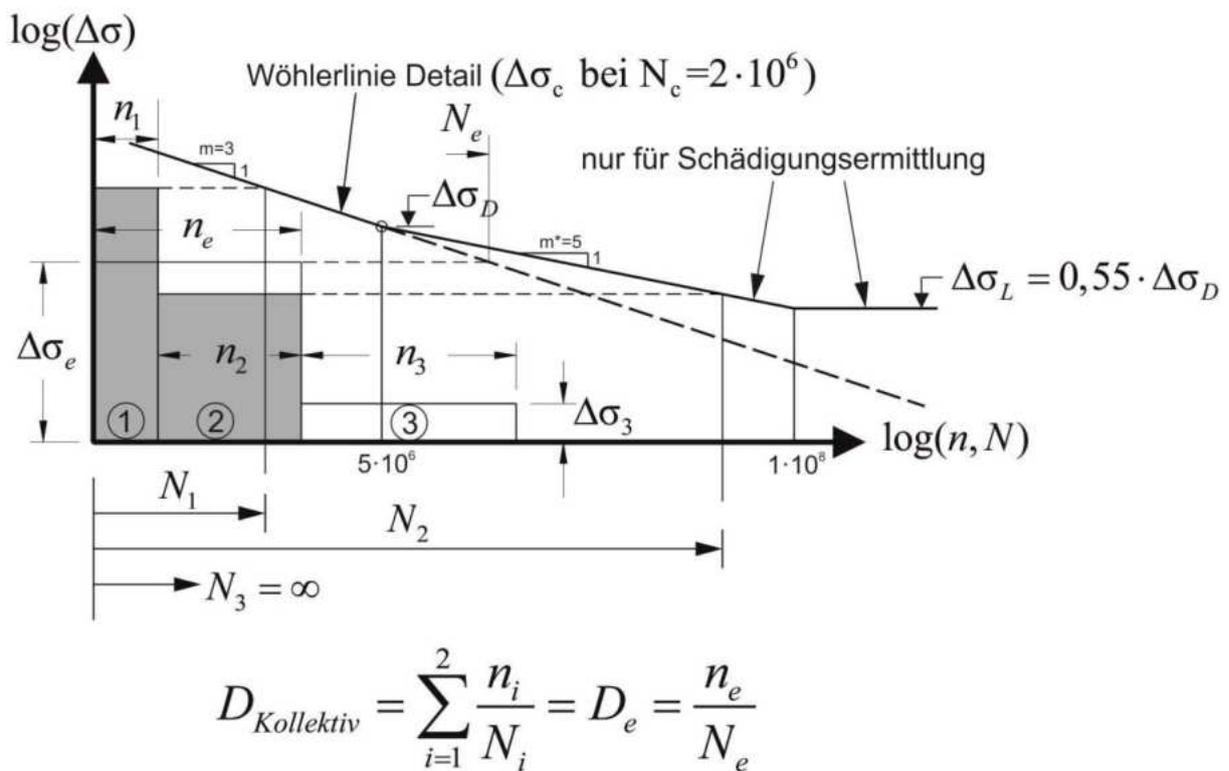
b.) Zeitraum nach der Verstärkung

- rechnerisch für das Jahr 2020 bis 2070
- Schwerverkehrsmischung nach Abbildung 4.3, entsprechend des ELM 4 des Eurocodes für die Projektierung neuer Brücken
- Konstante Schwerverkehrsfrequenz nach Abbildung 4.5 mit $1,2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeugen je Jahr und Hauptspur, somit in Summe $60 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeuge

Die Restlebensdauerberechnung für einen bestimmten Detailpunkt am Fahrbahndeck beinhaltet somit die folgenden wesentlichen Teilschritte:

- a.) Simulation der Schwerverkehrsüberfahrten am unverstärkten Fahrbahndeck mit Schwerverkehrsmischung nach Abbildung 4.4 für den Zeitraum 1970 bis 2020 mit in Summe $49,2 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeugen (vgl. Abbildung 4.5)

- b.) Ermittlung des zugehörigen Belastungskollektives, d.h. Auszählen der einzelnen Beanspruchungsspiele und Ordnung nach deren Größe
- c.) Schädigungsberechnung nach Palmgren/Miner zur Ermittlung des ermüdungsäquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_{e,alt}$. Bei der Schädigungsrechnung wird generell – auch für das Beanspruchungskollektiv am verstärkten Fahrbahndeck – die geringere Schädigung von Beanspruchungsspielen unter der anfänglichen Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ nach Eurocode EN1993-1-9 erfasst. Diese Vorgehensweise zeigt Abbildung 4.6. Dabei können Beanspruchungsspiele unter dem Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ als nicht schadenswirksam vernachlässigt werden.
- d.) Eigentliche Lebensdauerberechnung – Ermittlung der notwendigen Dicke der HBP



Anm.: Kollektivteil 3 nicht schadenswirksam ($\Delta\sigma_3 < \Delta\sigma_L$)

Abbildung 4.6: Anwendung der Schädigungshypothese nach Palmgren /Miner – Ermittlung des äquivalenten Einstufenkollektives $\Delta\sigma_e$

• **Konzept 1**

Das Konzept 1 ist zusammenfassend in Abbildung 4.7 dargestellt. Zum Zeitpunkt der rechnerischen Verstärkung im Jahr 2020 ist die aktuelle Ermüdungsschädigung $D_{alt} < 1,0$ (zufolge der äquivalenten Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_{e,alt}$ mit $n_{alt} = 49,2 \cdot 10^6$ Lastwechseln bzw. Schwerfahrzeugüberfahrten).

Durch die Verstärkung mit der HBP ist nun das Spannungsniveau deutlich kleiner – die Simulation des Schwerverkehrs nach Abbildung 4.3 mit insgesamt $60 \cdot 10^6$ Schwerfahrzeugen (vgl. Abbildung 4.6) mit anschließender Betriebskollektivermittlung und nachfolgender Schädigungsberechnung führt zur äquivalenten Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_{e,neu}$. Aus den beiden Kollektivteilen „alt“ ($\Delta\sigma_{e,alt}$ mit n_{alt}) und „neu“ ($\Delta\sigma_{e,neu}$ mit n_{neu}) errechnet sich ein resultierendes Gesamtkollektiv ($\Delta\sigma_{e,ges}$).

Durch Variation der Dicke der Betonplatte und damit Variationen der Höhe von $\Delta\sigma_{e,neu}$ wird letztendlich der in Abbildung 4.7 dargestellte Grenzfall erreicht, der zu einer Gesamtschädigung von $D_{gesamt} = 1,0$ führt. Dies bedeutet – wie als Ziel vorgegeben – dass nun nach 100 Betriebsjahren (1970-2070) rechnerisch die Ermüdungstragsicherheit erschöpft ist.

Damit kann nun die erforderliche Mindestdicke $t_{c,min}$ der HBP angegeben werden.

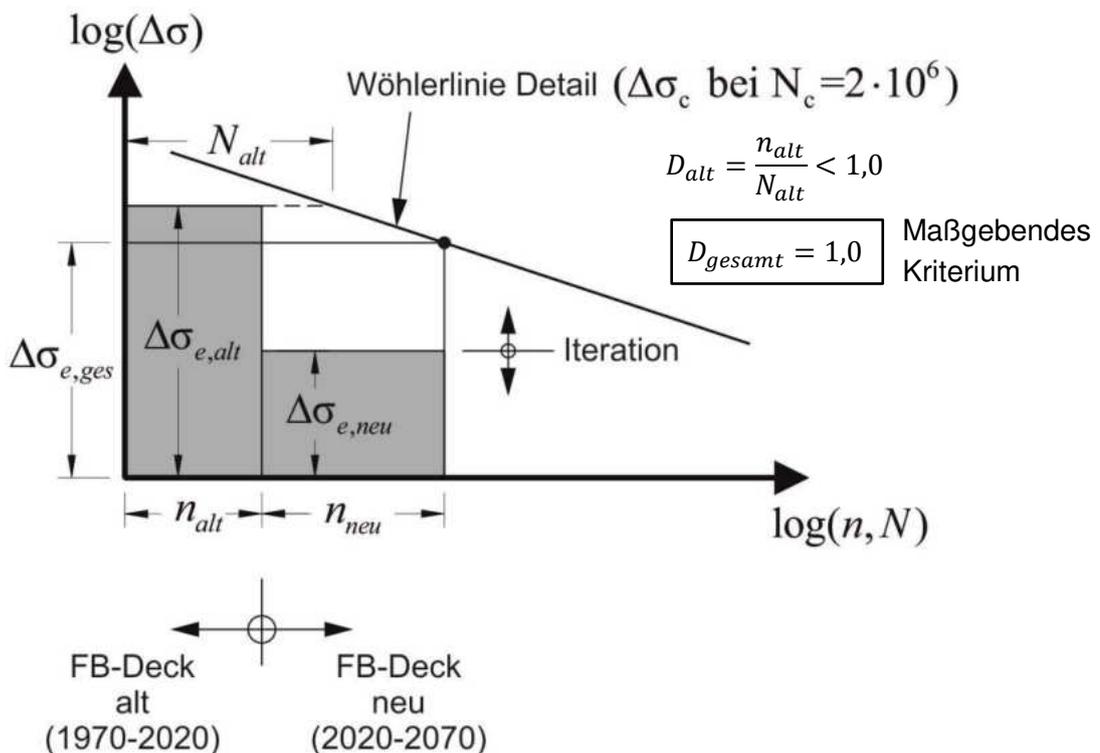


Abbildung 4.7: Lebensdauerberechnung Fahrbahndeck – Konzept 1 (vereinfachte Darstellung ohne Dauerfestigkeit)

- **Konzept 2**

Infolge der sehr hohen Ermüdungsbeanspruchung am unverstärkten Fahrbahndeck kann es vorkommen, dass zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits rechnerisch keine ausreichende Ermüdungstragsicherheit mehr attestiert werden kann. Dies bedeutet, dass ein Schädigungsmaß $D_{alt} > 1,0$ vorliegt, wie Abbildung 4.8 zeigt. Bedingt durch die mitunter sehr konservativen Annahmen im Zuge der Lebensdauerberechnung sind damit nicht zwingend Ermüdungsrisse verbunden. Es ist jedoch in diesen Fällen zwingend eine Rissprüfung an den untersuchten Detailpunkten erforderlich. Werden tatsächlich Risse angetroffen, sind diese fachkundig zu sanieren.

Wenn somit an den betrachteten Detailpunkten zum Zeitpunkt der Verstärkung keine Ermüdungsriss vorliegen, kann trotzdem ein Weiterbetrieb erfolgen, wenn entsprechend Abbildung 4.8 vorgegangen wird. Um sicher zu stellen, dass nach der Verstärkung rechnerisch keinerlei weitere Ermüdungsschädigung am betrachteten Detailpunkt vorliegt, müssen die maximalen Beanspruchungsspiele aus dem zukünftigen Betrieb unter dem Schwellwert $\Delta\sigma_L$ bleiben. Dabei ist es nicht ausreichend, nur die Schwerfahrzeuge nach Abbildung 4.3 heranzuziehen, da diese „schadensäquivalente“ Fahrzeuge darstellen und nicht sehr selten auftretende extrem schwere Schwerfahrzeuge. Daher werden nun die Schwerfahrzeuge nach Abbildung 4.1 herangezogen, die auch in fernerer Zukunft als oberste Grenzwerte angesehen werden können. Die Überfahrt eines dieser Fahrzeuge führt zum maximalen Beanspruchungsspiel $\Delta\sigma_{max,neu}$, dass im Grenzfall – wie Abbildung 4.8 zeigt – ident zu $\Delta\sigma_L$ sein darf.

Durch Variationen der Dicke der Betonplatte kann nun wieder die Mindestdicke $t_{c,min}$ der HBP gefunden werden, um die Grenzbedingung nach Abbildung 4.8 einzuhalten. Damit kann das Detail nun auch als dauerhaft angesehen werden, d.h. es ist eine rechnerische Gesamtlebensdauer über 100 Jahre gegeben.

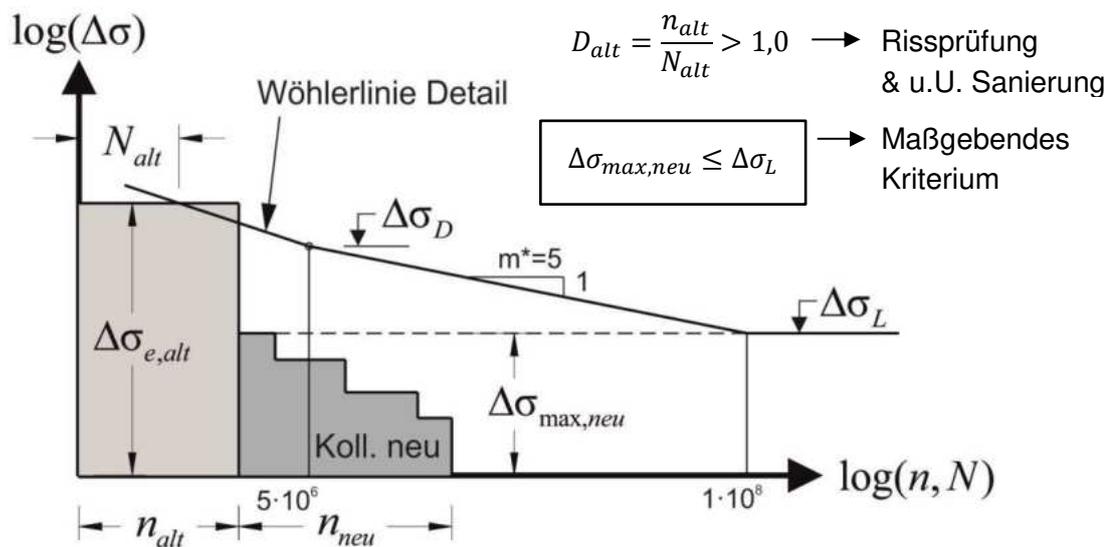


Abbildung 4.8: Lebensdauerberechnung Fahrbahndeck – Konzept 2

- **Konsequenzen bei der praktischen Umsetzung**

Wenn ein Nachweis der Gesamtlebensdauer nach Konzept 1 für einen Detailpunkt des stählernen Fahrbahndecks erbracht wird, sind zum Zeitpunkt der Durchführung der Verstärkung nur stichprobenartige Rissprüfungen an den höchstbeanspruchten Stellen am Tragwerk erforderlich. Dies deshalb, da rechnerisch noch eine ausreichende Restlebensdauer vorliegt.

Im Gegensatz dazu ist in Fällen, wo dies nicht gegeben ist, das Konzept 2 anzuwenden. Nunmehr ist jedoch zum Zeitpunkt der Verstärkung an den betrachteten Detailpunkten mit Ermüdungsrissen zu rechnen. Daher ist eine konsequente Rissprüfung zwingend notwendig und erforderlichenfalls eine Sanierung von dabei angetroffenen Ermüdungsrissen. Die Verstärkung durch die HBP führt jedoch zu einer derart deutlichen Reduktion der Höhe der Beanspruchungsspiele, dass zukünftig keine weiteren Ermüdungsrisse an diesen Detailpunkten zu erwarten sind.

5 Anforderungen an die Betonplatte zur Gewährleistung ausreichender Restlebensdauer für das Stahldeck

5.1 Maßgebende Detailpunkte

Bei der Analyse der Ermüdungstragfähigkeit und damit der Restlebensdauer des stählernen Fahrbahndecks ergeben sich zwei wesentliche Detailpunkte, die in Anhang A (Abschnitt A.3) detailliert untersucht wurden und in Abbildung 5.1 nochmals dargestellt sind.

- Detail D1: Deckblechunterseite bei Längsrippenanschluss; maßgebend sind hier die Normalspannungen σ in Brückenquerrichtung
- Detail D2: Anschluss zwischen Längs- und Querrippe; maßgebend sind hier die Normalspannungen in der Längsrippe am Querrippenausschnitt, nahe der Längsrippenunterkante

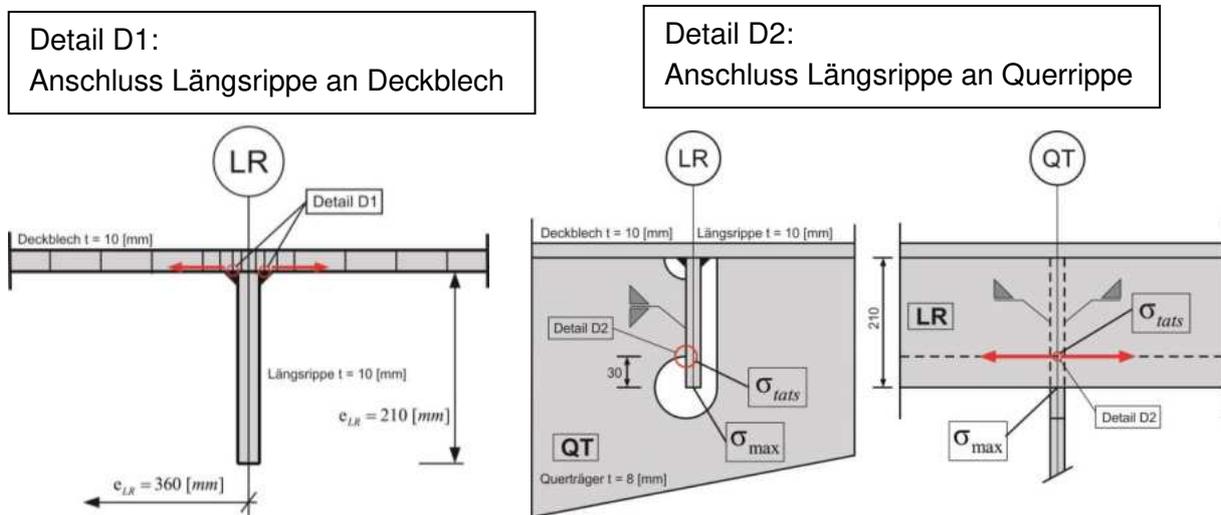


Abbildung 5.1: Maßgebende Details zur Beurteilung der Restlebensdauer des stählernen Fahrbahndecks

Diese zwei Detailpunkte kommen naturgemäß am stählernen Fahrbahndeck sehr häufig vor. Im Zuge der numerischen Untersuchungen zur Restlebensdauer wurde in Anhang A daher gezielt nach jenen Lagen am Fahrbahndeck gesucht, wo die ungünstigsten Beanspruchungsverhältnisse vorliegen. Hinsichtlich Detail D1 war dies die erste Längsrippe nahe dem Hauptträger und auch für Detail D2 war diese Längsrippe maßgebend.

5.2 Vorschädigung am Fahrbahndeck vor der Verstärkung

Wie im Abschnitt 4 näher ausgeführt, wurde angenommen, dass die Betonverstärkung erst nach 50 Betriebsjahren erfolgt (Abbildung 4.5). Damit entsteht hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung ein deutlich größerer Schädigungsanteil am unverstärkten Altbestand als nach der Verstärkung – bedingt durch das dann deutlich geringere Spannungsniveau. Die detaillierte Berechnung dieser Vorschädigung für die beiden

untersuchten Detailpunkte, dokumentiert in Abschnitt A.4 und A.6 in Anhang A, ergab rein rechnerisch keine verfügbare Restlebensdauer nach diesen ersten 50 Betriebsjahren unmittelbar vor der Verstärkung.

Dazu ist jedoch anzumerken, dass bei dieser Berechnung der Vorschädigung bewusst sehr konservative Annahmen getroffen wurden, um das Risiko von Ermüdungsrissen bei der Verstärkungslösung zu minimieren.

Einerseits wurde von einer sehr hohen Verkehrsfrequenz in der Fahrspur ausgegangen (Abbildung 4.5), weiters wurden die kürzlich gemessenen Schwerverkehrsachslasten (Tabelle A.3) auch auf die Vergangenheit angewendet, ohne die Erfassung geringer beladener LKW's. Vor allem jedoch wurde von einer zentrischen, ungünstigsten Spurlage für alle Achsen (vgl. Abbildung A. 10) ausgegangen. Dies gemeinsam führt dazu, dass zwar rein rechnerisch keinerlei Restlebensdauer zur Verfügung steht, aber dennoch eine Verstärkungslösung möglich wird.

Es ergeben sich jedoch zwei Konsequenzen daraus:

- An den ungünstigsten Stellen für Detail D1 und D2 sind am Fahrbahndeck vor der Verstärkung zwingend Rissprüfungen erforderlich. Wie aktuell begleitende Messungen an der Praterbrücke zeigten, ist das Antreffen von Ermüdungsrissen – bedingt durch die konservativen Berechnungsannahmen – eher unwahrscheinlich. Werden jedoch Ermüdungsrisse angetroffen, sind diese vor der Betonverstärkung zu sanieren.
- Für die Auslegung der Verstärkung muss nun ein deutlich geringeres Spannungsniveau angestrebt werden, da nach der Verstärkung keine weitere Ermüdungsschädigung an den maßgebenden Stellen (Detail D1, D2) zugelassen werden kann. Dies bedeutet ein Vorgehen nach Konzept 2, dargestellt in Abbildung 4.8.

5.3 Anforderungen an die Betonplatte in Hinblick ausreichender Restlebensdauer – numerische Untersuchungen

5.3.1 Allgemein

Nachfolgend werden an dieser Stelle die detaillierten Untersuchungen, die in Anhang A dokumentiert sind, zusammengefasst.

Wie in Abschnitt 5.2 dargestellt, ist es aufgrund der hohen Vorschädigung vor der Verstärkung notwendig, das Beanspruchungsniveau deutlich zu senken, sodass nach Konzept 2 auch für selten auftretende „überladene“ Schwerfahrzeuge nach Abbildung 4.1 keine weitere Ermüdungsschädigung auftritt.

Im Zuge der numerischen Untersuchungen wurden konservative Annahmen zur effektiven Biegesteifigkeit der Betonplatte (mit Erfassung einer allfälligen Rissbildung) und der elastischen Nachgiebigkeit der Verbundfuge vorgenommen, um obere Grenzwerte der Beanspruchung im Fahrbahndeck zu erhalten. Andererseits wurden bei der Ermittlung der ungünstigsten Beanspruchungen in der Betonplatte und der Verbundfuge, infolge dieser

„überladenen“ Schwerfahrzeuge (vgl. Abbildung 4.1) sowie von Temperaturzwangsbeanspruchungen, obere Grenzwerte der Steifigkeit für Verbundfuge und Betonplatte angesetzt, um auch diesbezüglich konservative Ergebnisse zu erhalten.

Wie im Anhang A näher ausgeführt, wurden dabei zwei verschiedene FE-Modelle verwendet, um eine hohe Genauigkeit der Spannungsberechnung sicher zu stellen.

Alle rechnerischen Annahmen zur Steifigkeit der Verbundfuge und der Betonplatte setzen die vorgeschlagene Ausführungsform der Verstärkung, wie sie auch im Großversuch umgesetzt wurde, voraus. Dies bedeutet eine Verbundfuge in Form eines Epoxidharzbelages mit Basalteinstreuung und eine Hochleistungsbetonplatte mit nicht metallischen Fasern (siehe Abschnitt 6).

Ergänzend sei hier schon angemerkt, dass die Beanspruchungen in der Betonplatte selbst aus den „überladenen“ Schwerfahrzeugen sehr gering sind. Dies wurde auch durch den Großversuch bestätigt, wobei die Betonplatte ohne vorherige Zwangsbeanspruchung – auch bei unverhältnismäßig hohen Achslasten – nahezu Risse frei blieb. Der Einfluss des Schwindens war hierbei jedoch zum größten Teil bereits erfasst, da das Trocknungsschwinden des verwendeten Betons sehr gering ist.

5.3.2 Anforderungen für Detail D1

Um für das Detail D1 eine wirkungsvolle Verstärkung durch die Betonplatte zu erhalten, sind folgende Plattendicken erforderlich (vgl. Tab. A.8):

- Die erforderliche Plattendicke in Hinblick ausreichender Ermüdungstragsicherheit am Detail D1 ist deutlich von der Schlankheit des Deckblechs, ausgedrückt als Verhältnis des Längsrippenabstandes zur Deckblechdicke e_{LR}/t_{DB} , abhängig.
 - Für die größte untersuchte Schlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 36$ ist eine Plattendicke $d = 7$ [cm] erforderlich (vgl. Tab. A.11).
Damit ist auch ein zusätzlicher dynamischer Faktor von $\varphi = 1,20$ gegenüber der Schwerverkehrslast nach Abbildung 4.1, mit eingerechnet.
 - Bei geringerer Deckblechschlankheit von $e_{LR}/t_{DB} \leq 30$ wäre aus Sicht der Ermüdungstragsicherheit auch eine Plattendicke $d = 6$ [cm] ausreichend.
 - Überraschend war, dass bei einer Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 25$ immer noch rechnerisch eine Betonverstärkung notwendig wird, obwohl im aktuellen Eurocode in diesem Fall keinerlei Ermüdungsnachweis gefordert wird.
- Anmerkung: In Hinblick einer baupraktischen Umsetzung der Betonverstärkung erscheint es jedoch sinnvoll von einer Betonplattendicke $d = 8$ [cm] auszugehen. Diese Betonplattendicke wurde im Rahmen eines Pilotprojekts zur Verstärkung einer zweifeldrigen Balkenbrücke aus Beton (Steinbachbrücke auf der S6 bei Krieglach) seitens des Instituts für Betonbau bereits erfolgreich ausgeführt (siehe auch Erfahrungen in Abschnitt 3.2.5).

5.3.3 Anforderungen für Detail D2

Hervorzuheben ist, dass die angestrebte Betonverstärkung primär für eine Verstärkung des Deckbleches hinsichtlich Ermüdungsgefährdung (Detail D1) angedacht war. Zum Zeitpunkt des Antrages des Forschungsprojektes wurde nicht erwartet, dass die Betonverstärkung die Normalspannungen an der Längsrippenunterseite (Detail D2, vgl. Abbildung 5.1) nennenswert reduzieren kann.

Die numerischen Untersuchungen im Anhang A zeigten jedoch, dass die Betonverstärkung auch für das Detail D2 eine deutliche Reduktion des Spannungsniveaus hervorruft.

Interessant dabei ist eine Differenzierung hinsichtlich der Achsgeometrie. Aus der ungünstigsten Belastung infolge des Doppelrades (Achse B) ergibt sich rechnerisch ein Reduktionsfaktor $f \approx \frac{\Delta\sigma(\text{verstärktes Deck})}{\Delta\sigma(\text{unverstärktes Deck})} = 0,78$, wogegen für das Einzelrad (Achse C) $f \approx 0,36$ gilt (Abschnitt A. 5.1.2).

Diese doch deutlichen Spannungsreduktionen durch die Verstärkung für das Detail D2 zeigten sich am Großversuch noch deutlicher, wie in Abschnitt 5.4 zusammengefasst. Bedingt durch die eingangs erwähnten sehr ungünstigen Annahmen bei der rechnerischen Restlebensdauerberechnung konnte jedoch rein rechnerisch nach Konzept 2 (Abbildung 4.8) keine Restlebensdauer von 50 Jahren nach der Verstärkung nachgewiesen werden (vgl. Abschnitt A 6.2). Die rechnerischen Ergebnisse – trotz konservativer Annahmen – sind jedoch derart ermutigend, dass hinsichtlich Detail D2 ergänzende Studien – auf Basis von Dehnungsmessungen unter Verkehr – sehr erfolgsversprechend erscheinen, um auch für Detail D2 eine ausreichende Restlebensdauer sicher zu stellen.

5.4 Auswirkungen des realen Verhaltens im Großversuch auf die Restlebensdauer

5.4.1 Allgemein

Die numerische Restlebensdauerberechnung, zusammengefasst in Abschnitt 5.3, basiert auf vereinfachten konservativen Annahmen zur effektiven Biegesteifigkeit der Betonplatte sowie zur Schubsteifigkeit der Verbundfuge.

Daher erscheint es sehr wesentlich, diese Restlebensdauerberechnung mit den gemessenen Ergebnissen aus dem Großversuch zu korrigieren bzw. zu verbessern, um zutreffende Ergebnisse in Hinblick einer „Prototypausführung“ zu erhalten.

Zu beachten ist jedoch, dass der Großversuch (vgl. Anhang E) – obwohl im Maßstab 1:1 durchgeführt – etwas andere Lagerungsverhältnisse und ein eingeschränktes Lastbild aufweist, gegenüber der im Zuge der numerischen Untersuchung erfassten Details D1 und D2. Die im Großversuch messtechnisch sehr genau untersuchten Detailpunkte D1 und D2 entsprechen einer mittigen Längsrippe zwischen den Hauptträgern, wogegen in der numerischen Untersuchung die ungünstigste Längsrippe nahe dem Hauptträger untersucht wurde. Darüber hinaus differiert auch die Lage des Details D1 zwischen numerischer Berechnung und Großversuch (Abstand e zur Querrippe 36 cm bzw. 80 cm).

Vor diesem Hintergrund ist es nachfolgend nur möglich, eine konservative Abschätzung der Restlebensdauer dieser beiden Details D1 und D2, auf Basis der Messungen im Großversuch vorzunehmen. Es muss einem bewusst sein, dass die Aussagegenauigkeit beschränkt ist. Dies bedeutet aber auch, dass errechnete Ausnutzungsgrade über 100 % keinesfalls ein Ausschlusskriterium der erarbeiteten Verstärkungslösung darstellen. Sie deuten nur darauf hin, dass im Zuge einer ersten Prototypausführung ergänzende Dehnungsmessungen erforderlich werden.

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass eine Beurteilung der Restlebensdauer für beide Detailpunkte nach Konzept 2 (Abbildung 4.8) erfolgen muss. Dies bedeutet, dass für die Beurteilung alleine der Spannungsreduktionsfaktor zwischen verstärkter und unverstärkter Lösung bedeutsam ist. Vereinfacht gilt $\Delta\sigma \approx \sigma_{\max}$ (max. Spannungsspiel ident zu maximaler Spannung aus ungünstigster Laststellung), sodass die Faktoren $f_{\text{Versuch}} = \frac{\varepsilon(1)}{\varepsilon(0)}$ aus den Ergebnissen des Großversuchs (s. Anhang E) äquivalent zu $f_{\Delta\sigma} = \frac{\Delta\sigma(\text{verstärkt})}{\Delta\sigma(\text{unverstärkt})}$ angesehen werden können.

Somit gilt:

$$f_{\text{Versuch}} = \frac{\varepsilon(1)}{\varepsilon(0)} \approx f_{\Delta\sigma} = \frac{\Delta\sigma(\text{verstärkt})}{\Delta\sigma(\text{unverstärkt})} \approx f_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}(\text{verstärkt})}{\sigma_{\max}(\text{unverstärkt})}$$

5.4.2 Detail D1

Aus der numerischen Untersuchung ergibt sich mit der sehr konservativen Rechenannahme nach Rechenmodell II (fiktive Epoxidharzdicke $t = 3$ [mm]) für die maßgebende Achse B, bei Achslast 150 [kN], aus der ungünstigsten Laststellung eine Normalspannung $\sigma_{\min, \text{verstärkt}} = 10,8$ [N/mm²] (siehe Anhang A, Tabelle A. 11).

Für dieselbe Achslaststellung am unverstärkten Stahldeck ergibt sich aus Abbildung A. 1 und der Umrechnung von 100 auf 150 kN Achslast:

$$\sigma_{\min, \text{unverstärkt}} = 103,78 \cdot \frac{150}{100} = 155,67 \text{ N/mm}^2$$

Somit ergibt sich:

$$f_{\Delta\sigma} \approx \frac{\sigma_{\min, \text{verstärkt}}}{\sigma_{\min, \text{unverstärkt}}} = \frac{10,8}{155,67} = 0,07$$

In der numerischen Berechnung ergibt sich für diesen Fall ein Ausnutzungsgrad im Restlebensdauernachweis von (vgl. Tabelle A. 11)

$$AG_{\text{num}} = \frac{(10,8 + 6,6)}{27} = \frac{17,4}{27} = 0,64 \rightarrow 64 \text{ [\%]}$$

Für den Lastfall „Achse B“ im Großversuch ergab sich auch für die höchste Laststufe – weit über dem Lastniveau von ELM2 in Abbildung 4.1 – ein Reduktionsfaktor $f_{\text{Versuch}} = 0,11$

$$\rightarrow AG_{\text{Versuch}} = 64[\%] \cdot \frac{f_{\text{Versuch}}}{f_{\Delta\sigma}} = 64[\%] \cdot \frac{0,11}{0,07} = 100 [\%]$$

Erst nach Aufbringung der ungünstigsten Zwangsbeanspruchung beim Großversuch ergab sich $f_{\text{Versuch}} = 0,20$ und somit

$$AG_{\text{Versuch,Zwang max}} = 64[\%] \cdot \frac{0,20}{0,07} = 182 [\%]$$

Wie einleitend erwähnt, bedeutet dieser Ausnutzungsgrad über 100 % keineswegs den Nachweis einer unzureichenden Restlebensdauer. Dies deshalb, da einerseits der Reduktionsfaktor aus dem Versuch nicht direkt auf verschiedene Laststellungen übertragbar ist ($\Delta\sigma_{\text{max}}$ rührt aus zwei verschiedenen Laststellungen für σ_{max} und σ_{min}) und andererseits beim Nachweiskonzept sehr konservative Ansätze erfolgten. Es ist zu erwarten, dass mit der vorgeschlagenen Verstärkungslösung sehr wohl eine ausreichende Restlebensdauer erreicht wird. Es müssten jedoch in jedem Fall noch zusätzliche Dehnungsmessungen im Zuge einer ersten Prototypumsetzung erfolgen – in Bereichen mit den hier untersuchten hohen Deckblechschlankheiten von $e_{\text{LR}}/t_{\text{DB}} = 36$. Dies ist durch alleinige numerische Berechnungen nicht ersetzbar.

Darüber hinaus ist erkennbar, dass eine Rissbildung in der Betonplatte aus Zwängungswirkung durch ausreichende Bewehrung begrenzt werden muss, um Abminderungsfaktoren der Beanspruchung in der Größenordnung von $f_{\Delta\sigma} \approx 0,10$ zu erhalten.

5.4.3 Detail D2

In der numerischen Restlebensdauerberechnung lag der Reduktionsfaktor der Spannungen bei:

- Achse B: $f_{\sigma,\text{B,num}} = 0,78$
- Achse C: $f_{\sigma,\text{C,num}} = 0,36$

Im Großversuch zeigte sich demgegenüber ein wesentlich günstigeres Ergebnis. Auch nach der Zwangsbeanspruchung am Versuchskörper ergaben sich noch immer:

- Achse B: $f_{\sigma,\text{B,Versuch}} = 0,24$
- Achse C: $f_{\sigma,\text{C,Versuch}} = 0,23$

Dieses deutlich günstigere Verhalten der Betonverstärkung für Detail D2 im Großversuch führt auch für dieses Detail zu einer ausreichenden Restlebensdauer nach Konzept 2, wie nachfolgend gezeigt – im Gegensatz zu den vorherigen alleinigen numerischen Berechnungen.

Diesbezüglich erfolgt der Nachweis für den Fall mit der geringsten Deckblechstärke $t_{\text{DB}} = 10\text{mm}$ - für größere Deckblechstärken liegen demgegenüber deutlich günstigere Verhältnisse vor. Auf Basis der numerischen Berechnungen war Achse B für Fahrzeug Typ T2 maßgebend (vgl. Abschnitt A.6.2) – dies lieferte für Lastmodell ELM 4 (siehe Abbildung 4.3) $|\Delta\sigma_{\text{max}}| = 54,73 [\text{N/mm}^2]$ (vgl. Abschnitt A.6.2). Die Hochrechnung auf Lastmodell ELM 2

(siehe Abbildung 4.1) und der zusätzliche dynamische Faktor $\varphi = 1,20$ liefern:

$$|\Delta\sigma_{max}|_{ELM2+\varphi} = 54,73 \cdot \frac{360}{310} \cdot 1,20 = 76,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

a.) Nachweis für Typ T2, Achse B:

$$|\Delta\sigma_{max}|_{ELM2+\varphi} \cdot \frac{f_{\sigma,versuch}}{f_{\sigma,num}} = 76,3 \cdot \frac{0,24}{0,78} = 23,5 < |\Delta\sigma_L| = 40,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

b.) Nachweis für Typ 3, Achse C:

Da im Versuch auch für Achse C ein ähnlicher Abminderungsfaktor $f_{\sigma,versuch}$ vorliegt, muss auch diesbezüglich ein Nachweis erfolgen. Für Achse C war Fahrzeugtyp T3 maßgebend und ergab für Lastmodell ELM 4 $|\Delta\sigma_{max}| = 30,84 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abschnitt A.6.2). Die Hochrechnung auf Lastmodell ELM 2 (siehe Abbildung 4.1) und der zusätzliche dynamische Faktor $\varphi = 1,20$ liefern:

$$|\Delta\sigma_{max}|_{ELM2+\varphi} = 30,84 \cdot \frac{630}{490} \cdot 1,20 = 47,6 \text{ N/mm}^2$$

$$|\Delta\sigma_{max}|_{ELM2+\varphi} \cdot \frac{f_{\sigma,versuch}}{f_{\sigma,num}} = 47,6 \cdot \frac{0,23}{0,36} = 30,4 < |\Delta\sigma_L| = 40,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

5.4.4 Zusammenfassende Beurteilung der Restlebensdauer des stählernen Fahrbahndecks

Durch Einbindung der Ergebnisse aus dem Großversuch in die rechnerischen Nachweise zur Restlebensdauer, auf Basis der numerischen Berechnungen und Simulationen, zeigt sich zusammenfassend folgendes Bild:

- Die erarbeitete Verstärkung in Form einer Betonplattenlösung mit $t = 8$ [cm] und der in Abschnitt 6.1 spezifizierten Ausführung erscheint grundsätzlich gut geeignet, um für die beiden untersuchten kritischen Details von stählernen Fahrbahndecks (Detail D1, D2) ausreichende Restlebensdauer zu gewährleisten.
- Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten, sehr konservativen Nachweise alleine können – trotz Einbindung der Ergebnisse am Großversuch – diese ausreichende Restlebensdauer für folgende Bereiche noch nicht garantieren:
 - Detail D1: Längsrippenanschluss an der Deckblechunterseite:
Bereiche mit sehr großer Deckblechschlankheit von $e_{LR}/t_{DB} \approx 30 \div 36$
 - Beim Detail D2: Anschlussdetail der Längs- zur Querrippe, zeigten sich im Großversuch derart günstige Ergebnisse, dass eine ausreichende Restlebensdauer nachweisbar ist. Wie für Detail D1 dargestellt, sollten jedoch auch diesbezügliche Dehnungsmessungen am Prototyp erfolgen.
- Ein zutreffender Nachweis der ausreichenden Restlebensdauer für die angeführten kritischen Bereiche für Detail D1 und D2 ist nur durch begleitende Dehnungsmessungen unter Verkehr im Zuge einer ersten Umsetzung eines Prototyps der vorgeschlagenen Verstärkungslösung möglich – dies wird in Abschnitt 7 noch näher ausgeführt.

6 Betonplatte und Verbundfuge – Ausführung, Beanspruchung sowie mechanische Kennwerte

6.1 Vorgeschlagene Ausführung für Betonplatte und Verbundfuge

Für die Sicherstellung des Zusammenwirkens zwischen Stahl und Beton sind keine mechanischen Verbundmittel erforderlich. Entsprechend den Versuchsergebnissen an den Kleinproben wäre sogar ein direktes Betonieren auf das durch Sandstrahlen vorbereitete Deckblech möglich. Da die Fuge mit einer Epoxidharzbeschichtung ein besseres Verformungsvermögen aufweist, sowie damit auch ein dauerhafter Korrosionsschutz für das Deckblech vorliegt und Erfahrung für einen Verbund ohne Haftbrücke im Verbundbau fehlt, sollte die Fuge mit Epoxidharz „Sikadur-30“ zur Abwendung kommen. Die Tauglichkeit dieser Ausführung wurde auch im Großversuch nachgewiesen.

Die Betonrezeptur sollte eine möglichst hohe Druck- und Zugfestigkeit bei gleichzeitig hohem E-Modul ermöglichen. Um die direkte Befahrbarkeit des Aufbetons dauerhaft sicherzustellen, muss weiters die Rissbreite auf ein Maß im Bereich von ca. 0.1 mm reduziert werden und die Oberfläche eine ausreichende Griffigkeit aufweisen. Daher wird die in Anhang C beschriebene und in Abbildung 6.1 nochmals dargestellte UHPC-Rezeptur mit 2.0 Vol.-% PVA-Fasern vorgeschlagen.

Material		[kg/m ³]	Kennwerte	
Lafarge CEM I 52.5 N		680	V _{Leim} (Leimvolumen)	535 l
Mikrosilika (Elkem 971U)	13% ^{*1(ZM)}	88	W/Z	0.25
Quarzmehl 16900	30% ^{*1(ZM)}	204	(Wasser/Zement-Wert)	
Wasser	25% ^{*1(ZM)}	153	W/B	0.22
FM (BT3 Prement H500)	3.50% ^{*1(ZM)}	23.8	(Wasser/Bindemittel-Wert)	
VZ Premtard VZG 100	0.25% ^{*1(ZM)}	1.7	W/P	0.175
Quarzsand 1 (100 – 200 µm)	25% ^{*2(GV)}	295	(water/powder-ratio)	
Quarzsand 2 (0.3 – 0.8 mm)	25% ^{*2(GV)}	295	V _w /V _p	0.50
Basaltsplitt 2 – 4 mm	50% ^{*2(GV)}	678	(Wasservolumen/Pulvervolumen)	
PVA Fasern (l/d=18/0.2 mm)	2.0 Vol.-%	26		

^{*1(ZM)} Zementmasse
^{*2(GV)} Gesteinsvolumen

Abbildung 6.1: Vorgeschlagene UHPC-Rezeptur

Für die vorgeschlagene UHPC-Rezeptur können folgende Materialparameter angegeben werden (Details sind Anhang C zu entnehmen):

- Würfeldruckfestigkeit 160 N/mm²
- Zylinderdruckfestigkeit 150 N/mm²
- E-Modul 47500 N/mm²
- Erstriss-Biegezugspannung 7 N/mm²
- Schwindmaß 0.45 mm/m

Die angeordnete, zusätzliche einlagige konventionelle Bewehrung (ähnlich wie im Großversuch: längs Ø8, e=50mm; quer Ø8, e=50mm) sollte unter Berücksichtigung des Korrosionsschutzes und der Einleitung der Verbundkraft mit der geringsten Betondeckung verlegt werden, um die Rissbreite infolge Zwangsbeanspruchung zu begrenzen. Aus heutiger Sicht ist eine Betondeckung von 2 cm mit einem Vorhaltemaß von 0,5 cm ausreichend. Dies entspricht etwa der Betondeckung bei den Pilotprojekten in den Niederlanden. (siehe Abschnitt 3.3.2)

Die Rauigkeit und endgültige Oberfläche der direkt befahrenen Aufbetonschicht kann mittels herkömmlicher Betonfräsen hergestellt werden. Alternativ dazu könnte die Oberfläche wassergestrahlt werden.

6.2 Beanspruchungen in der Betonplatte und Verbundfuge

Zufolge der Schwerlastüberfahrten sind in der Betonplatte nur mäßige Zugnormalspannungen bis ca. 2,8 N/mm² zu erwarten. Unter Annahme eines konstanten Temperaturprofils von $\Delta TN = -10^{\circ}\text{C}$ über die Dicke der Betonplatte sind Zugnormalspannungen bis ca. 5,0 N/mm² an Betonoberseite zu erwarten. Unter Annahme eines linearen Temperaturprofils von $\Delta TM = 10^{\circ}\text{C}$ über die Dicke des Betons sind Zugnormalspannungen an der Betonoberseite von ca. 2,8 N/mm² zu erwarten. Die Druckspannungen sind ebenfalls sehr gering – aus den Schwerlastüberfahrten bleiben sie unter 10 N/mm².

Für die Verbundfuge ergaben sich bei einer realitätsnahen Untersuchung zwischen Betonplatte und Stahldeck an den Rändern des Fahrbahndecks Schubspannungen von etwa 2,0 N/mm² und Normalspannungen von 1,0 N/mm², die sich bis zum Ende eines Einleitungsbereichs kontinuierlich abbauen.

6.3 Mechanische Kennwerte für Betonplatte und Verbundfuge

Im Zuge der numerischen Untersuchungen zu den Beanspruchungen infolge Schwerfahrzeugüberfahrt zeigte sich, dass die Ergebnisse bei Variation der Steifigkeiten von Betonplatte und Verbundfuge nur gering beeinflusst werden. Folgende mechanische Kennwerte sollten Verwendung finden, wenn die globale Beanspruchung von Betonplatte und Verbundfuge für eine Prototypanwendung an einer konkreten Bestandsbrücke ermittelt werden:

a.) Verbundfuge

Insgesamt kann mit den vorliegenden Ergebnissen davon ausgegangen werden, dass die Verbundfuge zwischen Stahl und Beton als schubstarr betrachtet werden kann. Hierbei kann das Stahldeckblech die Aufgabe der Rissbreitenbegrenzung für die Unterseite der Betonplatte übernehmen.

b.) Betonplatte

Der Einfluss der Mikrorisse und möglicher Makrorisse, infolge der Zwangsbeanspruchung, auf die Lastverteilung nach der Verstärkung kann durch die Reduzierung des E-Moduls des Betons erfasst werden. Entsprechend den vorliegenden Ergebnissen liegt man auf der sicheren Seite, wenn für die statische Berechnung 20% des Beton-E-Moduls angesetzt werden.

7 Zusammenfassende Beurteilung und Ausblick für eine praktische Anwendung

Im Zuge dieses Forschungsprojektes wurde einleitend die Restlebensdauer stählerner Fahrbahnplatten (orthotrope Platten), die in den 1960er Jahren errichtet wurden, untersucht. Dabei stellen sich folgende Detailpunkte als maßgebend hinsichtlich der ungünstigsten Ermüdungsbeanspruchung heraus:

- Detail D1: Deckblechunterseite an der Stelle des Längsrippenanschlusses
- Detail D2: Anschlussdetail der Längs- zur Querrippe

Bedingt durch die bewusst sehr konservativ gewählten Annahmen bei der Restlebensdauerberechnung, sind aktuell nach etwa 50 Betriebsjahren rein rechnerisch bereits Ermüdungsrisse möglich. Interessanterweise ist dies bei Detail D1 auch dann der Fall, wenn eine moderate Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 25$ gewählt wird, obwohl nach dem aktuellen Eurocode (EN 1993-2) in diesem Fall kein Ermüdungsnachweis zu führen wäre.

Eine Verstärkung mit Hochleistungsbeton ist erfolgsversprechend, um eine Verlängerung der Restlebensdauer um weitere 50 Jahre zu ermöglichen. Dies deshalb, da eine so deutliche Beanspruchungsreduktion erfolgt, dass keine weitere nennenswerte Zunahme der Ermüdungsschädigung vorliegt. Trotz realitätsnahem Großversuch und sehr umfangreicher numerischer Untersuchungen im Zuge dieses Projektes, ist es nicht möglich, in allen Bereichen des stählernen Fahrbahndecks diese ausreichende Restlebensdauer zu attestieren. Daher sind die nachfolgend angeführten notwendigen weiteren Untersuchungen im Zuge einer ersten Pilotprojektanwendung erforderlich.

Bedingt durch die hohe rechnerische Vorschädigung ist eine Rissprüfung an den höchst beanspruchten Detailpunkten des Fahrbahndecks im Zuge der Verstärkungsmaßnahmen erforderlich. Allenfalls angetroffene Ermüdungsrisse sind zu sanieren.

Auch bei hoher Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 36$ ist eine Betonplattendicke von 8 [cm] ausreichend. Die Betonplatte erweist sich auch als erstaunlich wirkungsvoll für das Detail D2, sodass auch hier eine verfügbare Restlebensdauer von 50 Betriebsjahren nach der Verstärkung erreichbar sein sollte. Die Verbundfuge wird, auch in Hinblick eines robusten Korrosionsschutzes für das Stahldeck, als Epoxidharzbeschichtung mit Basalteinstreuung ausgeführt.

Im Großversuch hat sich folgende Ausführung der Betonplatte als sehr robust herausgestellt, auch im Hinblick sehr geringer Rissgefährdung bei unplanmäßig hohen Achslasten und zusätzlichen Zwangsbeanspruchungen infolge seltener klimatischer Einwirkungen („sehr kaltes“ Regenerereignis an einem heißen Sommertag):

- Betonrezeptur: *siehe* Abbildung 6.1
- Bewehrung: Die Betonplatte ist mit $\varnothing 8/5$ cm schlaff bewehrt (Betondeckung zur Fahrbahnoberkante 2,5 cm). Weiters enthält der Beton 2.0 Vol.-% PVA-Fasern ($l/d = 18/0.2$ mm) zur zusätzlichen Reduktion der Rissbreite.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass eine Verstärkung durch Hochleistungsbeton sich als effektive Verstärkungsmaßnahme erweist, um das stählerne Fahrbahndeck für weitere 50 Betriebsjahre zu nutzen. Die an einer orthotropen stählernen Fahrbahnplatte mit offenen Längsrippen als Rechteckquerschnitt gewonnenen Ergebnisse können sinngemäß auf andere Längsrippenformen (Hohlrippen, offene Längsrippen mit Untergurt) übertragen werden.

Hervorzuheben ist, dass sich dieses Forschungsprojekt auf die alleinige lokale Tragwirkung des stählernen Fahrbahndecks zwischen den Hauptträgern bezogen hat. Dies deshalb, da - hinsichtlich des wesentlichen Auslegungskriteriums ausreichender Restlebensdauer - die Spannungsspiele aus der globalen Tragwirkung (Fahrbahndeck ist Teil des Obergurtes bei Balkenbrücken) vernachlässigbar sind. Weiters lässt sich die globale Beanspruchung nur spezifisch für jedes Bestandstragwerk zutreffend ermitteln. Die in diesem Projekt ermittelte Schubsteifigkeit der Verbundfuge erlaubt jedoch die Zusatzbeanspruchungen in Betonplatte und Verbundfuge aus der globalen Tragwirkung numerisch zu erfassen.

- **Notwendige weitere Untersuchungen in Hinblick einer Pilotprojektanwendung**

Aus Sicht der Projektverantwortlichen dieses Forschungsprojektes wäre zur Überprüfung, insbesondere der Dauerhaftigkeit und Robustheit der Betonverstärkung, ein größeres Probefeld an einer mehrfeldrigen Balkenbrücke, oder aber – so verfügbar – eine vollständige Betonplattenanordnung (zumindest 1 Richtungsfahrbahn) bei einem einfeldrigen Tragwerk zwingend erforderlich.

Dabei könnten auch zielgerichtet die Ermüdungsbeanspruchungen an den maßgebenden Detailpunkten – vor und nach der Verstärkung – aus den Verkehrslasten im Betrieb gemessen werden (Belastungskollektive). Damit wäre die noch ausstehende zweifelsfreie Überprüfung der ausreichenden Restlebensdauer auch in Bereichen großer Deckblechschlankheit ($e_{LR}/t_{DB} > 30$) möglich.

Für dieses ausgewählte Bestandstragwerk müssten auch ergänzend die Beanspruchungen aus der globalen Tragwirkung für die Verbundfuge und die Betonplatte ermittelt werden.

Aus der Überlagerung mit den lokalen Beanspruchungen kann erst dann die Gesamtschubbeanspruchung der Verbundfuge ermittelt werden. Sinnvoll wären ergänzend „Push-out“ – Tests an Kleinproben, zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit der Verbundfuge.

Erst nach Kenntnis der globalen Beanspruchungen in der Betonplatte und der Verbundfuge und Überlagerung mit der lokalen Beanspruchung (ermittelt in diesem Forschungsprojekt) ist überprüfbar, ob wenige zusätzliche mechanische Verbundmittel notwendig sind, bzw. ob zumindest an den Betonplattenrändern konstruktiv Abhebesicherungen für die Betonplatte angeordnet werden müssen (Horizontalbleche direkt am Schrammbord).

8 Literaturverzeichnis

- [1] EN 1993-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken, Ausgabe 2007-04-01.
- [2] H. Unterweger, A. Taras, "A-23-Praterbrücke/Stromtragwerk, Lebensdauerberechnung für das Fahrbahndeck infolge der lokalen Schwerverkehrsbelastung," Graz, März 2012.
- [3] R. Greiner, R. Ofner, H. Unterweger, "Composite deck construction for the rehabilitation of motorway bridges," *Steel and Composite Structures*, Vol. 2, No. 1, P. 67-89, 2002.
- [4] S. T. de Freitas, H. Kolstein, F. Bijlaard, "Composite bonded systems for renovations of orthotropic steel bridge decks," *Composite Structures* 92, Vol. 4, S. 853-862, 2010.
- [5] J. Minten, G. Sedlacek, M. Paschen, M. Feldmann, A. Geßler, "SPS - ein neues Verfahren zur Instandsetzung und Ertüchtigung von stählernen orthotropen Fahrbahnplatten," *Stahlbau* 76, Heft 7, S. 438-454, 2007.
- [6] T. Boeters, R. Braam, H. Koolstein, A. Romeijn, "Concrete overlay of movable steel orthotropic bridge decks," *Steel Construction* 2, No. 2, S. 104-108, 2009.
- [7] J. Murakoshi, N. Yanadori, T. Ui, S. Inokuchi, T. Ishigaki, T. Kodama, N. Oguri, "Research on steel fiber reinforced concrete pavement on orthotropic steel decks," *Proc. of the International Orthotropic Bridge Conference*, Sacramento, CA, USA, S. 359-371, 2008.
- [8] F. d. Jong, "Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks", Netherland, 2006.
- [9] M.D. Denkinger, P. Buitelaar, "Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken", *Stahlbau* 75, Heft 7, 2006.
- [10] CONTEC ApS und CONTEC International GmbH, "Ferroplan - zur Verstärkung der orthotropen Platte auf Stahlbrücken", CD-ROM BAST, September 2011.
- [11] Ir. Gerland Nagtegaal, Ing. Anton Plu, Ir. Jan Zwarthoed, "Strenghtening of the Bridge on the A1 over the Amsterdam-Rhine Canal near Muiden", 2006.
- [12] J.S. Leendertz, F.B.P de Jong, "Schadens-, Reparatur- und Ertüchtigungsmaßnahmen an Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten in den Niederlanden", *Stahlbau* 76, Heft 7, 2007.
- [13] P. Buitelaar, R. Braam, H. Kolstein, F.B.P. de Jong, „Reinforced High Performance Concrete for Rehabilitation or orthotropic Steel Bridge Decks“, 11th International Conference and Exhibition Edinburgh, UK, 2006.

- [14] P. Buitelaar, R. Braam, N. Kaptijn, Reinforced High Performance Concrete Overlay System for Rehabilitation and Strengthening of orthotropic Steel Bridge Decks, Orthotropic Bridge Conference, Sacramento, California, USA, 2004.
- [15] Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., HSB- Betonverlagingen op Stalen Bruggen, Dossier 6742, Rapport 6742-1-5, 1.12.2009.
- [16] R. Walter, L. Østergaard, J. F. Olesen, and H. Stang, "Wedge splitting test for a steel-concrete interface," *Eng. Fract. Mech.*, vol 72, no. 17, pp 2565-2583, Nov. 2005.
- [17] J. F. O. Rasmus, Walter, "Analysis of an Orthotropic Deck Stiffened with a Cement-Based Overlay," *J. Bridge Eng.*, vol. 12, no. 3, 2007.
- [18] J. Juhart, *Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas*, Graz - Villach: Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Juni 2011.
- [19] X. Shao, D. Yi, Z. Huang, H. Zhao, B. Chen, and M. Liu, "Basic Performance of the Composite Deck System Composed of Orthotropic Steel Deck and Ultrathin RPC Layer," *J. Bridge Eng.*, vol. 18, no. 5, pp 417-428, 2013.
- [20] Ir. S. den Blanken, Dr. Ing. P. Moerland, "*Präsentation: Zur Sanierung von 8 Autobahnbrücken in den Niederlanden*", Royal Haskoning/Arup, 2010.
- [21] E. Luangkhot, L. Dieng, S. Brisard, C. Le Quere, J. Raoul, "Projekt Orthoplus", Eurosteel, Proceedings of the Conference Volume B, Budapest, 2011.
- [22] L. Dieng, P. Marchand, F. Gomes, C. Tessier, F. Toutlemonde, "Use of UHPFRC overlay to reduce stresses in orthotropic steel decks", *Journal of Constructional Steel Research* 89, 2013.
- [23] C. Servant, F. Faucenneau, Z. Hajar, E. Luangkhot, J. Raoul, T. Thibaux, "Bridge Illzach, Reperation Project", Eurosteel Budapest, Proceedings of the Conference, Volume B, 2011.
- [24] Jun Murakoshi, Naoki Yanadori, and Hironori Ishii, "Research on Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement for Orthotropic Steel Deck as a Countermeasure for Fatigue," 2008.
- [25] Takayoshi Kodama, Mamoru Kagata, Shigeo Higashi, Kiyoshi Itoh, and Yatsuhiro Ichinose, "Effect of Reducing Strains by SFRC Pavement on Ohira Viaduct," 2010.
- [26] G. Moritz, *Untersuchung der Verbundfuge zwischen UHPC und Stahl für die Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten*, Graz: Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Januar 2015.

9 Internetquellen

[WEB-1] http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Calandbrug_juli_2007.jpg 26. August 2013

[WEB-2] <http://www.archello.com/en/project/merdijk-bridge> 26. August 2013

[WEB-3] http://www.architectuur.org/nieuwsitem/1344/Nieuwe_fietsbrug_naast_Muiderbrug_A1_geopend.html 26. August 2013

Anhang A

Simulation des Schwerverkehrs am Fahrbahndeck – ohne und mit Betonverstärkung, Kollektivermittlung und Restlebensdauerberechnung

Verfasser: Institut für Stahlbau

Inhalt

A.1 Darstellung der verwendeten FEM – Modelle.....	A-3
A.1.1 Allgemein und Besonderheiten.....	A-3
A.1.1.1 Abbildung der lokalen Tragwirkung der Fahrbahnplatte	A-3
A.1.1.2 Verwendete FEM-Modelle - Überblick	A-5
A.1.2 FEM – Modell „M0“ für unverstärktes Fahrbahndeck – Abbildung von Altbestand mit Asphaltbelag.....	A-6
A.1.3 FEM – Modell für verstärktes Fahrbahndeck.....	A-11
A.1.3.1 Modell „M1“ mit Detailauflösung Stahldeck.....	A-11
A.1.3.2 Modell „M2“ mit Detailauflösung der Betonplatte	A-13
A.2 Vorausgesetzte Verkehrsbelastung	A-14
A.2.1 Modifiziertes Schwerverkehrslastmodell ELM 4 für Restlebensdauerberechnungen	A-14
A.2.2 Schwerverkehrslasten für maßgebende Beanspruchungen in Betonplatte und Verbundfuge.....	A-18
A.3 Ermittlung der maßgebenden Detailpunkte am Fahrbahndeck für die Restlebensdauerberechnung	A-19
A.3.1 Konstruktionsdetail D1 – Anschluss zwischen Deckblech und Längsrippe	A-19
A.3.2 Konstruktionsdetail D2 – Anschluss zwischen Längs- und Querrippe.....	A-23
A.4 Simulation der Schwerfahrzeugsüberfahrten am unverstärkten Fahrbahndeck – Einzelfahrzeuge und Beanspruchungskollektiv.....	A-25
A.4.1 Allgemein.....	A-25
A.4.2 Detail D1.....	A-26
A.4.3 Detail D2.....	A-30
A.5 Simulation der Schwerfahrzeugsüberfahrten am verstärkten Fahrbahndeck.....	A-36
A.5.1 Vorgehensweise	A-36
A.5.1.1 Detail D1	A-36
A.5.1.2 Detail D2.....	A-38
A.6 Restlebensdauerberechnung und daraus abgeleitete Betonplattendicken	A-43
A.6.1 Detail D1.....	A-43
A.6.2 Detail D2.....	A-46
A.6.3 Beanspruchungen und Restlebensdauerberechnung bei Variation der Deckblechstärken	A-50
A.6.3.1 Detail D1	A-50
A.6.3.2 Detail D2.....	A-54
A.7 Literaturverzeichnis	A-60

A.1 Darstellung der verwendeten FEM – Modelle

A.1.1 Allgemein und Besonderheiten

Nachfolgend werden die für die Berechnungen erstellten FEM-Modelle dargestellt und kurz beschrieben. Die Untersuchungen wurden mit dem Finite- Elemente Softwarepaket ABAQUS 6.10 durchgeführt.

Für die durchgeführten Untersuchungen waren insgesamt 3 FEM-Modelle des Fahrbahndecks notwendig, welche sich im Wesentlichen in der Elementteilung voneinander unterscheiden. Abschnitt A.1.1.2 beschreibt kurz deren markante Unterschiede, wobei dann die einzelnen FEM-Modelle in Kapitel A.1.2 und Kapitel A.1.3 näher beschrieben werden.

Es wurde ein Ausschnitt eines Fahrbahndecks in orthotroper Plattenbauweise mit den Grenzabmessungen von 8,0 [m] auf 7,56 [m] in ABAQUS modelliert (siehe Abbildung A. 1). Dabei beträgt der Abstand der Hauptträger $e_{HT} = 7,56 [m]$ und die Länge der Hauptträger beträgt $l_{HT} = 8,0 [m]$. Die Modelle bilden insgesamt 5 Querrippen ab mit einem Querrippenabstand von $e_{QR} = 2,0 [m]$ und insgesamt 20 offene Längsrippen mit einem Längsrippenabstand von $e_{LR} = 360 [mm]$. Die Deckblechdicke des Grundmodells beträgt $t_{DB} = 10 [mm]$, was zu einer Deckblechschlankheit von $e_{LR}/t_{DB} = 36$ führt. Diese Deckblechschlankheit ist höher als jene Schlankheit, die von der Norm EN 1993-2, Anhang C, Kapitel C.1.2.2 empfohlen wird. Laut Norm sollte die Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} \leq 25$ sein. Als Längsrippen wurden Bleche mit einer Stärke von $t_{LR} = 10 [mm]$ und einer Höhe von $h_{LR} = 210 [mm]$ modelliert. Sie weisen keinen Untergurt auf. Die Längsrippen sind an den Querrippen nicht gestoßen sondern laufen durch. Die Querrippen sind im Anschlussbereich der Längsrippen ausgenommen, wobei die Längsrippen dann einseitig an die Querrippen anschließen.

In Kapitel A.1.1.1 wird die Lastabtragung der orthotropen Platte beschrieben und anhand einer Radlast eines LKW's dargestellt.

A.1.1.1 Abbildung der lokalen Tragwirkung der Fahrbahnplatte

In diesem Abschnitt wird kurz die Lastabtragung der Verkehrslasten der orthotropen Platte erläutert. Es wurde ein statisches Modell gewählt bei dem die globale Tragwirkung der Brücke unberücksichtigt bleibt, da die für die Ermüdung wirksamen Spannungen nur aus der örtlichen Tragwirkung des Fahrbahndecks rühren. Die auftretenden Spannungsspiele aus der globalen Tragwirkung sind vernachlässigbar klein. Die Stege der Hauptträger wurden nur bis zum Untergurt der Querrippen modelliert und sind an deren Unterkante linienförmig in vertikaler Richtung gelenkig gelagert.

Als Beispiel ist in Abbildung A. 1 und Abbildung A. 2 eine Achse eines LKW's, bestehend aus 2 Rädern mit deren zugehöriger Lastausbreitung von 45° über die Dicke des Belages dargestellt, wie es die Norm EN 1991-2, Kapitel 4.3.6 (3) zulässt.

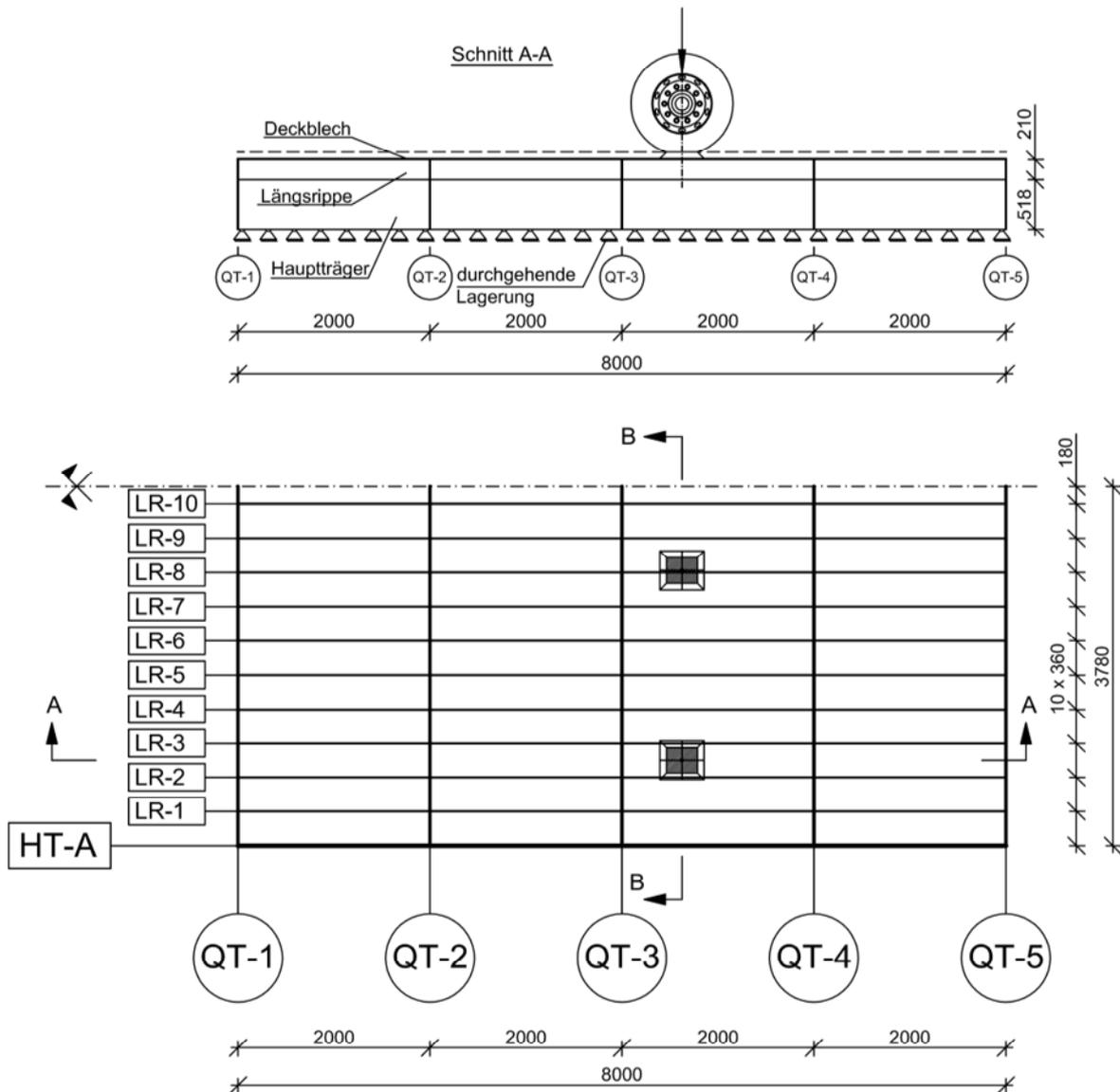


Abbildung A. 1: Orthotrope Platte – Grundriss und Längsschnitt
(Anm.: im Grundriss ist nur halbes Modell dargestellt)

Abbildung A. 1 zeigt einen Grundriss des Fahrbahndecks, wobei dieses bis zur Symmetrieachse dargestellt ist, sowie den Schnitt A-A in Brückenlängsrichtung. In Abbildung A. 2 ist der Schnitt B-B in Brückenquerrichtung dargestellt. Man erkennt die Lastausbreitung von 45° über die Dicke des mit unterbrochenem Strich dargestellten Belags unter der Radlast. Der Belag selbst wird nicht modelliert (Modell M0). Vorerst wird die Last über Biegung des Deckbleches auf die Längsrippen übertragen, welche das Deckblech mit einer gewissen Nachgiebigkeit stützen. In Abbildung A. 2 befindet sich das linke Rad mittig zwischen Längsrippe LR2 und LR3, wobei nun die Flächenpressung auf das Deckblech aus der Radlast je zur Hälfte von LR2 und LR3 aufgenommen wird. Das rechte Rad liegt jedoch nahezu direkt über LR8, wobei diese Längsrippe nun eine höhere Beanspruchung erfährt, als LR2 oder LR3. In den nachfolgenden Berechnungen wurden die Radlasten, dem jeweiligen Detailpunkt entsprechend, ungünstig aufgestellt. Die Längsrippen sind an die Querrippen einseitig (exzentrisch) angeschlossen (vgl. Abbildung A. 6), was zu einer

zusätzlichen Querbiegung der Bleche führt. Aufgrund der Nachgiebigkeit der Querrippen sind die Längsrippen nicht starr gelagert. Ein äquivalentes statisches System für eine Längsrippe wäre ein nachgiebig gelagerter Durchlaufträger, wobei zu beachten ist, dass eine Längsrippe mittig zwischen den Hauptträgern deutlich nachgiebiger vertikal gelagert ist, als eine Längsrippe nahe dem Hauptträger. Eine Längsrippe unmittelbar neben dem Hauptträger ist in vertikaler Richtung nahezu starr gelagert, da die Hauptträger entlang ihrer Unterkante vertikal starr gelagert sind und somit eine Biegung der Hauptträger nicht abgebildet wird (siehe Abbildung A. 2). Eine genauere Angabe der gesperrten Freiheitsgrade im FEM-Modell befindet sich in Abbildung A. 4.

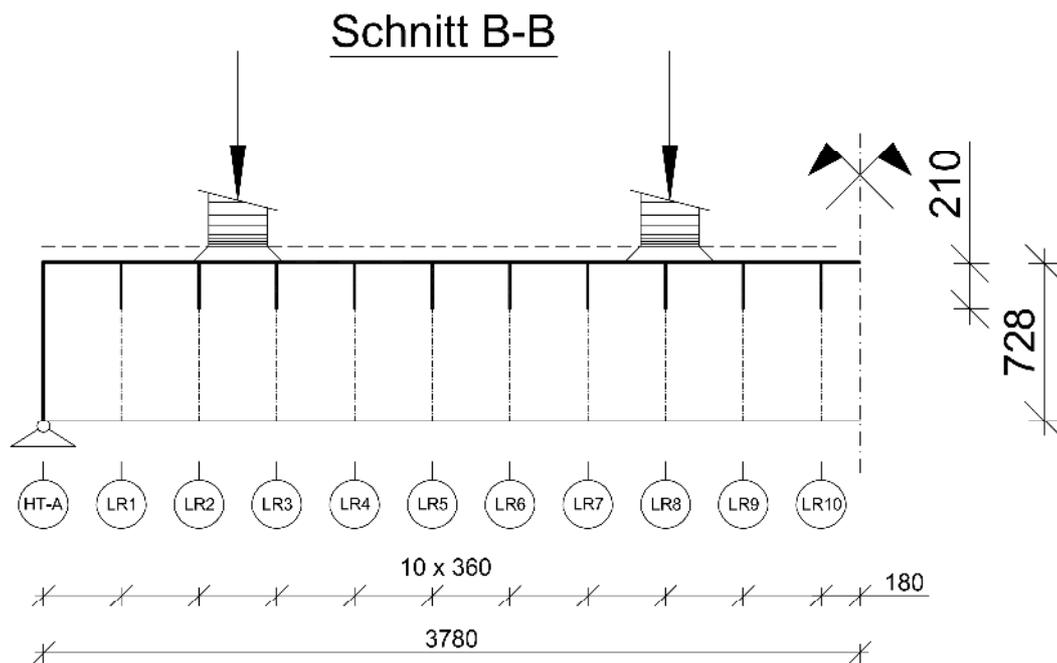


Abbildung A. 2: Orthotrope Platte – Schnitt B-B
(Modell M0 – Abbildung des unverstärkten Fahrbahndecks)

A.1.1.2 Verwendete FEM-Modelle - Überblick

Es war erforderlich insgesamt 3 FEM-Modelle zu erstellen (Modell M0, Modell M1 und Modell M2). Vorerst wurde ein Modell ohne eine Belagsschicht auf dem Deckblech erstellt (Modell M0, Wirkung des Asphaltbelages durch Lastverteilung nach Abbildung A. 2 indirekt erfasst), mit dem eine Berechnung der Restlebensdauer bzw. der Vorschädigung des vorhandenen Fahrbahndecks ohne Verstärkung und mit Asphaltbelag erfolgte. Danach wurde das Modell um die Betonplattenverstärkung ergänzt, welche mittels einer Interaktionsbedingung (Abbildung der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge) mit dem Stahldeckblech gekoppelt wurde (Modell M1). Um die Reduktion der Spannungen in den Kerbdetailpunkten des Stahldecks möglichst genau zu ermitteln, verblieb bei dem Modell M1 die genaue Modellierung und Elementteilung des Modells M0 ohne Belag. Um jedoch zutreffendere Spannungen im Beton und in der Verbundfuge zu erhalten, wurde das Modell M1 etwas verändert. Im Modell M2 wurde die Elementteilung so gewählt, dass die Knotenpunkte der Betonplatte (Volumenelemente) mit den Knotenpunkten des Stahldeckbleches zusammenfallen.

- **FEM-Modelle im Überblick:**

a) Unverstärktes Fahrbahndeck – Modell „M0“

Modell ohne Belag, zur Ermittlung der Restlebensdauer; Genaue Modellierung der Schweißnähte der Längsrippen und Querrippen zum Deckblech; Feine Elementteilung im Bereich der mittleren Querrippe, wo Spannungen abgelesen wurden; Eine ausführliche Beschreibung des FEM-Modells befindet sich in Abschnitt A.1.2;

b) Verstärktes Fahrbahndeck – Modell „M1“ und „M2“

Modell mit Betonplattenverstärkung; Aufgrund der unterschiedlichen Anforderungen an die Elementteilung bezüglich der abgefragten Spannungen am Stahldeck und an Betonplatte und Verbundfuge waren 2 FEM-Modelle notwendig:

1. Hohe Detailauflösung für Stahldeck – Modell „M1“ (siehe Kapitel A.1.3.1)
2. Hohe Detailauflösung für Betonplatte und Verbundfuge – Modell „M2“ (siehe Kapitel A.1.3.2)

Anm.: eine gleichzeitige hohe Auflösung in einem einzigen FEM-Modell hätte zu viele Freiheitsgrade bedeutet

A.1.2 FEM – Modell „M0“ für unverstärktes Fahrbahndeck – Abbildung von Altbestand mit Asphaltbelag

In diesem Abschnitt wird das FEM-Modell M0 im Detail dargestellt und erläutert. Dieses bereits in Abb. A. 1 und A. 2 dargestellte Modell bildet einen Ausschnitt einer Straßenbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte ab und weist Grenzabmessungen von $l_x = 8,0[m]$ zu $l_z = 7,56[m]$ auf (siehe Abbildung A. 3).

Die x-Richtung entspricht dabei der Brückenlängsachse.

Die orthotrope Platte wird nur innerhalb der Hauptträger abgebildet. Die außerhalb liegenden, auskragenden Bereiche weisen ein sehr ähnliches lokales Tragverhalten auf und bleiben daher unberücksichtigt.

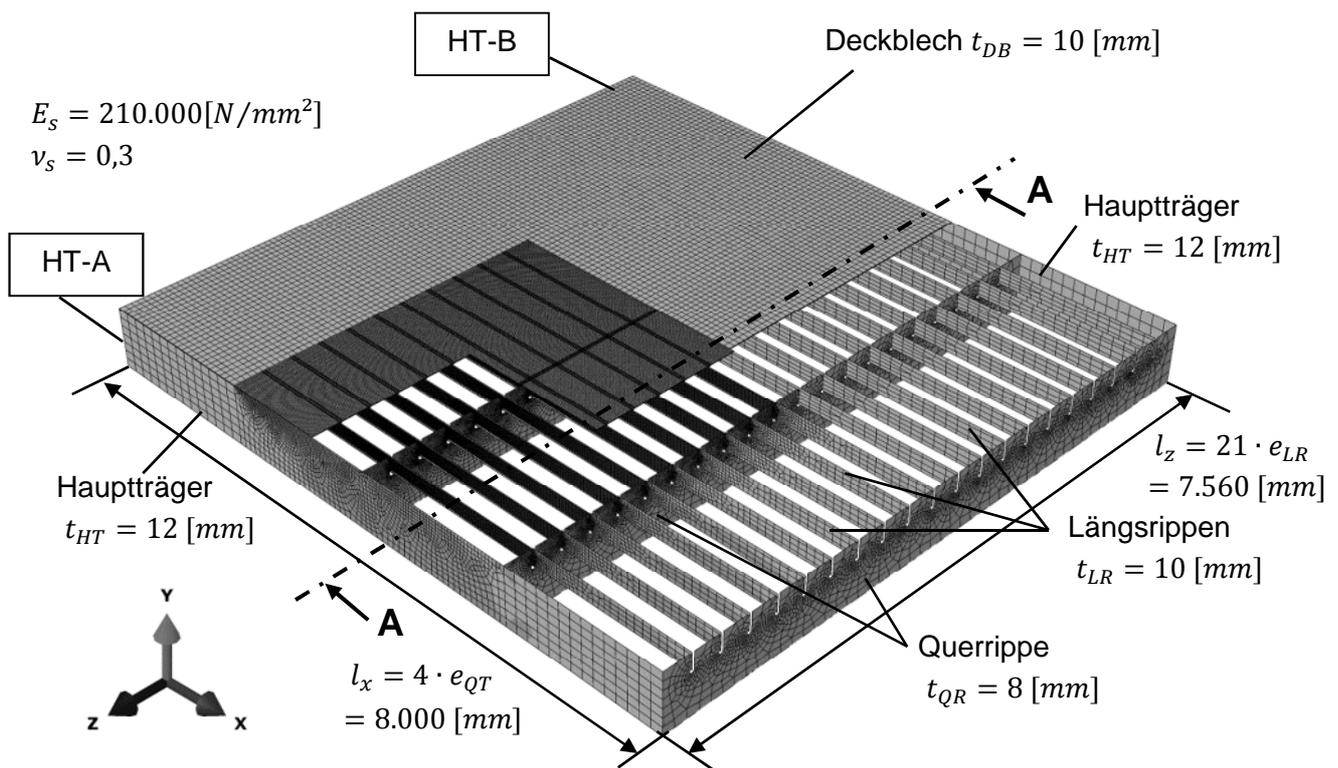


Abbildung A. 3: Isometrische Ansicht FEM-Modell M0 – ohne Belag

Das FEM-Modell besteht aus folgenden Bestandteilen:

- Hauptträger HT:
 - Blechstärke des Steges $t_{HT} = 12 [mm]$
 - Höhe des Hauptträgers $h_{HT} = h_{QR} = 728 [mm]$
 - Hauptträgerabstand $e_{HT} = 7,56 [m]$
 - Modelliert mit Schalenelementen S8R
 - Elementgröße variiert von $26 \times 26 [mm]$ bis ca. $150 \times 100 [mm]$
 - Linienförmige Lagerung an der Unterkante (siehe Abbildung A. 4)
- Querrippe QR:
 - Blechstärke des Querrippensteges $t_{QR} = 8 [mm]$
 - Höhe der Querrippe $h_{QR} = h_{HT} = 728 [mm]$
 - Untergurt der Querrippe mit den Abmessungen $160 \times 8 [mm]$
 - Querrippenabstand $e_{QR} = 2,0 [m]$
 - Querrippensteg modelliert mit Schalenelementen S8R
 - Elementgröße am Querrippensteg variiert von $10 \times 10 [mm]$ bis ca. $150 \times 200 [mm]$
 - Untergurt der Querrippe modelliert mit Balkenelementen B31
 - Elementgröße am Querrippenuntergurt $50 [mm]$
 - Querrippen sind mit den Hauptträgern starr verbunden
- Längsrippe LR:
 - Blechstärke $t_{LR} = 10 [mm]$
 - Höhe der Längsrippe $h_{LR} = 210 [mm]$
 - Längsrippenabstand $e_{LR} = 360 [mm]$

- Modelliert mit Schalenelementen S8R
- Elementgröße variiert von $20 \times 10 [mm]$ bis ca. $150 \times 80 [mm]$
- Längsrippen sind einseitig (exzentrisch) und starr an die Querrippen angeschlossen (s. Abbildung A. 6)
- Deckblech DB:
 - Blechstärke $t_{DB} = 10 [mm]$
 - Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 360/10 = 36$
 - Modelliert mit Kontinuums Elementen C3D20R
 - Elementgröße variiert von $20 \times 20 \times 10$ bis $80 \times 72 \times 10$
 - Deckblech ist starr mit den Längsrippen und den Querrippen verbunden

Es wurden 2 Hauptträger im Abstand von $e_{HT} = 7,56 [m]$ und insgesamt 5 Querrippen im Abstand von $e_{QR} = 2,0 [m]$ modelliert. Des Weiteren verlaufen in Brückenlängsrichtung noch insgesamt 20 Längsrippen in einem Abstand von $e_{LR} = 360 [mm]$ parallel zueinander. Die Längsrippen sind einseitig an die Querrippen angeschlossen (Detailausbildung der Praterbrücke) und die Querrippen sind nur in diesen Anschlussbereichen, wie in Abbildung A. 4 gezeigt wird, ausgeschnitten.

Dieses FEM-Modell wurde zur Berechnung der Restlebensdauer bzw. zur Ermittlung einer Vorschädigung des Fahrbahndecks erstellt. Die Berechnung selbst erfolgte am blanken Stahldeck ohne Belag, wobei eine Lastausbreitung, über die Dicke des Belages, durch eine verbreiterte Lastaufstandsfläche der Räder berücksichtigt wurde.

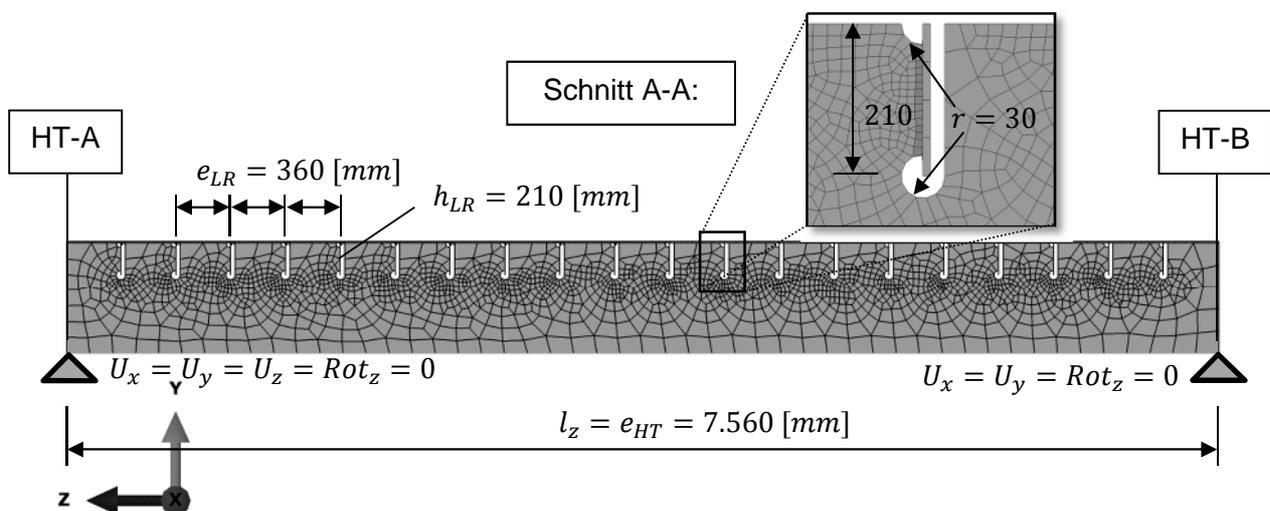


Abbildung A. 4: Querschnitt A-A; FEM-Modell M0 – ohne Belag

Diese vereinfachte Vorgehensweise beschreibt die Mitwirkung des Asphaltbelages während der warmen Jahreszeit sehr gut und wurde in [1] erarbeitet.

Das Modell wurde grundsätzlich in 2 Bereiche aufgeteilt (Bereich A und Bereich B – siehe Abbildung A. 5), um die Anzahl der Freiheitsgrade zu reduzieren. Bereich A ist jener Bereich, mit einer feineren Elementteilung, an dem die Lasten aufgebracht und Spannungen abgelesen wurden. Bereich B weist eine deutlich gröbere Aufteilung der Elemente an den einzelnen Bestandteilen des FEM-Modells auf. Für Bereich A wurden zusätzlich zur

Elementverfeinerung die Schweißnähte der Längsrippen und der Querrippe mittels Kontinuums Elementen C3D20R modelliert. (siehe Abbildung A. 6)

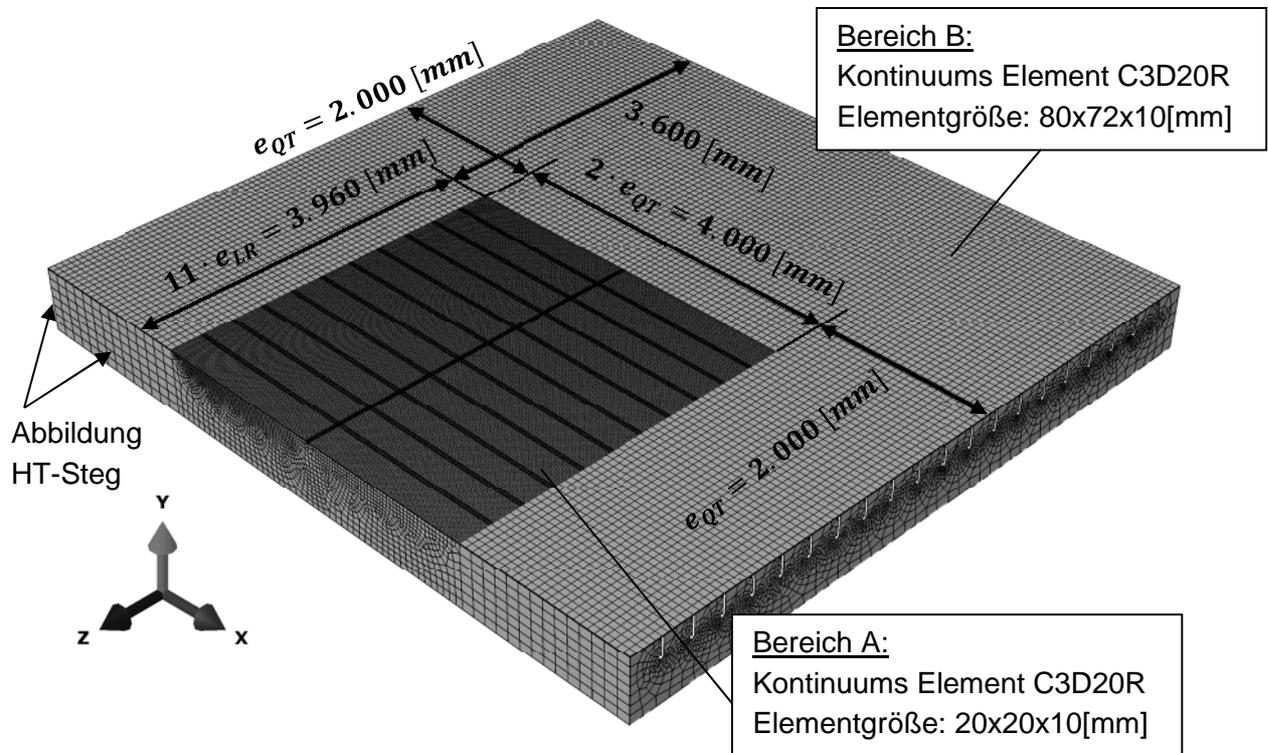


Abbildung A. 5: FEM-Netz Deckblech; FEM-Modell M0 – ohne Belag

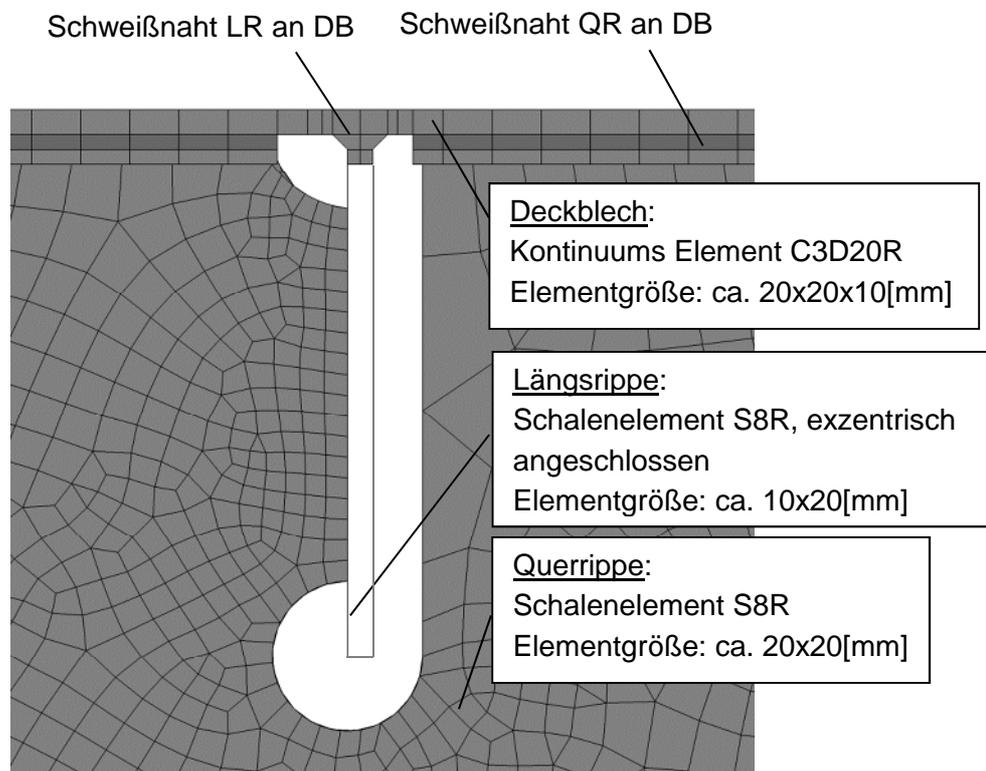


Abbildung A. 6: FEM-Modell M0 – Modellierung der Schweißnähte im Bereich A

Als Interaktionsbedingung zwischen den Längsrippen (Schalenelement) und dem Deckblech (Kontinuums Element) im Bereich A, mit den zusätzlich modellierten Schweißnähten (siehe Abbildung A. 6), wurde im ABAQUS „shell to solid coupling“ gewählt. Dadurch können Verschiebungen, sowie Verdrehungen der Anschlussknoten übergeben werden, was zu einer zusätzlichen Querbiegung der Längsrippen bei exzentrischer Lasteinleitung führt. Infolge der exzentrischen Lagerung der Längsrippen an den Querrippen – bedingt durch den nur einseitigen Anschluss - wird der Effekt der Querbiegung dann noch zusätzlich verstärkt. Ziel dieser sehr genauen Elementauflösung ist, die lokalen Spannungen sehr gut wiederzugeben – dies ist bei Prognosen zur Ermüdungstragsicherheit bzw. Restlebensdauer sehr wesentlich.

A.1.3 FEM – Modell für verstärktes Fahrbahndeck

A.1.3.1 Modell „M1“ mit Detailauflösung Stahldeck

Für FEM-Modell M1 wurde das bestehende FEM-Modell M0 mit einer oben liegenden Betonplatte ergänzt, welche wieder in 2 Bereiche aufgeteilt wurde. Bereich A ist jener Teilabschnitt mit einer feineren Elementteilung gegenüber Bereich B. Abbildung A. 7 zeigt die beiden Bereiche A und B, sowie die verwendeten Elementgrößen der Kontinuums Elemente, wobei bei diesen Elementen nun keine reduzierte Integration mehr gewählt wurde. Die Stärke der Betonplatte wurde variiert mit den Dicken 60[mm], 70[mm] und 80[mm]. Der effektive E-Modul der Betonplatte erfasst auch pauschal die Rissbildung des hochfesten Betons. Im Modell M1 liegt ein konstanter effektiver E-Modul vor mit $E_{c,eff} = 12.500 [N/mm^2]$.

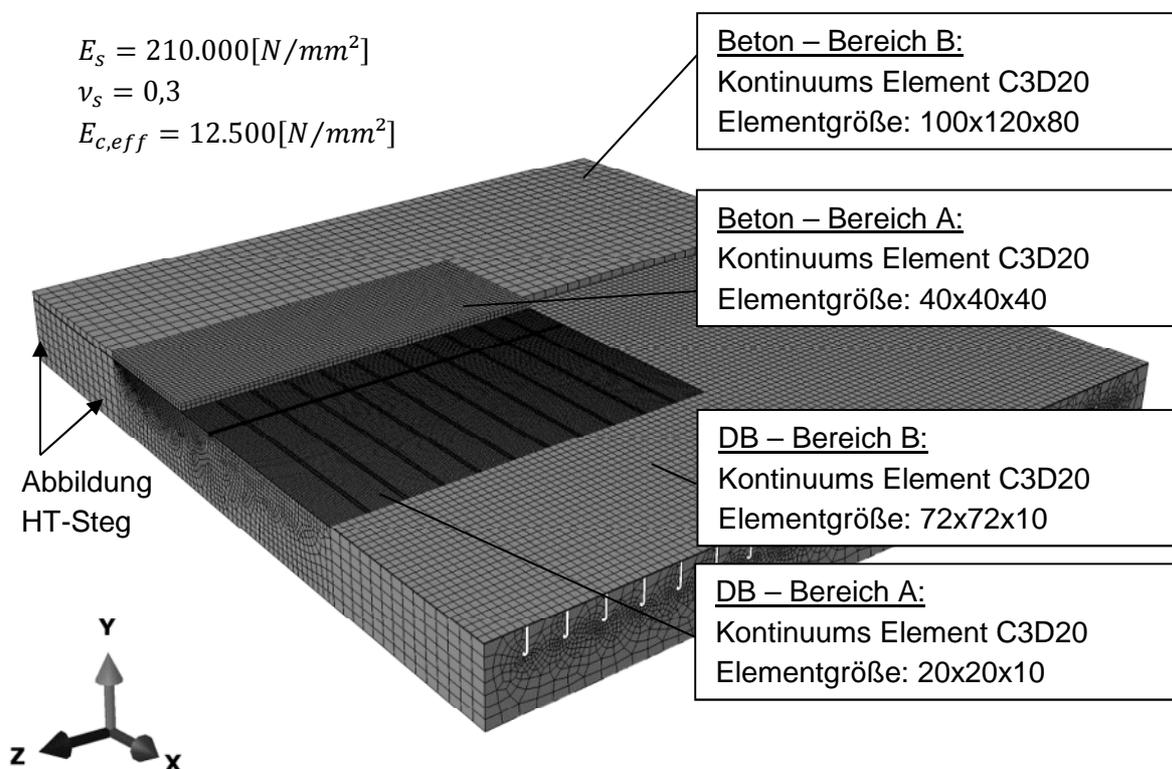


Abbildung A. 7: FEM-Modell M1 – mit Betonplatte und Detailauflösung im Stahldeck

Laut der durchgeführten Literaturrecherche wird die Verbundfuge zwischen Stahldeck und Betonplatte vorwiegend mittels einer Epoxidharzschicht und eingestreutem Gesteinsgranulat ausgeführt. Es war daher erforderlich zusätzlich zur Grenzwertbetrachtung (mit/ohne starren Verbund) eine gewisse Nachgiebigkeit der Verbundfuge im FEM-Modell abbilden zu können. Im ABAQUS erfolgte dies mithilfe einer Interaktionsbedingung zwischen Betonplattenunterseite und Stahldeck. Als Interaktionsbedingung zwischen den Elementen der Betonplatte und den Elementen des Stahldeckbleches wurde eine kinematische Kopplung der Knotenpunkte gewählt (im ABAQUS: „cohesive behavior“). Da jedoch für FEM-Modell M1 dieselbe Elementteilung wie bei FEM-Modell M0 erforderlich war, um die

Ergebnisse der Stahldeckspannungen miteinander vergleichen zu können, war es nicht möglich die Knotenpunkte der Elemente der Betonplatte an jene des Stahldeckbleches anzupassen, da sonst sehr ungünstige Geometrieverhältnisse der Plattenelemente entstanden wären und auch unverhältnismäßig viele Freiheitsgrade. Abbildung A. 8 zeigt das FE-Netz des Belags sowie jenes des Stahldecks, worin zu erkennen ist, dass die Knotenpunkte zwischen Betonplatte und Stahldeck in der Verbundfuge nicht übereinstimmen. Damit ist anzunehmen, dass die Spannungen in diesem Bereich nur unzureichend wiedergegeben werden. Daher wurde zusätzlich das FEM-Modell M2 geschaffen.

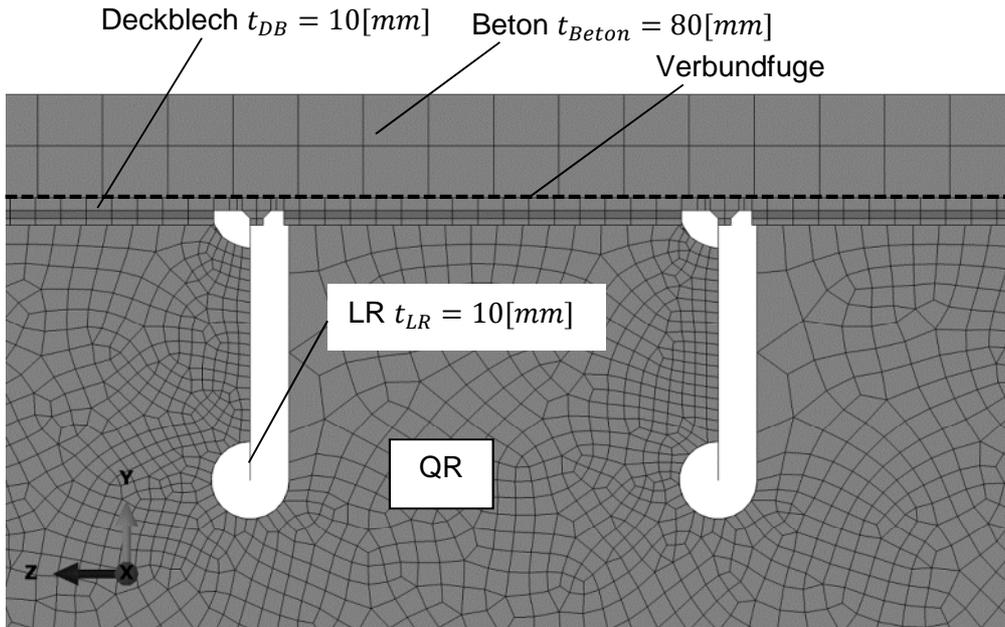


Abbildung A. 8: FEM-Modell M1 – mit Betonplatte und Detailauflösung im Stahldeck – Detailansicht

Die Interaktionsbedingung „cohesive behavior“ benötigt Steifigkeitswerte für die beiden Richtungen in der Ebene der Verbundfuge, sowie einen Wert normal auf die Ebene. Für die Steifigkeit in Richtung normal zur Ebene (K_3) der Verbundfuge wurde generell ein sehr hoher Wert gewählt, damit die Verbundfuge normal zu seiner Ebene praktisch starr ist und es dadurch zu keiner Durchdringung kommen kann. Die Steifigkeit für die beiden Richtungen in der Ebene (K_1 und K_2) der Verbundfuge wurde variiert, um Grenz- und Richtwerte zu erhalten, die später durch die Versuche zutreffend beurteilbar sind. Tabelle A. 1 gibt an, welche Steifigkeitswerte für die Berechnungen gewählt wurden. Diese Steifigkeitswerte lassen sich von dem Schubmodul eines Epoxidharzes ableiten, wobei hier der Elastizitätsmodul und die Querkontraktionszahl aus [2] entnommen wurden.

Rechen - Modell	Verbundfuge - Variante		Steifigkeit K_1 und K_2 [N/(mm ³)]
I	VF 0	ohne Verbund	1
II	VF 1	Epoxy t=3 [mm]	400
III	VF 2	Epoxy t=1 [mm]	1200
IV	VF 3	voller Verbund	10 ⁶

Tabelle A. 1: Steifigkeiten der Verbundfuge in der Ebene

Materialeigenschaften von Epoxidharz aus [2]: $E_{Epoxy} = 3200$ [N/mm²], $\nu_{Epoxy} = 0,33$

Daraus erhält man einen Schubmodul für das Epoxidharz mit $G_{Epoxy} = E/[2 \cdot (1 + \nu_{Epoxy})]$ und unter Berücksichtigung einer effektiven Dicke der Verbundfuge t_{Epoxy} erhält man die in Tabelle A. 1 ausgeführten Steifigkeiten K_1 und K_2 in der Ebene der Verbundfuge zu:
 $K_1 = K_2 = G_{Epoxy}/t_{Epoxy}$

A.1.3.2 Modell „M2“ mit Detailauflösung der Betonplatte

Das FEM-Modell M1 lieferte qualitativ gute Spannungswerte in der Stahlkonstruktion zur Beurteilung der Spannungsreduktionen in den betrachteten Kerbdetailpunkten infolge der Verstärkung durch die Betonplatte, da das FE-Netz der orthotropen Platte besonders im Bereich A (siehe Abbildung A. 7) sehr fein gewählt wurde. Des Weiteren wurde der effektive E-Modul des hochfesten Betons bewusst gering gewählt (vgl. Abbildung A. 7), um konservative Spannungen in den Kerbdetails zu erhalten.

Zur Ermittlung zutreffenderer Spannungen in der Betonplatte und in der Verbundfuge war nun ein weiteres FEM-Modell notwendig, dass dieselbe Geometrie hat, wie FEM-Modell M0 und M1. Bei FEM-Modell M2 wurde nun die Elementteilung des Stahldeckbleches an jene der Betonplatte angepasst, damit die Knoten der Elemente der beiden Teile zusammenfallen. Wie Abbildung A. 9 erkennen lässt, haben die Knoten an der Oberkante des Deckbleches dieselben Koordinaten wie die Knoten an der Unterkante der Betonplatte. Bei Vergleich mit FEM-Model M1 (Abbildung A. 8) erkennt man, dass die Schweißnähte der Längsrippen und der Querrippen zum Deckblech entfernt wurden, damit eine kontinuierliche Elementteilung im Deckblech möglich war. Generell wurde die Struktur des FE-Netzes in der Stahlkonstruktion (HT, QR, LR und DB) wesentlich gröber gewählt als zuvor bei Modell M0 und M1, da an diesem Modell auch keine Spannungen am Stahldeck abgelesen wurden. Für die Verbundfuge verblieb die Interaktionsbedingung wie zuvor bei FEM-Modell M1 (siehe Tabelle A. 1).

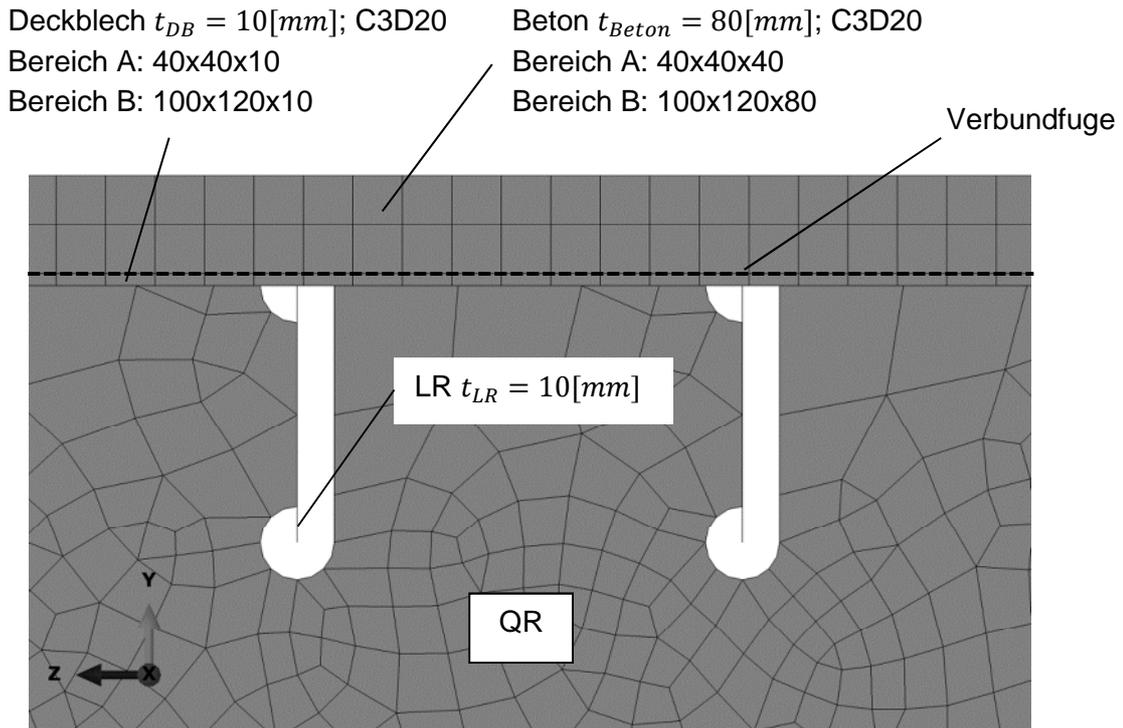


Abbildung A. 9: FEM-Modell M2 – mit Belag und Detailauflösung in der Betonplatte – Detailansicht

A.2 Vorausgesetzte Verkehrsbelastung

Für die Ermittlung der Vorschädigung des Fahrbahndecks an den untersuchten Kerbdetailpunkten wurde ein modifiziertes Ermüdungslastmodell ELM 4 gewählt, welches in Abschnitt A.2.1 näher beschrieben wird. Für die Auslegung der Verstärkung der orthotropen Platte (Betonbelag und Verbundfuge) wurde das Ermüdungslastmodell ELM 2 gewählt, welche eine zukünftige Verkehrsbelastung für Brückentragwerke abbilden soll. ELM 2 wird in Abschnitt A.2.2 näher beschrieben.

A.2.1 Modifiziertes Schwerverkehrslastmodell ELM 4 für Restlebensdauerberechnungen

In diesem Abschnitt wird das nach EN 1991-2, Abschnitt 4.6.5 zulässige Ermüdungslastmodell ELM-4 für die Restlebensdauerberechnung nochmals vorgestellt, welches aus einer Gruppe von Standardlastkraftwagen besteht (5 Fahrzeugtypen) und welches die für die jeweilige Strecke prognostizierte idealisierte Schwerverkehrsbelastung darstellen soll. Die Fahrzeugtypen unterscheiden sich in ihrer Geometrie, Achskonfiguration und zugehöriger fiktiven Achslast (siehe Tabelle A. 2).

Die Ermüdungsbeanspruchung muss anhand des Spannungsspektrums ermittelt werden, wobei jedes Fahrzeug die Brücke einzeln überfährt und die dadurch entstandenen Spannungswechsel mit der Rainflow - oder der Reservoir Methode auszuzählen sind. Unter Berücksichtigung der Anzahl der Überfahrten der einzelnen Fahrzeugtypen kann dann das

Gesamtkollektiv ermittelt werden, dass dann auf ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv umgerechnet wird.

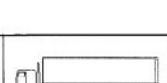
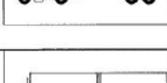
		FAHRZEUGTYP			VERKEHRSART					
		1	2	3	4	5	6	7		
					Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr			
Typ	SCHWERFAHRZEUG	Achsabstand (m)	Ersatzachslast (kN)	Schwerverkehrsanteil	Schwerverkehrsanteil	Schwerverkehrsanteil	Reifenart	$G_{ges}[kN]$		
T1		4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B	200		
T2		4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B	310		
T3		3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C	490		
T4		3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B	390		
T5		4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C	450		

Tabelle A. 2: Ermüdungslastmodell ELM 4 – Gruppe von Ersatzfahrzeugen nach EN 1991-2: 4.6.5 – Tab. 4.7

Jedoch gibt dieses Lastmodell (ELM 4) sehr hohe, an die zukünftige Entwicklung angepasste, Achslasten an, welche nicht für eine realitätsnahe Beurteilung der Vorschädigung des Fahrbahndecks an österreichischen Autobahnen geeignet sind. Aus diesem Grund war es erforderlich dieses Lastmodell bezüglich der tatsächlich auftretenden Achslasten zu modifizieren, wie in Abschnitt 4 näher ausgeführt. Das modifizierte Ermüdungslastmodell ELM 4 mod, mit den realitätsnäheren Achslasten, ist in Tabelle A. 3 dargestellt.

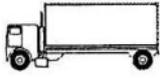
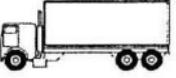
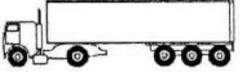
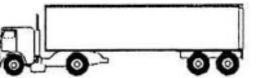
Typ	Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Gges [kN]	Achslasten A_i [kN]	Reifenart	Häufigkeit [%]
T1		4.50	142	49.7 92.3	A B	20
T2		4.20 1.30	273	61.6 105.7 105.7	A B B	5
T3		3.20 5.20 1.30 1.30	360	51.4 110.2 66.1 66.1 66.1	A B C C C	50
T4		3.40 6.00 1.80	290	52.1 104.1 66.9 66.9	A B B B	15
T5		4.80 3.60 4.40 1.30	321	49.9 92.7 64.2 57.1 57.1	A B C C C	10

Tabelle A. 3: Modifiziertes Ermüdungslastmodell ELM 4 mod – Gruppe von Ersatzfahrzeugen nach EN 1991-2

Abbildung A. 10 zeigt die geometrischen Abmessungen der Achsarten A, B und C, welche in Tabelle A. 3 dem jeweiligen Fahrzeugtyp zugewiesen werden. Eine günstige lastausbreitende Wirkung des Asphaltbelages wurde bei der Ermittlung der Vorschädigung berücksichtigt. Die Norm (EN 1991-2, Abschnitt 4.3.6 (3)) erlaubt die Berücksichtigung des Belages durch eine Lastausbreitung von 45° über die Dicke des Belages, wie es in Abbildung A. 11 dargestellt ist. Diese für die ULS-Nachweise dargestellte Vorgehensweise, wurde durch genauere Studien [1] auch als für Ermüdungsberechnungen geeignet bestätigt. Die Restlebensdauerberechnung erfolgte am System ohne Belag (FEM-Modell M0, siehe Abschnitt A.1.2) und mit verbreiteter Lastaufstandsfläche $b = b_0 + 2 \cdot \Delta b = b_0 + 2 \cdot t_{Belag}$ (siehe Abbildung A. 11), sowie der daraus resultierenden reduzierten Flächenpressung p_1 ($p_1 < p_0$).

REIFEN/ ACHSART	GEOMETRISCHE ABMESSUNGEN
A	
B	
C	

Abbildung A. 10: Definition der Achsarten nach EN 1991-2: 4.6.5 – Tab. 4.8

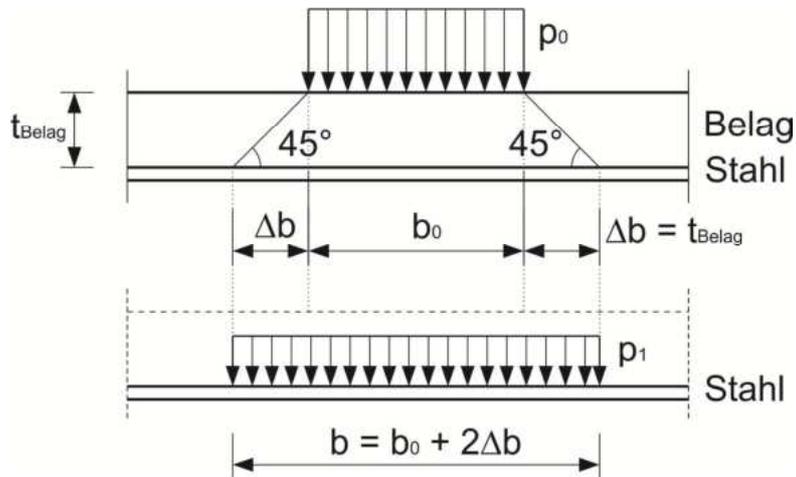


Abbildung A. 11: Lastausbreitung nach EN 1991-2, Abschnitt 4.3.6 (3)

A.2.2 Schwerverkehrslasten für maßgebende Beanspruchungen in Betonplatte und Verbundfuge

Zur Auslegung der Betonplatte und der Verbundfuge, die auch die Tragsicherheit erfassen muss, ist eine Orientierung an den zukünftig nur selten auftretenden schwersten Lastkraftwagen sinnvoll. Diesbezüglich am besten geeignet erscheint die Gruppe von häufigen LKW nach EN 1991-2, Tab. 4.6, die Tabelle A. 4 zeigt. Diese werden dort als Ermüdungslastmodell ELM-2 bezeichnet, als Basis für Dauerfestigkeitsnachweise.

Wie in Abschnitt 4 näher ausgeführt, diene das Ermüdungslastmodell ELM 2 auch für die Beurteilung der Restlebensdauer der maßgebenden Details D1 und D2 des Stahldecks (Nachweiskonzept 2 in Abschnitt 4.3). Dies deshalb, da bereits zum Zeitpunkt der Verstärkung keine ausreichende rechnerische Restlebensdauer nachweisbar ist, sodass das ELM 4 nach Tabelle A. 2 für das verstärkte Fahrbahndeck nicht mehr anwendbar ist (Nachweiskonzept 1 in Abschnitt 4.3).

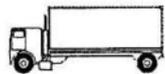
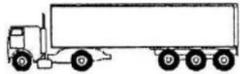
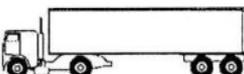
Typ	Schwerfahrzeug	Achsabstand [m]	Gges [kN]	Achslasten Ai [kN]	Reifenart
T1		4.50	280	90 190	A B
T2		4.20 1.30	360	80 140 140	A B B
T3		3.20 5.20 1.30 1.30	630	90 180 120 120 120	A B C C C
T4		3.40 6.00 1.80	560	90 190 140 140	A B B B
T5		4.80 3.60 4.40 1.30	610	90 180 120 110 110	A B C C C

Tabelle A. 4: Ermüdungslastmodell ELM 2 – Gruppe von häufigen LKW nach EN 1991-2: Tab. 4.6

A.3 Ermittlung der maßgebenden Detailpunkte am Fahrbahndeck für die Restlebensdauerberechnung

Es wurden zwei wesentliche Detailpunkte eines Fahrbahndecks mit orthotroper Plattenbauweise und offenen Längsrippen untersucht. Detail D1 ist der Anschluss der Längsrippe an das Deckblech (siehe Abschnitt A.3.1) und Detail D2 ist der Anschluss der Längsrippe an die Querrippe (siehe Abschnitt A.3.2). An diesen Kerbdetailpunkten wurden die Spannungsspiele infolge der Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen ermittelt und daraus Belastungskollektive des jeweiligen Kerbdetails erstellt. Daraufhin erfolgte eine Umrechnung auf ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv unter Berücksichtigung der Teilschädigung unter der Dauerfestigkeit, womit eine Beurteilung der Vorschädigung am Kerbdetail erfolgen konnte. In einem weiteren Schritt wurde dann am Modell mit Belag (FEM-Modell M1, siehe Abschnitt A.1.3.1) die Spannungsreduktionen an den maßgebenden Kerbdetailpunkten für Detail D1 und D2 ermittelt.

A.3.1 Konstruktionsdetail D1 – Anschluss zwischen Deckblech und Längsrippe

Konstruktionsdetail D1 ist der geschweißte Anschluss der Längsrippe an das Deckblech, wobei es an der Kehlnaht der beiden Bleche - die eine Kerbstelle darstellt - infolge der Verkehrslast zu Spannungswechseln kommt, welche eine Rissbildung durch Ermüdungsversagen im Deckblech zur Folge haben kann.

Die großen Spannungsspiele im Deckblech ergeben sich aus den großen Blechbiegespannungen in Brückenquerrichtung, bedingt durch sehr schlanke Deckblechbereiche (z.B. Praterbrücke: Längsrippenabstand $e_{LR} = 360 [mm]$, Deckblechdicke $t_{DB} = 10 [mm]$, Schlankheit des Deckbleches $e_{LR}/t_{DB} = 36 > (e_{LR}/t_{DB})_{grenz} = 25$ nach EN 1993-2, Anhang C, Kapitel C.1.2.2).

Abbildung A. 12 zeigt das beschriebene Konstruktionsdetail D1, für das nach EN 1993-1-9 ein Kerbfall 100 vorliegt ($\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$).

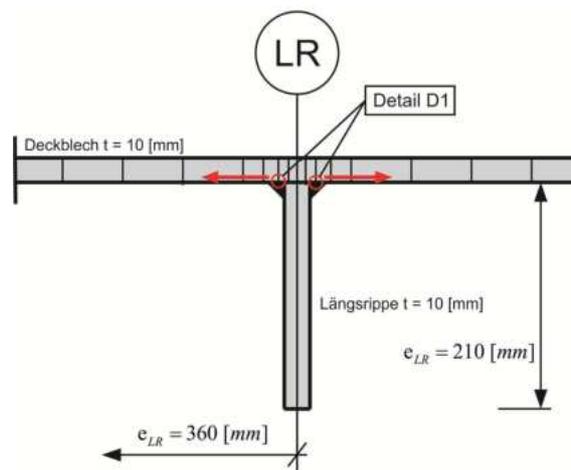


Abbildung A. 12: Detail D1 – Deckblechbiegung; Einstufung in Kerbfall 100

Die Schweißnaht der Längsrippe an das Deckblech wurde in FEM-Modell M0 (siehe Abschnitt A.1.2) und M1 (siehe Abschnitt A.1.3.1) mit Kontinuums Elementen, wie für das Deckblech, modelliert. Um Strukturspannungen am Kerbdetail D1 zu erhalten, musste eine sinnvolle Elementteilung im Deckblech vorgegeben werden, wie es in Abbildung A. 13 dargestellt ist. Laut [3] benötigt man einen Messpunkt im Abstand von $0,4 \cdot t_{DB} = 0,4 \cdot 10 = 4 [mm]$ hin zum Nahrand der Kehlnaht und einen weiteren im Abstand von $1,0 \cdot t_{DB} = 10 mm$ zum Nahrand. An diesen beiden Messpunkten wurden die Normalspannungen an der Unterkante des Deckbleches in Brückenquerrichtung abgelesen (σ_1 und σ_2). Daraufhin folgte eine lineare Extrapolation, anhand der Spannungswerte σ_1 und σ_2 , zum Nahrand um die Strukturspannung $\sigma_{x,MP}$ des Kerbdetails zu erhalten.

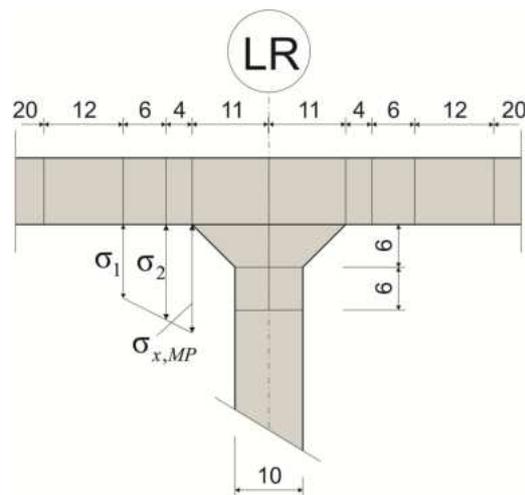


Abbildung A. 13: Spannungsermittlung Detail D1 – Deckblechbiegung

- Maßgebender Nachweispunkt

Für die Simulation der Fahrzeugüberfahrt bei Detail D1 besteht keinerlei Interaktion der Achsen, sodass jede Achse isoliert betrachtet werden kann. Dabei ist die Lastaufstandsfläche von großem Einfluss, sodass zwischen Achse A, B und C unterschieden werden muss, wie Abbildung A. 14 zeigt.

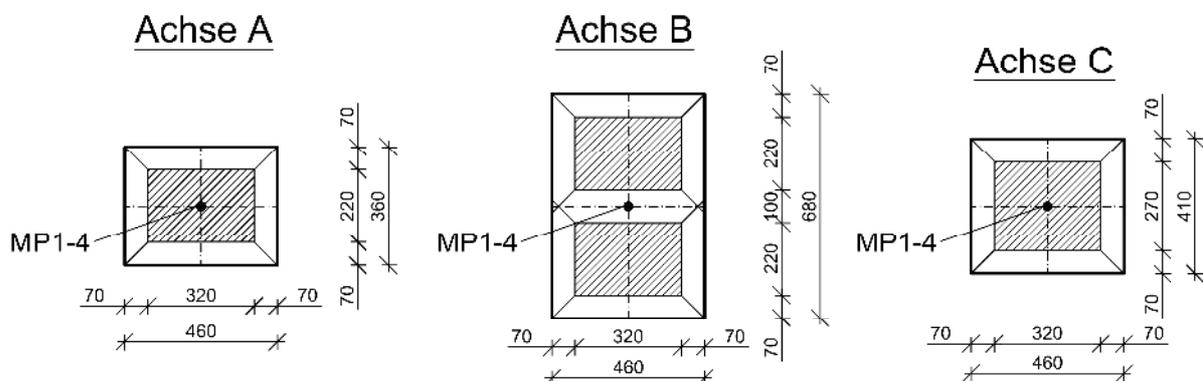


Abbildung A. 14: Räder der Achse A,B und C inkl. Lastverteilung für das unverstärkte Fahrbahndeck

Die Achsen B und C wurden nun ungünstigst am Fahrbahndeck aufgestellt und mehrere mögliche Stellen „D1“ untersucht (Bezeichnung MP1 bis MP4 in Abbildung A. 15). Die Abbildung A. 16 zeigt die Ergebnisse im Vergleich für Achse B. Als maßgebend erweist sich der Punkt MP2, bei Längsrippe 1 nahe am Hauptträger, der sich im Abstand $e_x = 360$ [mm] von der Querrippe befindet. Nur für diesen Messpunkt MP2 bei Längsrippe 1 wurde die Simulation der LKW-Überfahrten durchgeführt und das Spannungskollektiv ermittelt (s. Abschnitt A.4.3)

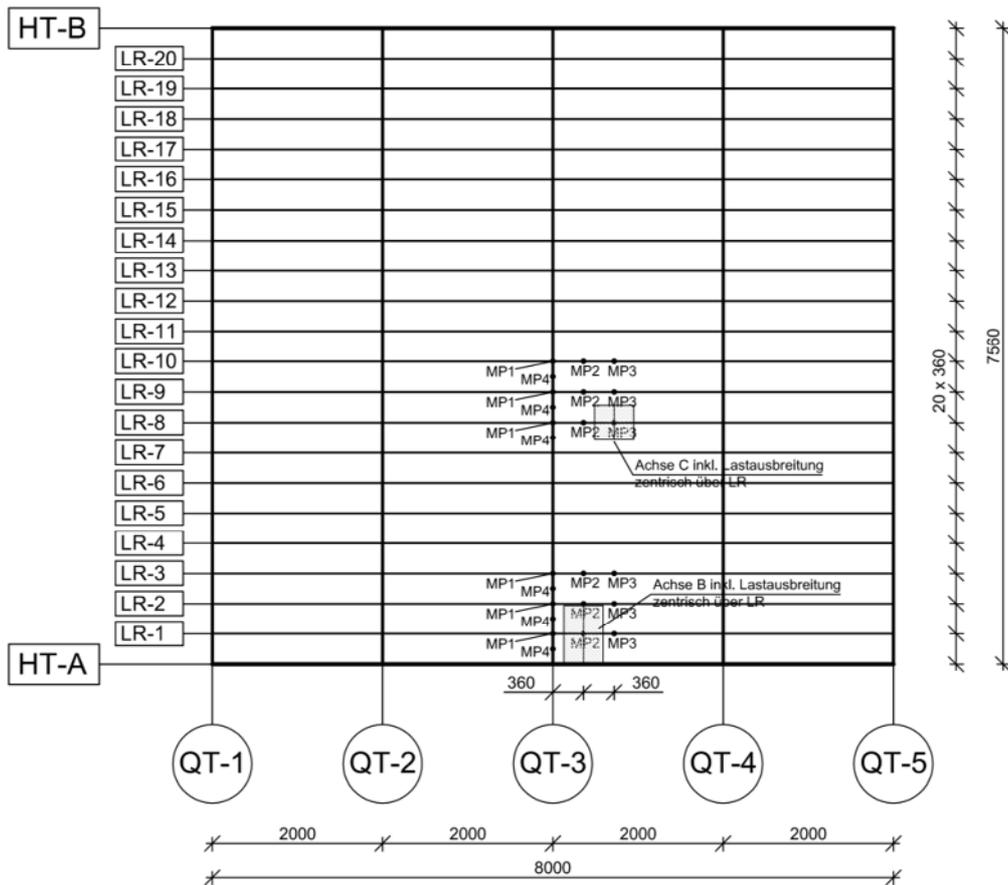


Abbildung A. 15: Übersicht der untersuchten Messpunkte MP1 bis MP4

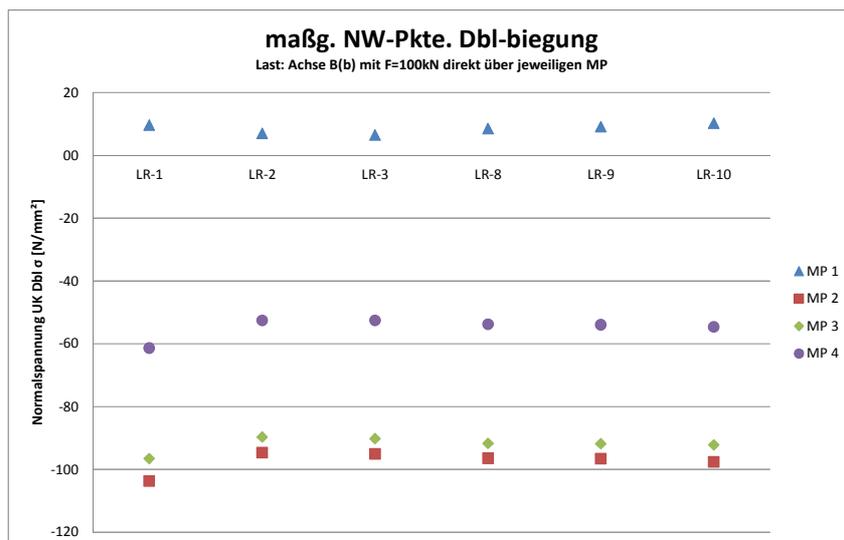


Abbildung A. 16: Maßgebende Nachweispunkte für Detail D1 – Deckblechbiegung zufolge Achse B mit $F = 100 \text{ kN}$ Achslast

Die Tabelle A. 5 weist die Ergebnisse der Abbildung A. 16 ergänzend genauer aus. Hervorzuheben ist, dass diese Ergebnisse für zentrische Lage der Achse B über der jeweiligen Längsrippe gelten.

$\sigma_{x,MP,DB} [N/mm^2]$	MP 1	MP 2	MP 3	MP 4
LR-1	9.6	-103.8	-96.6	-61.4
LR-2	6.9	-94.7	-89.7	-52.6
LR-3	6.5	-95.1	-90.3	-52.6
LR-8	8.5	-96.5	-91.8	-53.8
LR-9	9.1	-96.6	-91.9	-54.0
LR-10	10.2	-97.6	-92.3	-54.7

Tabelle A. 5: Extrapolierte Spannungen $\sigma_{x,MP,DB}$ in den jeweiligen Messpunkten infolge Achse B mit Radlast $F_{Rad} = 100 [kN]$

Ergänzend wurde untersucht, ob nicht die mittige Spurlage der Räder beider Achsen ungünstiger ist. Die diesbezüglichen Ergebnisse zeigt die Tabelle A. 6. Es zeigt sich, dass die ungünstigste Spurlage für Detail D 1 immer dann vorliegt, wenn die Radmitte (Punkt MP1-4 in Abbildung A. 14) zentrisch über der Längsrippe liegt.

maßgebende Spurlage in Brückenquerrichtung		
$\sigma_{x,MP,DB} [N/mm^2]$		
	zentrisch über LR-1	mittig zwischen LR-1 und LR-2
Achse B	-103.8	-71.11
Achse C	-115.7	-82.25

Tabelle A. 6: Maßgebende Spurlage für Detail D1 in Brückenquerrichtung (Radlast $F_{Rad} = 100 [kN]$)

A.3.2 Konstruktionsdetail D2 – Anschluss zwischen Längs- und Querrippe

Die Abbildung A. 17 zeigt nochmals das untersuchte Anschlussdetail zwischen Längs- und Querrippe mit den zugrunde gelegten Besonderheiten der Praterbrücke. Der maßgebende Detailpunkt für die Beurteilung der Restlebensdauer ist mit „D2“ gekennzeichnet. Maßgebend sind dabei die Normalspannungen σ_{tats} in der Längsrippe am Ende der Schweißnaht zur Querrippe.

Auf die Restlebensdauer der Schweißnaht selbst wird hier nicht eingegangen. Dies deshalb, da der nur einseitige Schweißnahtanschluss der Längs- an die Querrippe für orthotrope Fahrbahnplatten im Fahrbahnbereich sehr untypisch ist. Üblicherweise ist die Längsrippe beidseits an den Querrippensteg angeschlossen, sodass die Schweißnahtbeanspruchungen deutlich kleiner sind und damit nicht bemessungsbestimmend für die Restlebensdauer dieses Anschlussdetails Längs- und Querrippe werden.

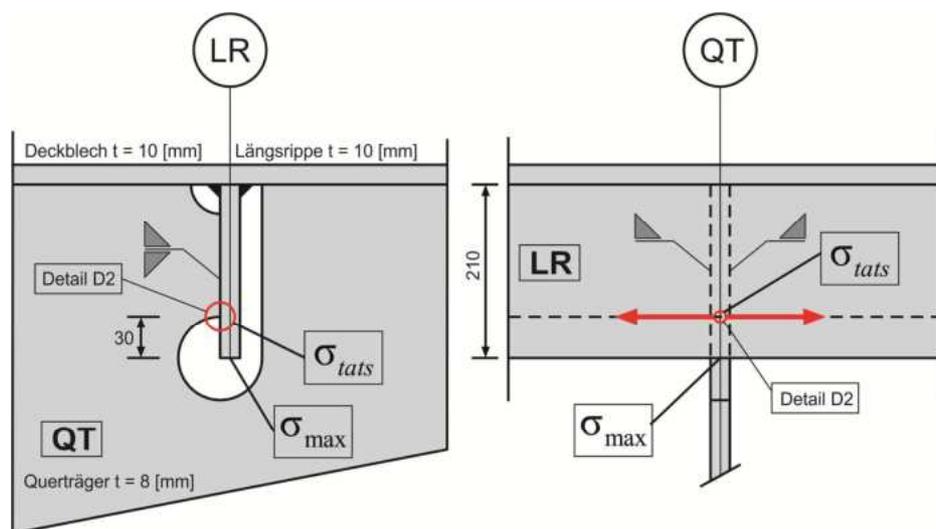


Abbildung A. 17: Detail D2 – Anschluss Längsrippe an Querrippe

– Maßgebende Längsrippe im Brückenquerschnitt

Grundsätzlich sind alle Anschlussdetails zwischen Längs- und Querrippe in identer Form ausgeführt. Das lokale Tragverhalten der Längsrippen differiert jedoch hinsichtlich der Stützwirkung durch die Querrippe - nahe der Hauptträger liegt eine nahezu starre Stützung und mittig zwischen den Hauptträgern eine deutlich nachgiebigere Stützung vor.

Deshalb ist vorweg nicht klar welche Längsrippe die größte Ermüdungsbeanspruchung $\Delta\sigma$ erfährt, unter der Voraussetzung einer mittigen Überfahrt. Aus diesem Grunde wurde die repräsentative Achsart B gewählt – sie weist nach ELM 4 die größten Achslasten auf – und es wurde deren mittige Überfahrt (Achse des Doppelrades nach Abbildung A. 14 zentrisch über der betrachteten Längsrippe) über jede einzelne Längsrippe simuliert. In Abbildung A. 18 und Abbildung A. 19 sind die Spannungs- Zeit Verläufe im Punkt D2 aus der Überfahrt der Achse B und $F_A = 100 [kN]$ ersichtlich für Längsrippe LR1 nahe dem Hauptträger und LR9 mittig zwischen den Hauptträgern. Aus der Überfahrt kann nun das maximale Spannungsspiel $\Delta\sigma_x$ ermittelt werden. Die Ergebnisse für alle untersuchten Längsrippen

zeigt die Tabelle A. 7. Es zeigt sich, dass bei LR1 nahe dem Hauptträger das Spannungsspiel $\Delta\sigma_x$ und damit die Ermüdungsbeanspruchung am größten ist. In weiterer Folge wird nur noch diese maßgebende Längsrippe LR1 betrachtet.

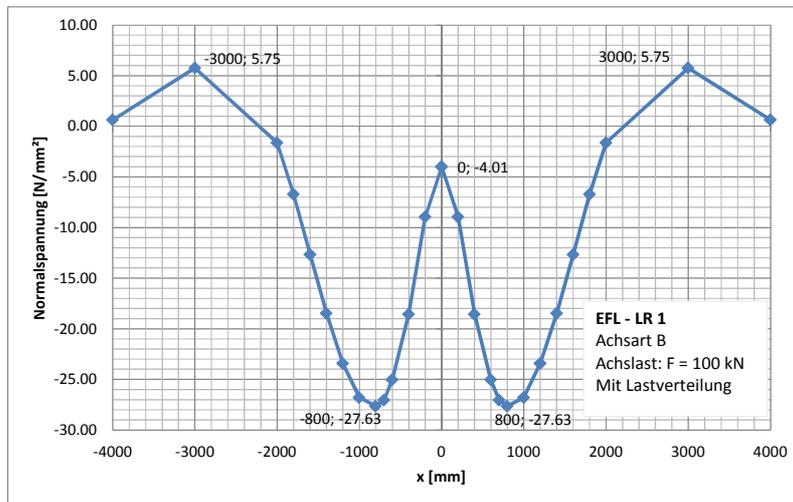


Abbildung A. 18: Einflusslinie der LR-1 mit Achsort B und Achslast $F_A = 100$ [kN]

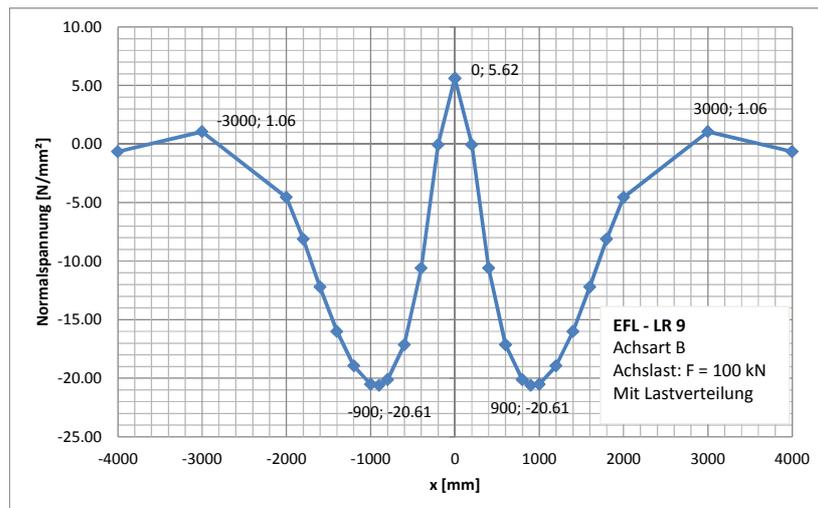


Abbildung A. 19: Einflusslinie der LR-9 mit Achsort B und Achslast $F_A = 100$ [kN]

	x [mm]	$\sigma_{x,MP,LR}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{x,MP,LR}$ [N/mm ²]
LR-1	800	-27.63	33.4
	3000	5.75	
LR-2	800	-26.24	31.0
	3000	4.79	
LR-3	800	-25.16	29.1
	3000	3.94	
LR-7	900	-21.71	25.7
	0	3.98	
LR-8	900	-21.10	26.0
	0	4.90	
LR-9	900	-20.61	26.2
	0	5.62	

Tabelle A. 7: Maßgebende Spurlage für Detail D2 in Brückenquerrichtung

A.4 Simulation der Schwerfahrzeugsüberfahrten am unverstärkten Fahrbahndeck – Einzelfahrzeuge und Beanspruchungskollektiv

A.4.1 Allgemein

Zur realitätsnahen Wiedergabe der auftretenden Beanspruchungsspiele $\Delta\sigma_i$ aus der Simulation der Überfahrt der Schwerfahrzeuge nach ELM 4 mod (vgl. Tabelle A. 3) ist die Modellierung der Aufstandsflächen der einzelnen Achsen, unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung des Asphaltbelages ganz wesentlich (vgl. Abbildung A. 14).

Zum besseren Überblick wird vorweg die Überfahrt einer einzelnen Achse A, B sowie C mit einer normierten Achslast $F_A = 100$ [kN] simuliert. Aus diesen Überfahrten werden nun Einflusslinien für die normierten Achslasten $F_A = 100$ [kN] erhalten.

Anschließend können, mit der Kenntnis der echten Achslasten und Achsabstände des ELM 4 mod (vgl. Tabelle A. 3), daraus die bei der Überfahrt entstehenden Spannungsverläufe für jeden einzelnen Fahrzeugtyp ermittelt werden. Die Anwendung des Rainflow – Verfahrens führt dann zu den Spannungsspielen je Fahrzeugtyp. Unter Berücksichtigung der Häufigkeit der einzelnen Fahrzeugtypen (vgl. Tabelle A. 3, letzte Spalte) wird letztlich das Gesamtkollektiv für insgesamt 100 Fahrzeuge für den betrachteten Detailpunkt erhalten.

A.4.2 Detail D1

Der untersuchte maßgebende Detailpunkt ist Punkt MP2 bei Längsrippe LR1 (vgl. Abbildung A. 15). Die Abbildung A. 20, Abbildung A. 21 und Abbildung A. 22 zeigen die sich ergebenden Einflusslinien in diesem Punkt aus der isolierten Überfahrt der normierten Achslasten A, B und C mit jeweils $F_A = 100$ [kN]. Man erkennt, dass die größere Radaufstandsfläche bei Achse B zu geringeren Spannungen führt. Die Spannungsverläufe durch die einzelnen Fahrzeugtypen T1 bis T5 des ELM 4 mod nach Tabelle A. 3 zeigen die Abbildung A. 23 bis Abbildung A. 27. In diesen Darstellungen sind auch die nach dem Rainflow-Verfahren ausgezählten maßgebenden Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ angeführt. Es ist gut erkennbar, dass jede Einzelachse ein Spannungsspiel liefert.

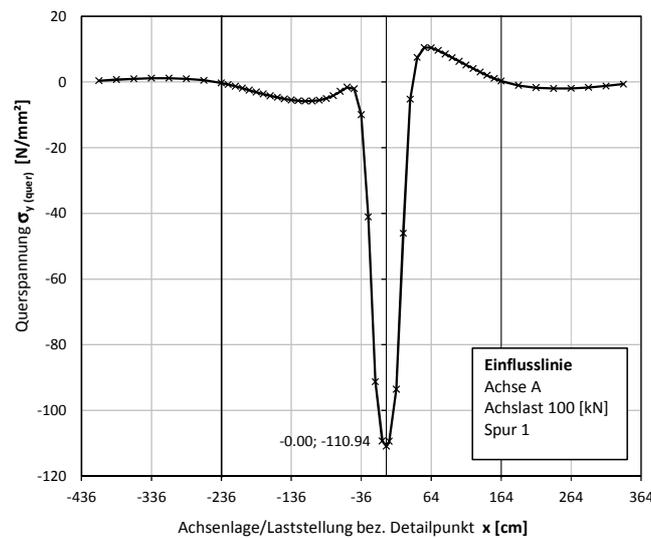


Abbildung A. 20: Spannungs- Einflusslinie Detail D1 bei Überfahrt der Achse A mit Achslast $F_A = 100$ [kN] – MP2 bei LR1

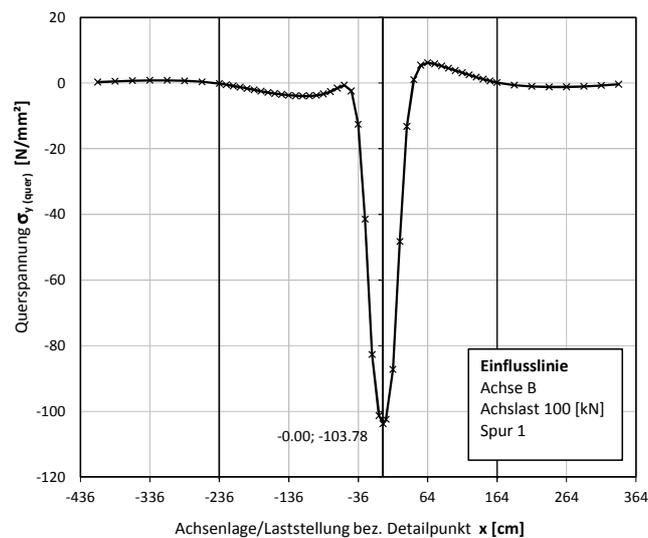


Abbildung A. 21: Spannungs- Einflusslinie Detail D1 bei Überfahrt der Achse B mit Achslast $F_A = 100$ [kN] – MP2 bei LR1

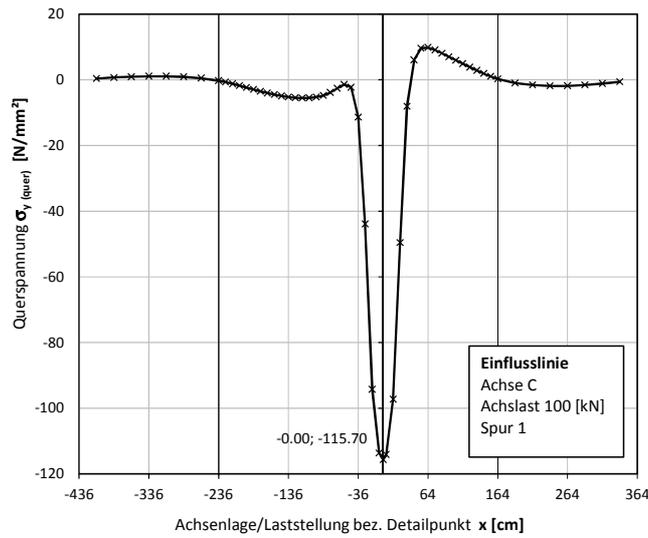
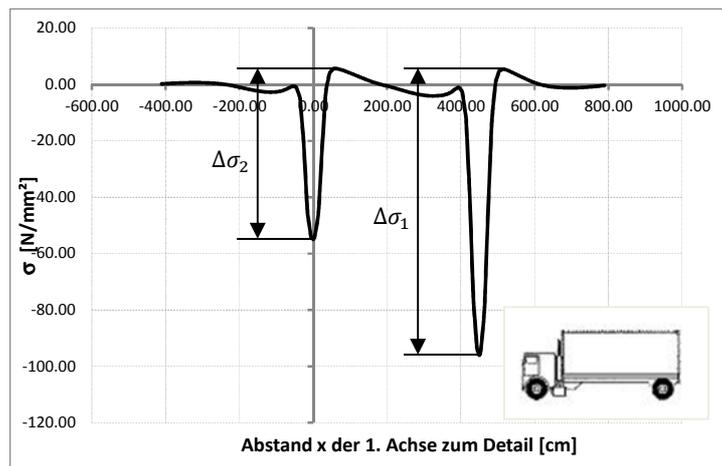


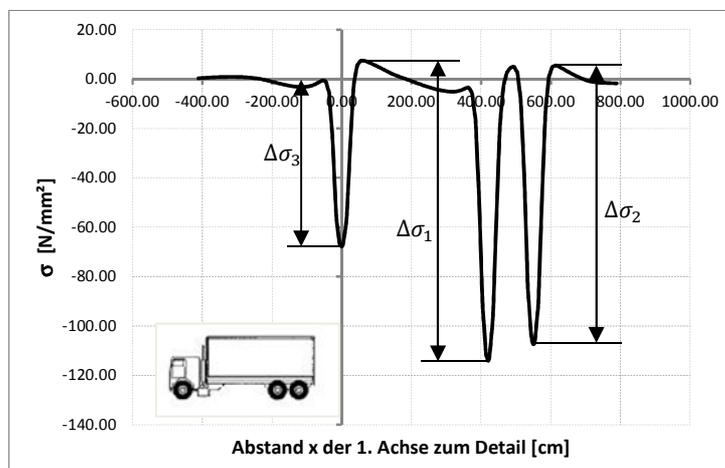
Abbildung A. 22: Spannungs- Einflusslinie Detail D1 bei Überfahrt der Achse C mit Achslast $F_A = 100$ [kN] – MP2 bei LR1



$$\Delta\sigma_1 = 101,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_2 = 54,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Abbildung A. 23: Spannungsverlauf im Detail D1 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T1, ELM 4 mod

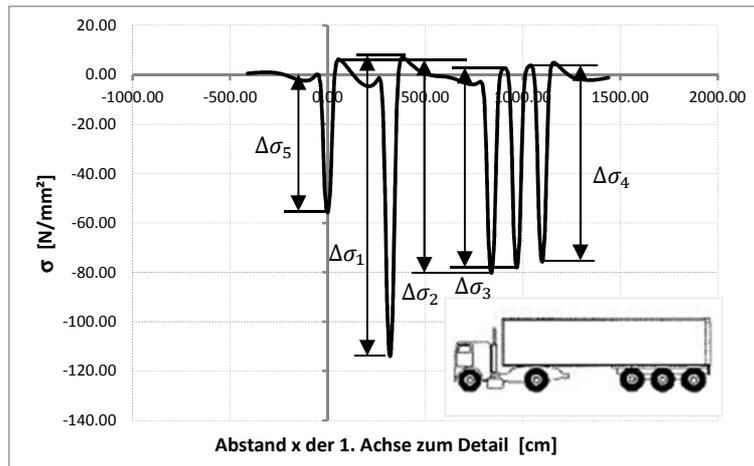


$$\Delta\sigma_1 = 121,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_2 = 112,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

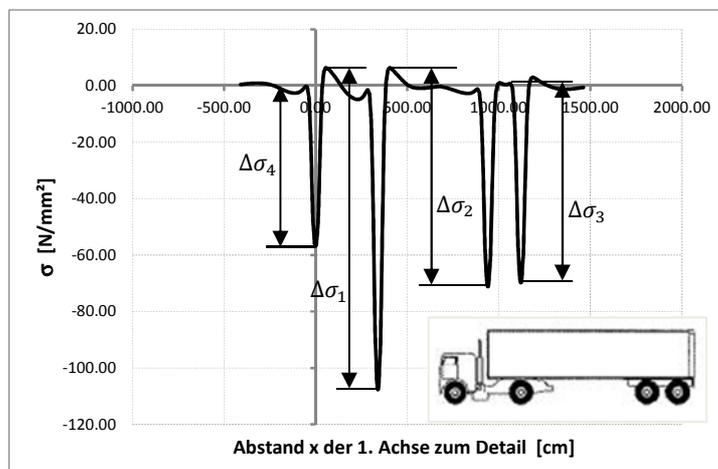
$$\Delta\sigma_3 = 67,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Abbildung A. 24: Spannungsverlauf im Detail D1 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T2, ELM 4 mod



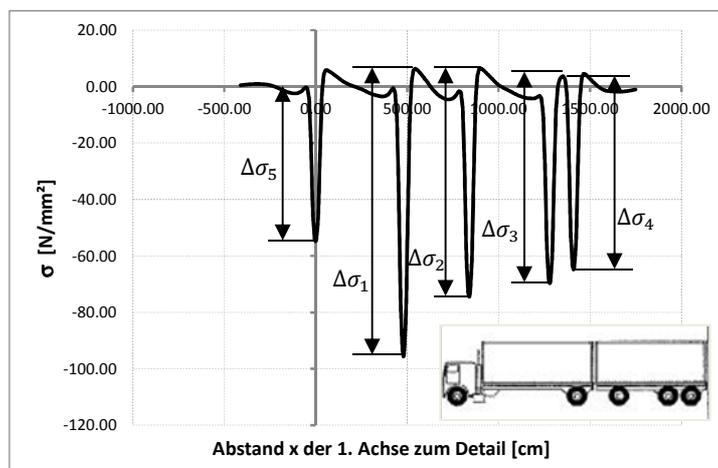
$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= 121,1 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_2 &= 86,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_3 &= 80,7 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_4 &= 79,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_5 &= 56,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Abbildung A. 25: Spannungsverlauf im Detail D1 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T3, ELM 4 mod



$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= 114,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_2 &= 76,1 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_3 &= 64,8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_4 &= 56,6 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Abbildung A. 26: Spannungsverlauf im Detail D1 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T4, ELM 4 mod



$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= 101,9 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_2 &= 80,9 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_3 &= 74,1 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_4 &= 68,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \Delta\sigma_5 &= 54,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Abbildung A. 27: Spannungsverlauf im Detail D1 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T5, ELM 4 mod

- **Gesamtkollektive am unverstärkten Fahrbahndeck**

Die Abbildung A. 28 zeigt das resultierende Beanspruchungskollektiv für den maßgebenden Detailpunkt D1 (MP2 bei LR1) aus dem an österreichische Verhältnisse angepassten ELM 4 mod nach Tabelle A. 3. Dieses Gesamtkollektiv bildet 100 Fahrzeugüberfahrten ab (d.h. 20 Fahrzeuge Typ T1, 5 Fahrzeuge Typ T2, 50 Fahrzeuge Typ T3, 15 Fahrzeuge Typ T4 und 10 Fahrzeuge Typ T5).

Ergänzend zeigt die Abbildung A. 29 das Beanspruchungskollektiv für das nicht modifizierte ELM 4 des Eurocode (vgl. Tabelle A. 2), das etwa um +35% höhere Beanspruchungsspiele aufweist.

In beiden Abbildungen (Abbildung A. 28 und Abbildung A. 29) ist auch das errechnete schadensäquivalente Spannungsspiel $\Delta\sigma_e$ (entspricht $\Delta\sigma_{e,alt}$) eingetragen, dass sich aus der Auswertung der Palmgren/Miner Schadenshypothese ergibt, unter Berücksichtigung der teilschädigenden Wirkung unter der anfänglichen Dauerfestigkeit (vgl. Abschnitt 4). Deshalb ist auch die Ermüdungsfestigkeit für Detail D1 mit angeführt ($\Delta\sigma_{c,2E6} = 100[N/mm^2]$).

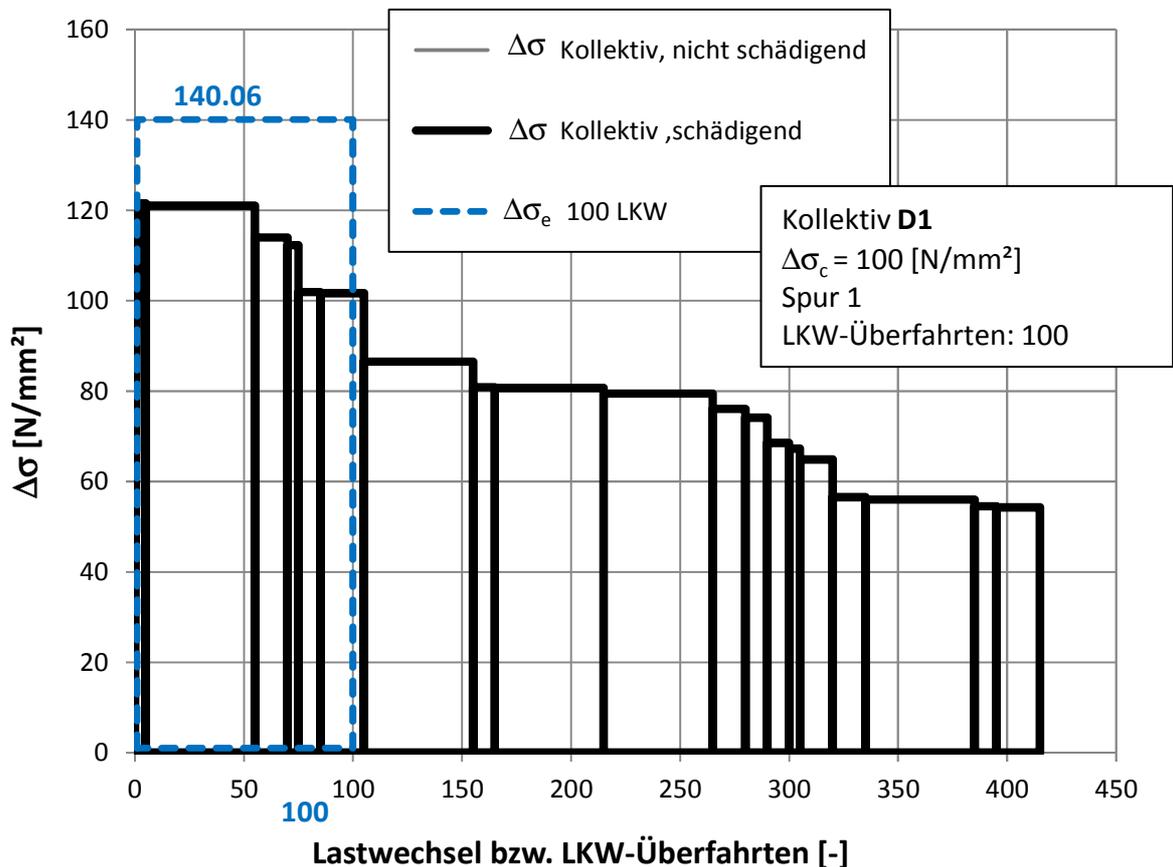


Abbildung A. 28: Lastkollektiv für Detail D1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

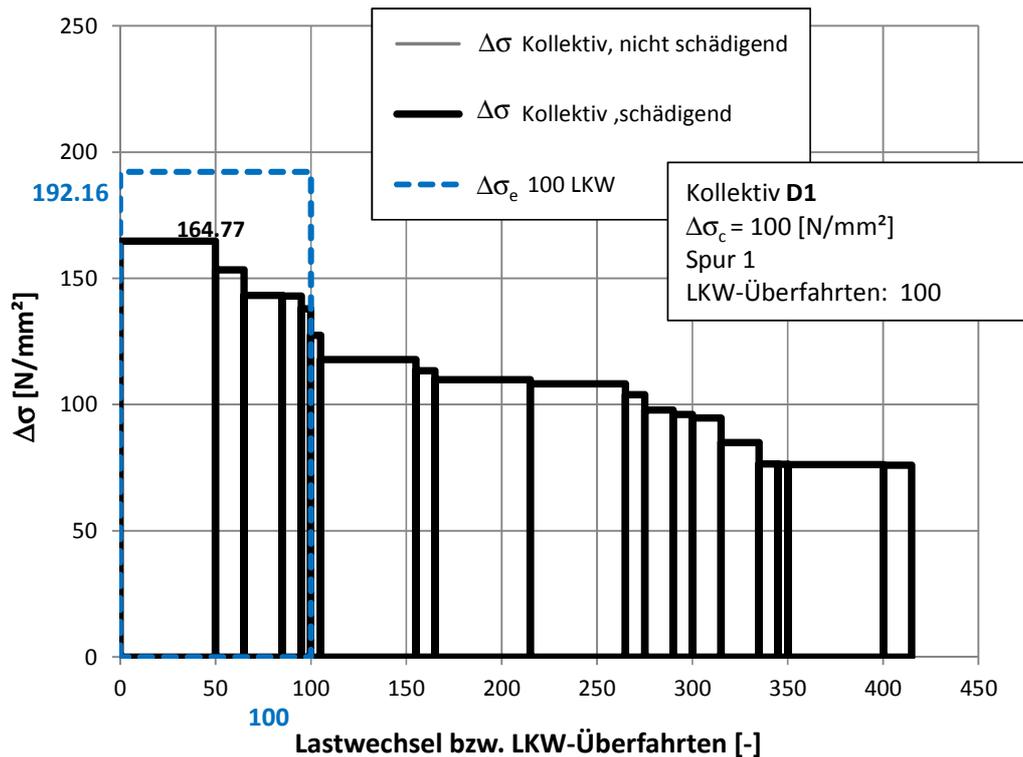


Abbildung A. 29: Lastkollektiv für Detail D1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

A.4.3 Detail D2

Der untersuchte maßgebende Detailpunkt D2 liegt bei Längsrippe LR1 nahe dem Hauptträger (vgl. Abschnitt A.3.2). Die Abbildung A. 30, Abbildung A. 31 und Abbildung A. 32 zeigen einleitend wieder die Einflusslinien für die isolierten Achsen A, B und C bei einer Achslast von $F_A = 100[kN]$. Es wird immer von einer zentrischen Lage der Räder über Längsrippe LR1 ausgegangen (ungünstigster Fall für Detail D2). An den Ergebnissen zeigt sich wieder die günstigere Lastverteilung bei Achse B.

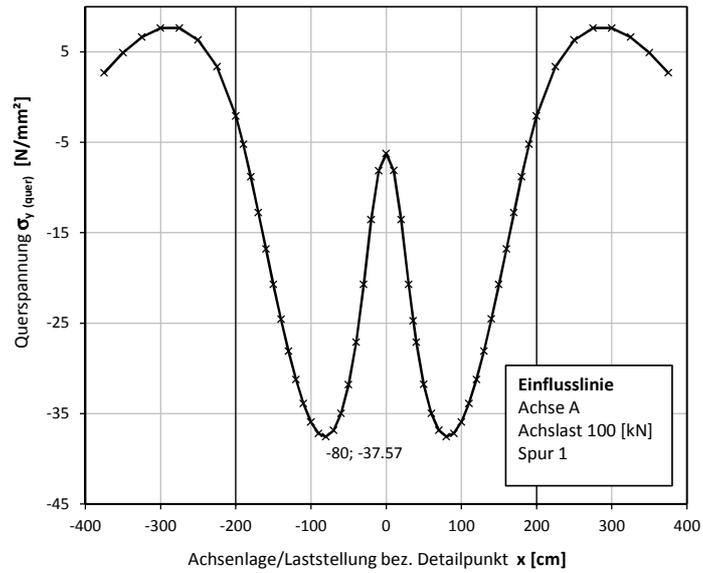


Abbildung A. 30: Spannungs- Einflusslinie Detail D2 bei Überfahrt der Achse A mit Achslast $F_A = 100 [kN]$ – LR 1

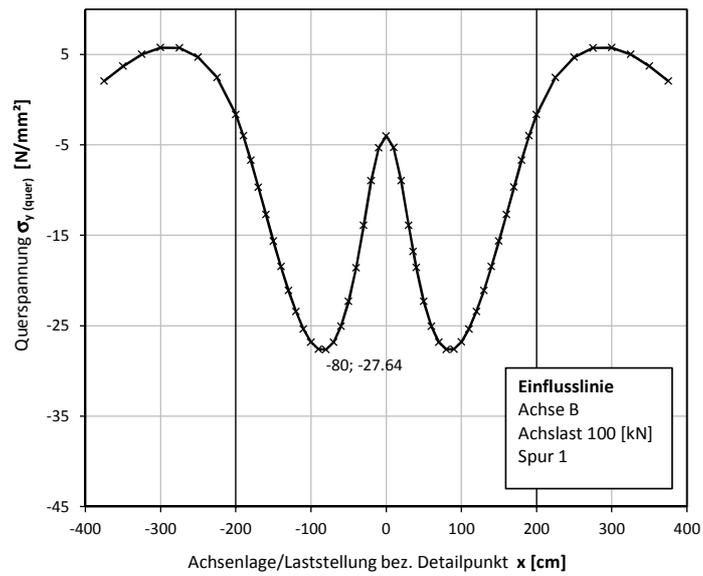


Abbildung A. 31: Spannungs- Einflusslinie Detail D2 bei Überfahrt der Achse B mit Achslast $F_A = 100 [kN]$ – LR 1

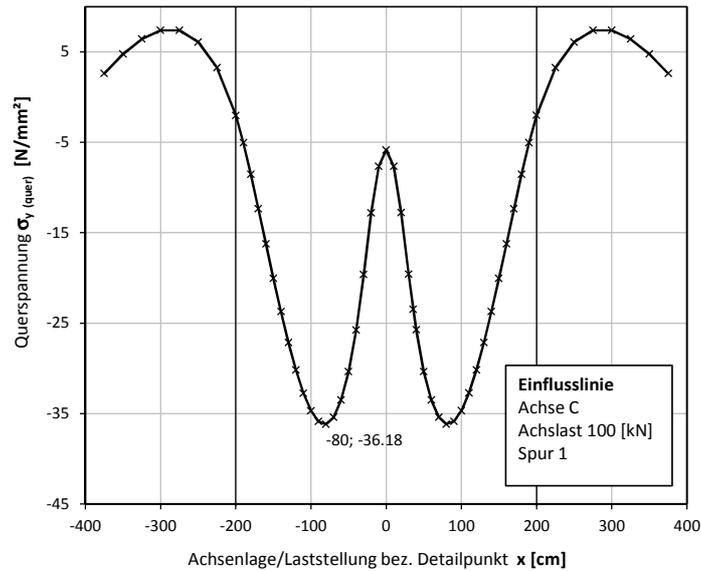
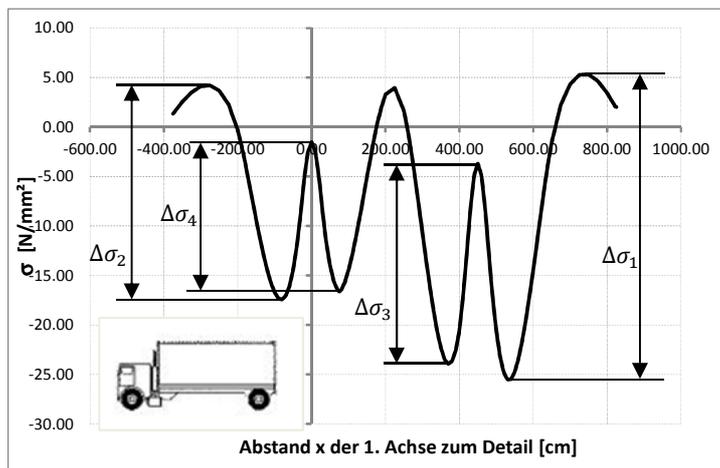


Abbildung A. 32: Spannungs- Einflusslinie Detail D2 bei Überfahrt der Achse C mit Achslast $F_A = 100$ [kN] – LR 1

Die Spannungsverläufe durch die einzelnen Fahrzeugtypen T1 bis T5 des ELM 4 mod nach Tabelle A. 3 zeigen die Abbildung A. 33 bis Abbildung A. 37. Es sind wieder die maßgebenden Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ eingetragen und angeführt. Man erkennt, dass für Detail D2 grundsätzlich jede Achse zu zwei Spannungsspielen führt (vgl. Abbildung A. 33) und Achsen mit geringerem Abstand zu einem übergeordneten, deutlich höheren Spannungsspiel führen (vgl. Abbildung A. 35, maximales Spannungsspiel aus den 3 Achsen am Fahrzeugende).



$$\Delta\sigma_1 = 30,8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_2 = 21,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_3 = 20,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_4 = 15,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Abbildung A. 33: Spannungsverlauf im Detail D2 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T1 – LR 1

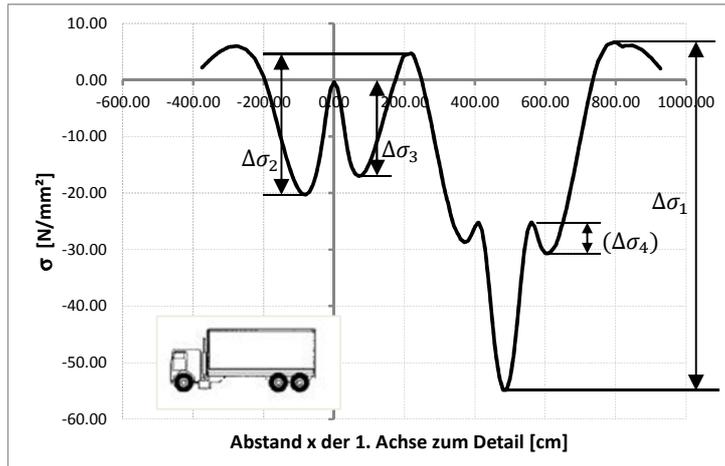


Abbildung A. 34: Spannungsverlauf im Detail D2 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T2– LR1

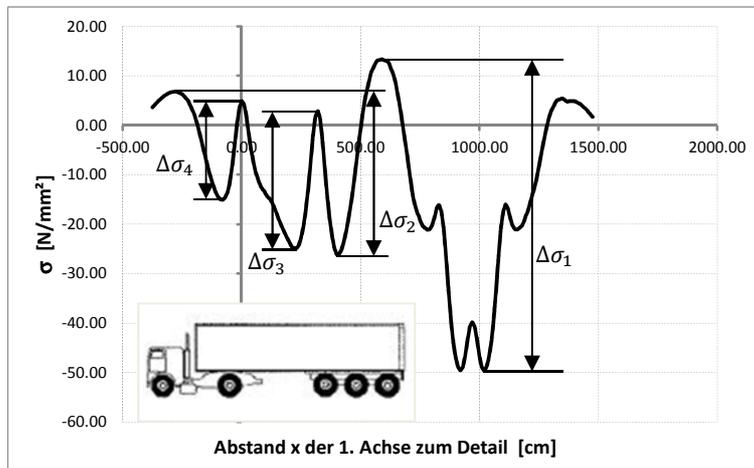


Abbildung A. 35: Spannungsverlauf im Detail D2 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T3– LR1

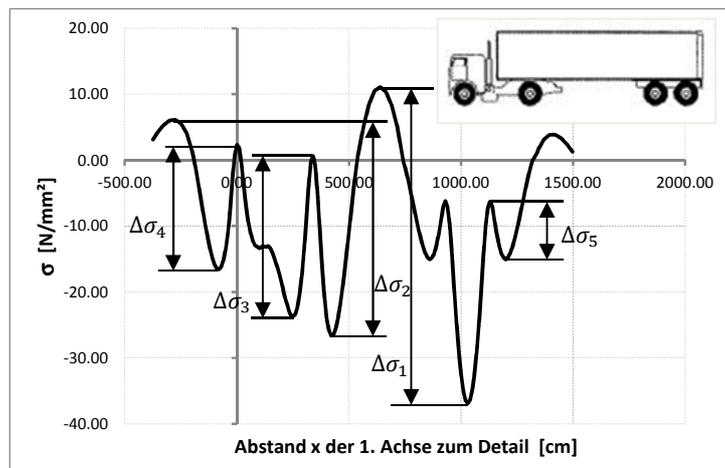


Abbildung A. 36: Spannungsverlauf im Detail D2 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T4– LR1

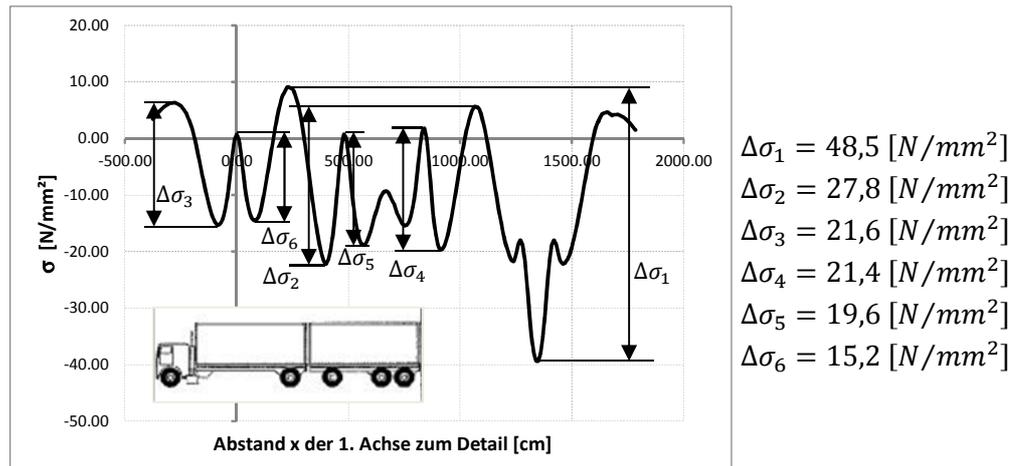


Abbildung A. 37: Spannungsverlauf im Detail D2 bei der Überfahrt des Fahrzeugtyps T5 – LR1

– Gesamtkollektive am unverstärkten Fahrbahndeck

Die Abbildung A. 38 zeigt das resultierende Beanspruchungskollektiv für den maßgebenden Detailpunkt D2 bei Längsrippe LR1 aus dem an österreichische Verhältnisse angepassten ELM 4 mod nach Tabelle A. 3. Hier wird vorausgesetzt, dass die Räder der Achsen mittig immer über der Längsrippe liegen. Dieses Gesamtkollektiv bildet wieder 100 Fahrzeugüberfahrten ab.

Ergänzend zeigt die Abbildung A. 39 das Gesamtkollektiv für das ELM 4 des Eurocode (vgl. Tabelle A. 2), dessen Beanspruchungsspiele wieder etwa 35 % größer sind.

In beiden Darstellungen (Abbildung A. 38 und Abbildung A. 39) ist auch wieder das schadensäquivalente Spannungsspiel $\Delta\sigma_e$ ausgewiesen, unter Berücksichtigung der teilschädigenden Wirkung von Spannungsspielen unter der Dauerfestigkeit.

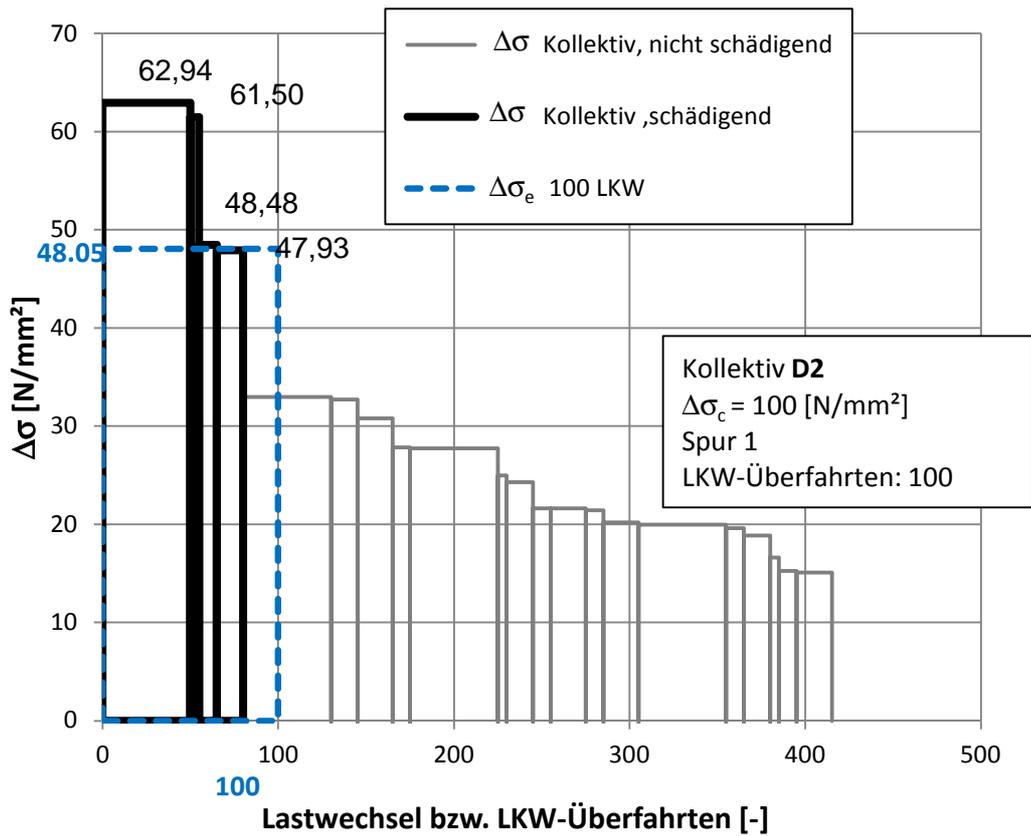


Abbildung A. 38: Lastkollektiv für Detail D2 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

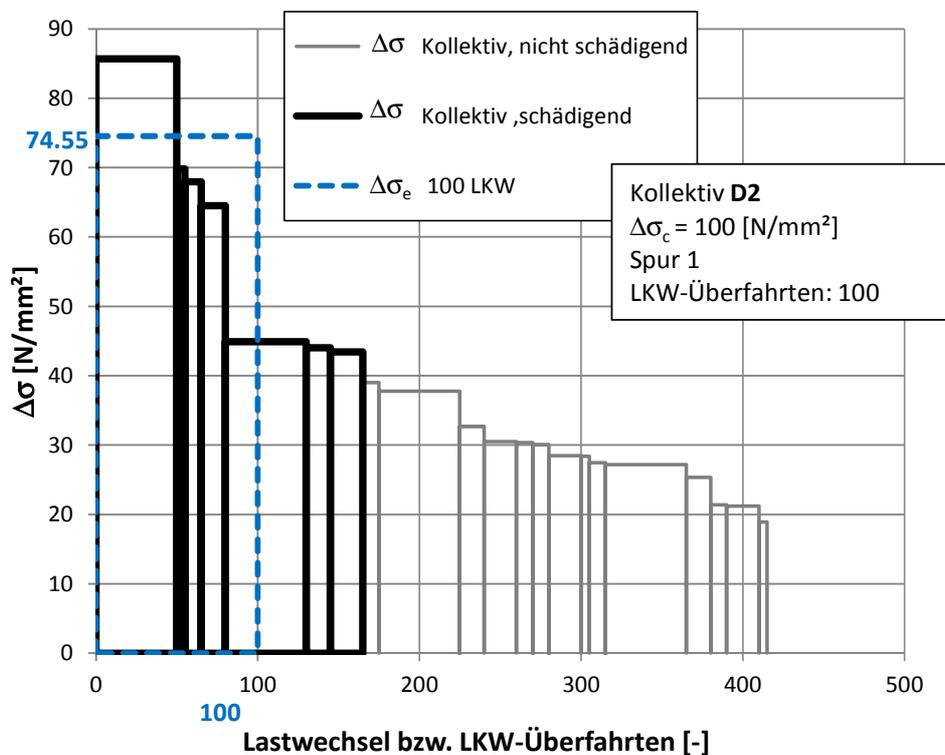


Abbildung A. 39: Lastkollektiv für Detail D2 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

A.5 Simulation der Schwerverfahrzeugsüberfahrten am verstärkten Fahrbahndeck

A.5.1 Vorgehensweise

Aus der Simulation der Schwerverkehrsüberfahrten am Stahldeck ohne Belag sind die maßgebenden Laststellungen für die maximale Spannung σ_{max} und die minimale Spannung σ_{min} bezüglich des betrachteten Kerbdetails bereits bekannt. Daher wurde bei den Berechnungen an den Modellen mit Belag, lediglich die zum Detailpunkt zugehörigen, maßgebenden Laststellungen betrachtet.

In Abschnitt A.5.1.1 wird die Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreite für Detail D1 erläutert und die daraus resultierenden Ergebnisse sind dann in Tabelle A. 8 dargestellt.

Abschnitt A.5.1.2 erläutert die Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreite für Detail D2 und das daraus resultierende Belastungskollektiv am verstärkten Fahrbahndeck ist in Abbildung A. 46 ersichtlich – auf dessen Ermittlung wird noch näher eingegangen.

A.5.1.1 Detail D1

Bei Betrachtung der Spannungsverläufe aus der Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen T1 bis T5 aus Abschnitt A.4.2, Abbildung A. 23 bis Abbildung A. 27, ist zu erkennen, dass jede Achse bei der Überfahrt ein Spannungsspiel erzeugt. Somit können die Einzelachsen isoliert betrachtet werden, wobei das maximal auftretende Spannungsspiel bei allen Fahrzeugtypen durch die Antriebsachse des Fahrzeugs verursacht wird, welche die Achsart B aufweist.

Die Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreite für Detail D1 (Deckblechbiegung) beschränkt sich somit auf zwei Laststellungen der Achsart B (Lastfall A und Lastfall B, siehe Abbildung A. 40).

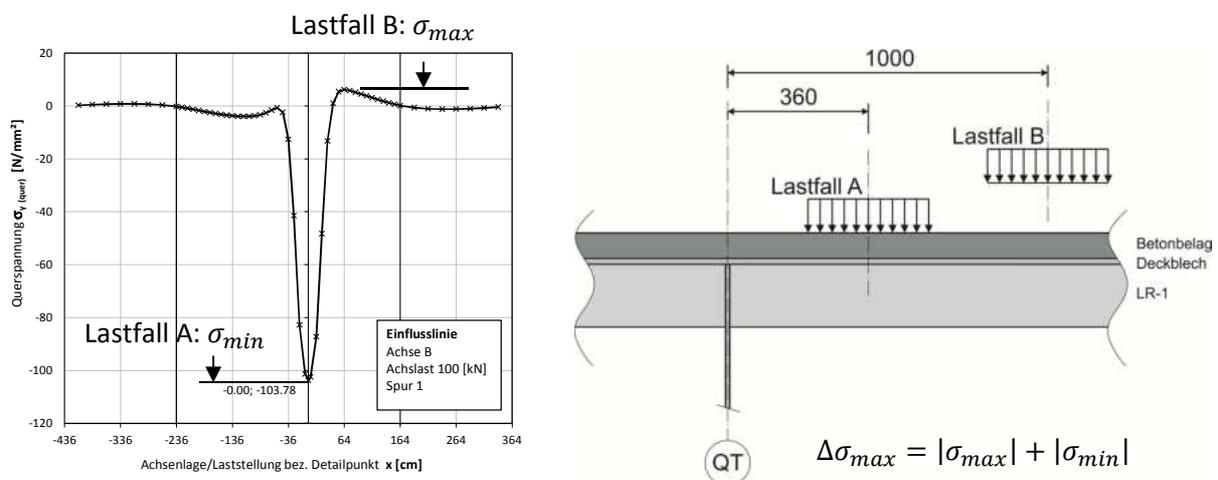


Abbildung A. 40: Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreite für Detail D1 (Deckblechbiegung) am unverstärkten Fahrbahndeck

Abbildung A. 40 (links) zeigt die Einflusslinie der Einzelachse aus der Überfahrt der Achse B am unverstärkten Fahrbahndeck. Die größte Druckspannung σ_{min} tritt auf, wenn sich die Achse B direkt über den betrachteten Detailpunkt (MP 2, siehe Abschnitt A.3.1) befindet – Lastfall A. Die größten Zugspannungen im Detailpunkt stellen sich bei Lastfall B (siehe Abbildung A. 40) ein.

Es folgte eine Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreiten am Fahrbahndeck mit Betonbelag mithilfe der beiden Laststellungen, Lastfall A und Lastfall B. Die Betonplattendicke wurde zwischen 6 [cm], 7 [cm] und 8 [cm] variiert und des Weiteren folgte eine Variation der Steifigkeit der Verbundfuge zwischen Betonbelag und Stahldeckblech. Die Berechnungen wurden am Modell M1, mit Detailauflösung des FE-Netzes im Stahldeck, durchgeführt (siehe Abschnitt A.1.3.1). Für die Ermittlung der Spannungen an den maßgebenden Kerbdetails im Stahldeck wurde für den E-Modul des Betons ein unterer Grenzwert mit $E_{c,eff} = 12.500 [N/mm^2]$ angesetzt.

Tabelle A. 8 zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen am Fahrbahndeck mit Betonbelag für Detail D1 und unter der Belastung der Achse B mit einer Achslast von $F_A = 150 [kN]$.

Normalspannung im Detailpkt. D1 [N/mm ²]; Belastung: Achse B mit Achslast 150 [kN]															
Rechen - Modell	Verbundfuge - Variante		E _{c,eff} = 12.500 [N/mm ²]	Plattendicke											
				6 [cm]			7 [cm]			8 [cm]					
				$\sigma_{(min)}$	$\sigma_{(max)}$	$\Delta\sigma_{(DB)}$	$\sigma_{(min)}$	$\sigma_{(max)}$	$\Delta\sigma_{(DB)}$	$\sigma_{(min)}$	$\sigma_{(max)}$	$\Delta\sigma_{(DB)}$			
I	VF 0	ohne Verbund	100%	-35.0	7.8	22%	42.8	-25.6	6.5	25%	32.1	-21.5	5.5	26%	27.0
II	VF 1	Epoxy t=3 [mm]		-20.2	8.4	42%	28.6	-14.0	7.4	53%	21.4	-10.8	6.6	61%	17.4
III	VF 2	Epoxy t=1 [mm]		-20.1	8.4	42%	28.5	-14.1	7.4	52%	21.5	-10.8	6.7	62%	17.5
IV	VF 3	voller Verbund		-20.4	8.4	41%	28.8	-14.5	7.5	52%	22.0	-11.1	6.7	60%	17.8

Anm.: $\sigma_{(min)}$ ist immer eine Druckspannung; $\sigma_{(max)}$ ist immer eine Zugspannung

-) Laststellung für $\sigma_{(min)}$: unmittelbar über D1
-) Laststellung für $\sigma_{(max)}$: $\Delta x = 64 [cm]$
-) Grenze ohne Schädigung: $\Delta\sigma_{(Rd)} = 27 [N/mm^2]$

Tabelle A. 8: Maximal auftretende Spannungsschwingbreiten nach Verstärkung (Variation der Betonbelagsdicken sowie der Steifigkeit der Verbundfuge)

Die Beurteilung dieser Ergebnisse erfolgt in Abschnitt A.6, wo auch auf den Grenzwert der Schädigung eingegangen wird.

A.5.1.2 Detail D2

Die nachfolgenden Berechnungen für das durch die Betonplatte verstärkte Stahldeck gehen von folgenden Annahmen aus:

- Betonplattendicke $t_{\text{Beton}} = 80 \text{ [mm]}$
- Konservativer Rechenwert für die Steifigkeit der Verbundfuge; Variante VF1 mit rechnerischer Dicke der Epoxidharzschicht von $t_{\text{Epoxy}} = 3 \text{ [mm]}$
- Effektiver E-Modul für Beton: $E_{c,eff} = 12.500 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Bei Betrachtung der Spannungsverläufe aus der Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen T1 bis T5 aus Abschnitt A.4.3, Abbildung A. 33 bis Abbildung A. 37, konnte festgestellt werden, dass hier im Gegensatz zu Detail D1 eine isolierte Betrachtung der Einzelachsen nicht zutreffend ist. Aus den einzelnen maßgebenden Spannungsspielen $\Delta\sigma_i$, aus der Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen, sind jedoch maßgebende Achsstellungen und zugehörige Achstypen gut erkennbar. Die Reduktion der Schädigung im Kerbdetail wurde daher durch das zutreffende Skalieren der einzelnen Anteile des Lastkollektives vom unverstärkten Fahrbahndeck erfasst. Hierfür waren zwei Korrekturfaktoren notwendig, $f_{T,i}$ zur Erfassung der geänderten Achslast und $f_{\sigma,i}$ zur Erfassung der reduzierten Spannung infolge der Betonverstärkung. Der Faktor $f_{T,i}$ berücksichtigt die Erhöhung der Lasten von ELM-4 mod (vgl. Tabelle A. 3) auf ELM-4 (vgl. Tabelle A. 2), welches den Verkehr der zukünftigen Jahrzehnte abdecken soll. Der Faktor $f_{\sigma,i}$ berücksichtigt die Reduktion der Spannungen in Detail D2 durch den Betonbelag unter der Last der Achse B und C, wobei jene maßgebende Laststellung gewählt wurde, bei der die maximale Druckspannung im Kerbdetail auftritt (siehe Abschnitt A.3.2). Für die Spannungsreduktion unter der Belastung der Achse A wurde der Reduktionsfaktor von Achse C gewählt, da die Lastaufstandsflächen der Achsen A und C nur geringfügig voneinander abweichen.

a) Korrekturfaktor $f_{T,i}$ bezüglich der Achslast des jeweiligen Fahrzeugtyps:

Für jeden Fahrzeugtyp wurde ein Korrekturfaktor auf Basis des Gesamtgewichtes ermittelt, der die zukünftig höheren Verkehrslasten auf den Straßenbrücken in Europa erfasst. Dieser Erhöhungsfaktor $f_{T,i}$ ist ident zur Erhöhung der einzelnen Achslast, da in beiden Lastmodellen die Aufteilung der Gesamtlast auf die einzelnen Achslasten ident ist

Abbildung A. 41 zeigt das ELM-4 mod (links) und ELM-4 (rechts) im Vergleich. Bei der Ermittlung der modifizierten Lastkollektive wurde dann der jeweilige Kollektivteil jedes Fahrzeugtyps mit dem zugehörigen Korrekturfaktor $f_{T,i}$ erhöht.

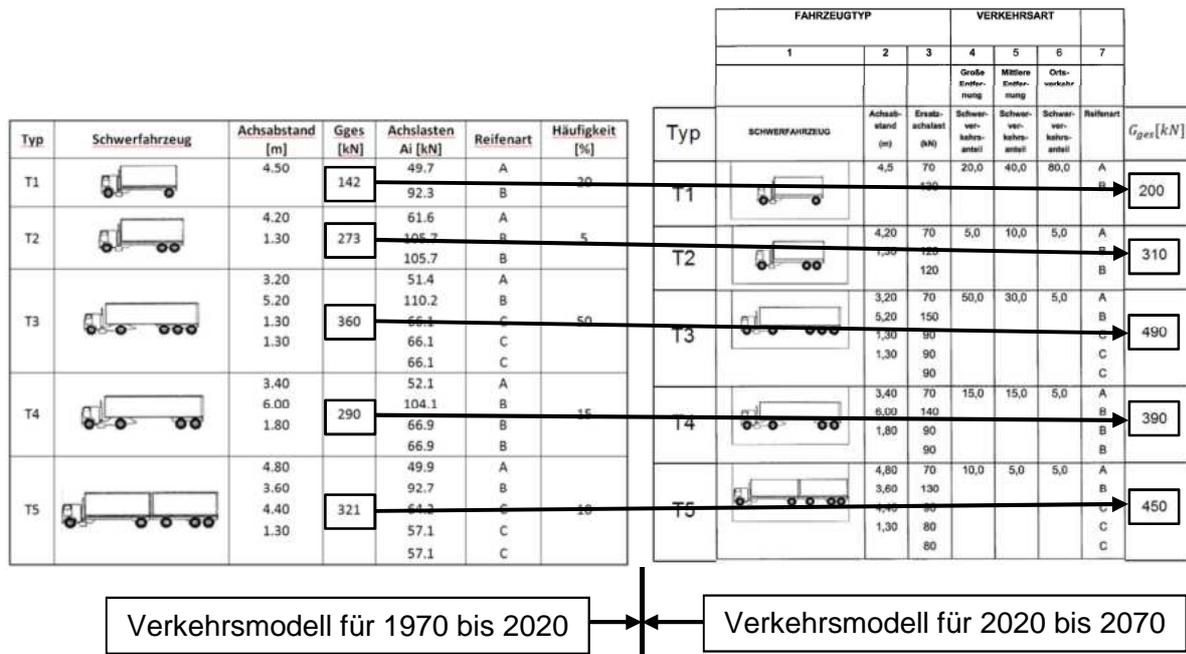


Abbildung A. 41: ELM-4-mod und ELM-4

$$f_{T,i} = \frac{\text{Gesamtgewicht nach ELM 4}}{\text{Gesamtgewicht nach ELM 4 mod}}$$

$$\text{Fahrzeugtyp T1: } f_{T1} = \frac{200}{142} = 1,41$$

$$\text{Fahrzeugtyp T2: } f_{T2} = \frac{310}{273} = 1,14$$

$$\text{Fahrzeugtyp T3: } f_{T3} = \frac{490}{360} = 1,36$$

$$\text{Fahrzeugtyp T4: } f_{T4} = \frac{390}{290} = 1,34$$

$$\text{Fahrzeugtyp T5: } f_{T5} = \frac{450}{321} = 1,40$$

b) Reduktionsfaktor $f_{\sigma,i}$ bezüglich der Achsart infolge der Betonverstärkung

Es erfolgte eine Spannungsermittlung am Kerbdetail D2 am Fahrbahndeck mit Betonbelag, Modell M1 (siehe Abschnitt A.1.3.1). Als Belastung wurde die Achse B und die Achse C mit einer einheitlichen Achslast von $F_A = 100 [kN]$ angesetzt. Aus dem Verhältnis der Spannungen vom unverstärkten Fahrbahndeck (ebenfalls mit $F_A = 100 [kN]$ gerechnet) bezogen auf die ermittelten Spannungen am verstärkten Fahrbahndeck – für dieselbe Achslaststellung – ergibt sich ein Reduktionsfaktor $f_{\sigma,i}$ für jeden einzelnen Achstyp i . Die Untersuchungen ergaben nämlich, dass der Betonbelag die Spannungen infolge der Last der Achse C deutlich mehr reduziert, als die Spannungen infolge der Achse B.

Mithilfe dieser Reduktionsfaktoren $f_{\sigma,i}$ konnten die einzelnen Kollektivteile aus dem Lastkollektiv, die einer speziellen Achsart i entsprechen, reduziert werden.

- $f_{\sigma,B}$ für Achse B:

In Abbildung A. 42 sind die Verformungen des Fahrbahndecks unter der Belastung der Achse B mit der Achslast von $F_A = 100 [kN]$ für das unverstärkte (links), sowie für das verstärkte Fahrbahndeck (rechts) dargestellt. Die Last befindet sich mittig über LR1 und im Abstand von $x = 80 [cm]$ von der mittleren Querrippe entfernt.

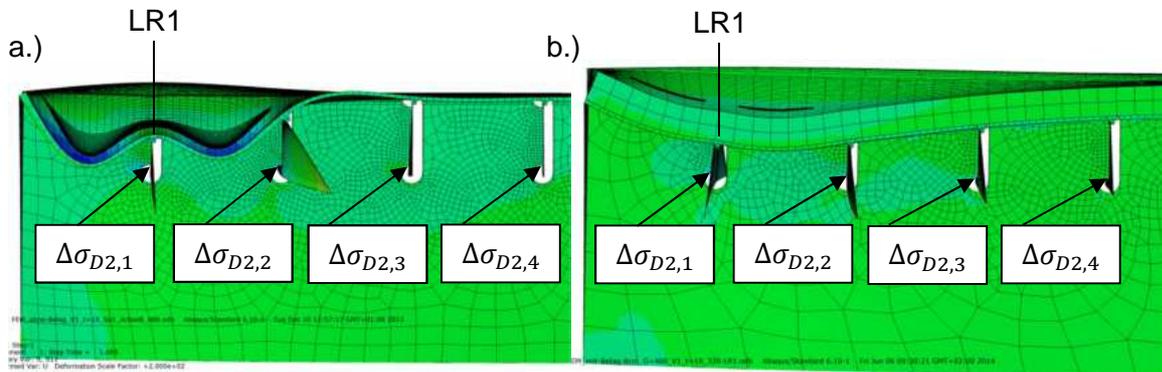


Abbildung A. 42: Verformung des Fahrbahndecks: a.) ohne und b.) mit Betonbelag; für Achse B mit Achslast $F_A = 100 [kN]$

Tabelle A. 9 zeigt die auftretenden Spannungen in Detail D2 bei der betrachteten Längsrippe LR1, sowie bei den benachbarten Längsrippen (LR2 bis LR4) infolge der Achse B.

	Spannungen im Detailpunkt D2			
	$\min(\sigma_{D2,1})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,2})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,3})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,4})$ [N/mm ²]
Am unverstärkten Deck	-27,63	-6,31	1,25	0,84
Am verstärkten Deck	-21,58	-13,72	-3,07	1,00

Tabelle A. 9: Spannungen im Detail D2 bei LR1 unter Belastung der Achse B mit einer Achslast $F_A = 100 [kN]$

Reduktionsfaktor der Spannung für Detail D2 bei LR1 und der Achse B:

$$f_{\sigma,B} = \frac{|\sigma_{D2,1}| (\text{verstärktes Deck})}{|\sigma_{D2,1}| (\text{unverstärktes Deck})} = \frac{21,58}{27,63} = 0,78$$

Aus den Ergebnissen der Tabelle A. 9 erkennt man, dass durch die Betonverstärkung die benachbarten Längsrippen nun stärker zur Lastabtragung aktiviert werden.

- $f_{\sigma,C}$ für Achse C:

In Abbildung A. 43 sind die Verformungen des Fahrbahndecks unter der Belastung der Achse C mit der Achslast von $F_A = 100 \text{ [kN]}$ für das unverstärkte (links), sowie für das verstärkte Fahrbahndeck (rechts) dargestellt. Die Last befindet sich mittig über LR1 und im Abstand von $x = 80 \text{ [cm]}$ von der mittleren Querrippe entfernt.

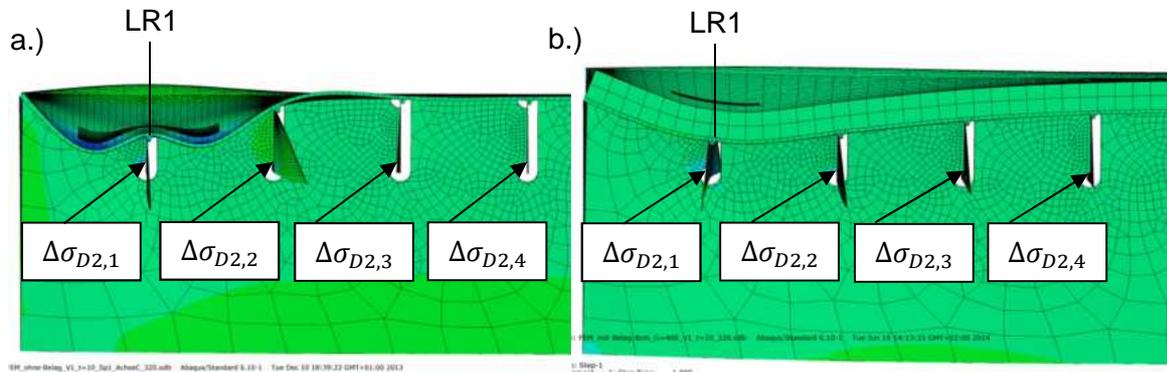


Abbildung A. 43: Verformung des Fahrbahndecks: a.) ohne und b.) mit Betonbelag; für Achse C mit Achslast $F_A = 100 \text{ [kN]}$

Tabelle A. 10 zeigt die auftretenden Spannungen in Detail D2 bei der betrachteten Längsrippe LR1, sowie bei den benachbarten Längsrippen (LR2 bis LR4) infolge der Achse C.

	Spannungen im Detailpunkt D2			
	$\min(\sigma_{D2,1})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,2})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,3})$ [N/mm ²]	$\min(\sigma_{D2,4})$ [N/mm ²]
Am unverstärkten Deck	-36,18	-2,02	1,19	0,81
Am verstärkten Deck	-12,92	-6,69	-1,25	0,63

Tabelle A. 10: Spannungen im Detail D2 bei LR1 unter Belastung der Achse C mit einer Achslast $F_A = 100 \text{ [kN]}$

Reduktionsfaktor der Spannung für Detail D2 bei LR1 und der Achse C:

$$f_{\sigma,C} = \frac{|\sigma_{D2,1}| \text{ (verstärktes Deck)}}{|\sigma_{D2,1}| \text{ (unverstärktes Deck)}} = \frac{12,92}{36,18} = 0,36$$

Anzumerken ist, dass nun vor allem deshalb eine deutlich höhere Entlastung wie bei Achse B vorliegt, da ein größerer Lastanteil direkt zum Hauptträger geleitet wird.

c) Gesamter Korrekturfaktor $f_{ges,i}$ für die Einzelachsmittwirkung jedes Fahrzeugtyps

Aus dem Produkt der einzelnen Faktoren $f_{T,i}$ und $f_{\sigma,i}$ ergibt sich ein gesamter Skalierungsfaktor $f_{ges,i}$, mit dem die einzelnen zugehörigen Kollektivteile aus dem Lastkollektiv skaliert werden, um das zutreffende Gesamtkollektiv nach der Verstärkung und damit die Schädigung des zukünftigen Schwerverkehrs erfassen zu können.

$$f_{ges,i} = f_{T,i} \cdot f_{\sigma,i}$$

Bei Betrachtung des Lastkollektives aus den Berechnungen am unverstärkten Fahrbahndeck in Abschnitt A.4.3 (Abbildung A. 38) ist zu erkennen, dass lediglich 4 Kollektivteile bzw. 4 Spannungsspielniveaus eine schädigende Wirkung auf das Detail D2 ausüben. Diese 4 Kollektivteile können eindeutig den Einzelachsen der einzelnen Fahrzeugtypen zugeordnet werden. Daher beschränkt sich in weiterer Folge die Skalierung auf diese 4 schädigenden Kollektivteile für die Erfassung des zukünftigen Schwerverkehrs. Der Größe nach geordnet sind dies (vgl. Abbildung A. 38):

- Typ 3($n_3=50$), Achse C: $f_{ges,T3,C} = f_{T,3} \cdot f_{\sigma,C} = 1,36 \cdot 0,36 = 0,49$
 $\rightarrow \Delta\sigma_{T3,C} = 62,94 \cdot 0,49 = 30,84$
- Typ 2($n_2=5$), Achse B: $f_{ges,T2,B} = f_{T,2} \cdot f_{\sigma,B} = 1,14 \cdot 0,78 = 0,89$
 $\rightarrow \Delta\sigma_{T2,B} = 61,49 \cdot 0,89 = 54,73$
- Typ 5($n_5=10$), Achse C: $f_{ges,T5,C} = f_{T,5} \cdot f_{\sigma,C} = 1,40 \cdot 0,36 = 0,50$
 $\rightarrow \Delta\sigma_{T5,C} = 48,48 \cdot 0,50 = 24,24$
- Typ 4($n_4=15$), Achse B: $f_{ges,T4,B} = f_{T,4} \cdot f_{\sigma,B} = 1,34 \cdot 0,78 = 1,05$
 $\rightarrow \Delta\sigma_{T4,B} = 47,93 \cdot 1,05 = 50,33$

Das daraus resultierende Lastkollektiv ist in Abschnitt A.6.2 angegeben.

A.6 Restlebensdauerberechnung und daraus abgeleitete Betonplattendicken

A.6.1 Detail D1

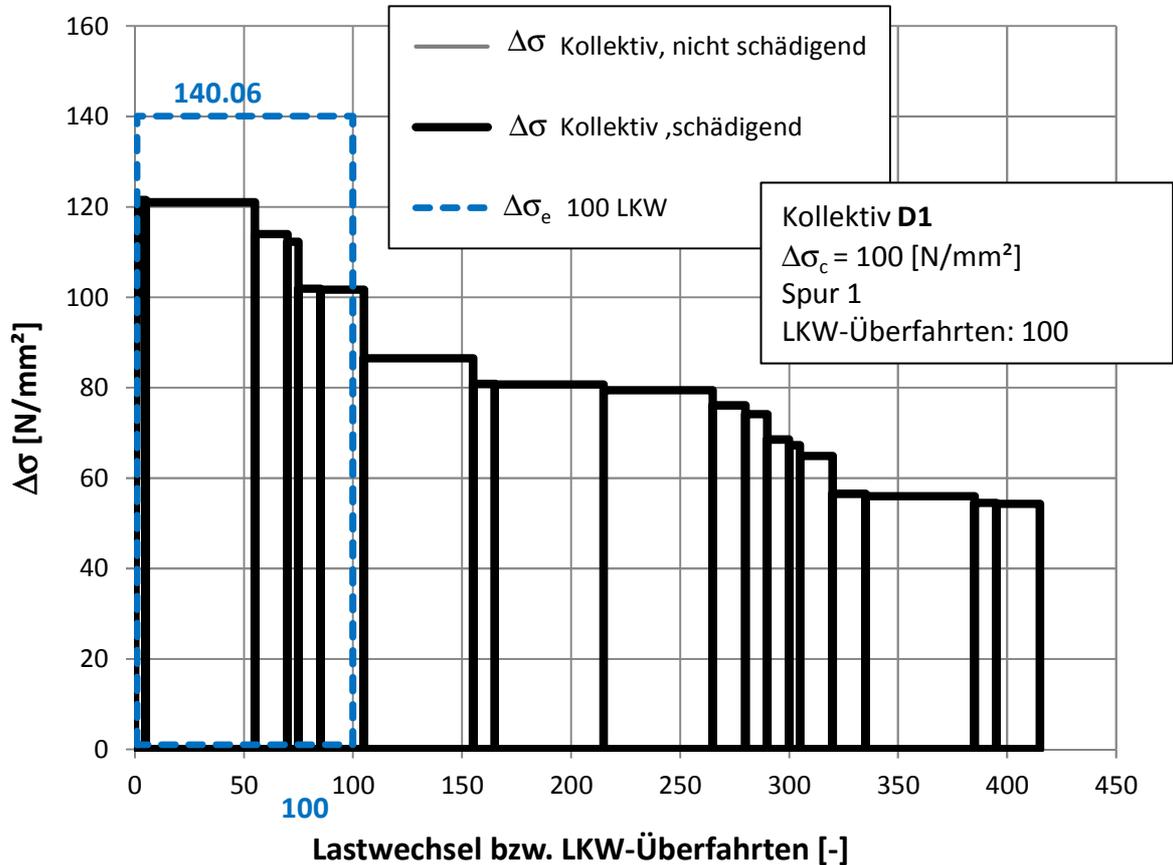


Abbildung A. 44: Lastkollektiv für Detail D1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

- **Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck**

In Abbildung A. 44 ist das Belastungskollektiv für den Detailpunkt D1 dargestellt, das am unverstärkten Fahrbahndeck aus dem aktuellen Ermüdungsverkehrslastmodell für Fernverkehrsrouten in Österreich (vgl. Tabelle A. 3) resultiert.

Die zugehörige Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_e$ des äquivalenten Einstufenkollektives, bezogen auf die Überfahrt eines Schwerfahrzeugs, beträgt $\Delta\sigma_{e,D1} = 140,06$ [N/mm²] (siehe Abbildung A. 44). Die Gesamtanzahl der auftretenden LKW in der ungünstigsten Fahrspur für die Zeit von 1970 bis 2020 beträgt gemäß Messungen im Bereich der Autobahn A23 (siehe [4]): $n_{e,D1} = 49,2 \cdot 10^6$.

Der maßgebende Kerbfall für dieses Detail D1 weist bei 2 Mio. Spannungsspielen eine zulässige Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c = 100$ [N/mm²] auf (für 5 Mio. Spannungsspiele gilt dann: $\Delta\sigma_D = 73,7$ [N/mm²]).

Für diesen Kerbfall ergibt sich die maximal ertragbare Anzahl an Spannungsspielen zu $N_{R,D1} = (\Delta\sigma_D/\Delta\sigma_{e,D1})^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = (\Delta\sigma_C/\Delta\sigma_{e,D1})^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = 7,33 \cdot 10^5$.

Somit ergibt sich eine rechnerische Schädigung am Kerbdetail D1 zu $D_{D1} = n_{e,D1}/N_{R,D1} = (49,2 \cdot 10^6)/(7,33 \cdot 10^5) = 67,1 \gg 1,0$.

Somit ist an diesem Kerbdetail die Lebensdauer rechnerisch bereits ausgeschöpft!

Im Jahr 2020 ist rechnerisch bereits eine Schädigung von $D_{D1} > 1,0$ erreicht, womit die rechnerische Lebensdauer des Fahrbandecks bereits ausgeschöpft wurde. Aufgrund der sehr konservativen Annahmen bei der Ermittlung des Lastkollektivs, sowie vor allem der angesetzten Ermüdungsfestigkeit, sind nicht zwingend Risse vorhanden, eine Überprüfung der Kerbdetails auf Risse ist jedoch zwingend durchzuführen. Falls Risse vorhanden sind, müssen diese fachkundig saniert werden, bevor der Betonbelag aufgebracht wird.

Da die rechnerische Lebensdauer des Fahrbahndecks bereits erreicht ist, kommt in diesem Fall Konzept 2 zur Anwendung (siehe Hauptteil, Abschnitt 4.3). Nach der Sanierung des Fahrbahndecks mit einem hochfesten Beton darf kein schädigendes Spannungsspiel mehr an dem Kerbdetail auftreten, d.h. dass das maximal zukünftig auftretende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ kleiner sein muss als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ für das betrachtete Kerbdetail.

- **Restlebensdauer am verstärkten Fahrbahndeck**

Dieser Ansatz erforderte die Ermittlung des maximal auftretenden Spannungsspiels für den zukünftigen Schwerverkehr. Hierfür wurde nun das Ermüdungslastmodell ELM 2 (siehe Tabelle A. 4) herangezogen, welches im Vergleich zu ELM 4 (siehe Tabelle A. 2) deutlich höhere Achslasten aufweist.

Die höchste Achslast weist die Antriebsachse des Fahrzeugtyps T4 (Sattelzug mit 2 Achsen am Anhänger) mit $F_A = 190 [kN]$ auf und hat die geometrischen Abmessungen des Achstyps B. Mit diesem Achstyp nach ELM 2 (siehe Tabelle A. 4) und einer zugehörigen Achslast von $F_A = 190 [kN]$ (Fahrzeugtyp T4) ist das maximal, zukünftig auftretende Spannungsspiel zu erwarten.

Des Weiteren erfordert dieser Ansatz nach Konzept 2 (siehe Hauptteil, Abschnitt 4.3) die Berücksichtigung einer dynamischen Wirkung mittels eines dynamischen Faktors φ , da die Spannungsspiele im Kerbdetail statisch ermittelt wurden.

- Erfassung der zusätzlichen dynamischen Wirkung (Abschätzung): $\varphi = 1,20$

Daraus folgt ein Erhöhungsfaktor, gegenüber den Ergebnissen am verstärkten Fahrbahndeck mit einer Achslast $F_A = 150 [kN]$ (siehe Tabelle A. 8), der zum einen die erhöhten Achslasten nach ELM 2 und zum anderen die dynamische Wirkung aus der Überfahrt berücksichtigt.

- Erhöhungsfaktor: $f_{A=190dyn} = \frac{190[kN]}{150[kN]} \cdot 1,20 = 1,52 \approx 1,50$

Anstatt die errechneten Spannungsspiele infolge der Achslast $F_A = 150 [kN]$ – Achstyp B – mit diesem Faktor $f_{A=190dyn}$ zu erhöhen wird gleichwertig dazu nun der Widerstand $\Delta\sigma_L$ reduziert, um diesen dann der Einwirkung $\Delta\sigma_{max}$ nach Tabelle A. 8 gegenüberstellen zu können.

- Kerbfall für das Kerbdetail D1: $\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_L = 40,2 [N/mm^2]$

- Maximal aufnehmbare Spannungsschwingbreite nach der Verstärkung, wenn mit Achslast $F_A = 150 [kN]$ gerechnet wird:

$$\Delta\sigma_{L,red} = \frac{\Delta\sigma_L}{f_{A=190,dyn}} = \frac{40,2}{1,50} = 27 [N/mm^2]$$

Die am verstärkten Fahrbahndeck ermittelten maximal einwirkenden Spannungsspiele (siehe Abschnitt A.5.1.1) sind nochmals in Tabelle A. 11 dargestellt.

Normalspannung im Detailpkt. D1 [N/mm ²]; Belastung: Achse B mit Achslast 150 [kN]															
Rechen - Modell	Verbundfuge - Variante		E _{l,eff} = 12.500 [N/mm ²]	Plattendicke											
				6 [cm]				7 [cm]				8 [cm]			
				σ(min)	σ(max)	Δσ(DB)	σ(min)	σ(max)	Δσ(DB)	σ(min)	σ(max)	Δσ(DB)			
I	VF 0	ohne Verbund	100%	-35.0	7.8	22%	42.8	-25.6	6.5	25%	32.1	-21.5	5.5	26%	27.0
II	VF 1	Epoxy t=3 [mm]		8.4	42%	28.6	-14.0	7.4	53%	21.4	-10.8	6.6	61%	17.4	
III	VF 2	Epoxy t=1 [mm]		-20.1	8.4	42%	28.5	-14.1	7.4	52%	21.5	-10.8	6.7	62%	17.5
IV	VF 3	voller Verbund		-20.4	8.4	41%	28.8	-14.5	7.5	52%	22.0	-11.1	6.7	60%	17.8

Anm.: σ^(min) ist immer eine Druckspannung; σ^(max) ist immer eine Zugspannung

-) Laststellung für σ^(min): unmittelbar über D1
-) Laststellung für σ^(max): Δx = 64 [cm]
-) Grenze ohne Schädigung: Δσ^(Rd) = 27 [N/mm²]

Tabelle A. 11: Maximale auftretende Spannungsschwingbreiten nach Verstärkung (Variation der Betonbelagsdicken sowie der Steifigkeit der Verbundfuge) für Achslast $F_A = 150 [kN]$

Wie in Tabelle A. 11 erkennbar ist, ist auch unter Berücksichtigung einer sehr geringen Schubsteifigkeit der Verbundfuge, eine Dicke der Betonplatte von $t_{Beton} = 70 [mm]$ rechnerisch ausreichend. Aus Gründen der Herstellung und der Dauerhaftigkeit des Betons bzw. zur Gewährleistung einer ausreichenden Betondeckung der Bewehrung ist eine Betonplattendicke von $t_{Beton} = 80 [mm]$ erforderlich.

Mit $t_{Beton} = 80 [mm]$ und einer sehr konservativ angesetzten Nachgiebigkeit der Verbundfuge nach Rechenmodell II (lt. Tabelle A. 11), mit einer fiktiven Dicke der Epoxidharzschicht von $t_{Epoxy} = 3 [mm]$, beträgt das maximale einwirkende Spannungsspiel $|\Delta\sigma_{max}| = 17,4 [N/mm^2]$. Somit gilt:

$$|\Delta\sigma_{max}| = 17,4 [N/mm^2] < |\Delta\sigma_{L,red}| = 27,0 [N/mm^2]$$

Für Detail D1 kann damit eine rechnerische Restlebensdauer von zumindest weiteren 50 Jahren, nach erfolgter Sanierung des Fahrbahndecks mittels eines hochfesten Betons als Fahrbahnbelag und vorangegangener Sanierung eventuell vorhandener Ermüdungsrisse, erreicht werden. Eine Rissinspektion vor der Verstärkung ist in jedem Fall erforderlich.

A.6.2 Detail D2

In Abbildung A. 45 ist nochmals das Belastungskollektiv für den Detailpunkt D2 bei Längsrippe LR1 dargestellt, das am unverstärkten Fahrbahndeck aus dem aktuellen Ermüdungsverkehrslastmodell für Fernverkehrsrouten in Österreich (vgl. Tabelle A. 3) resultiert.

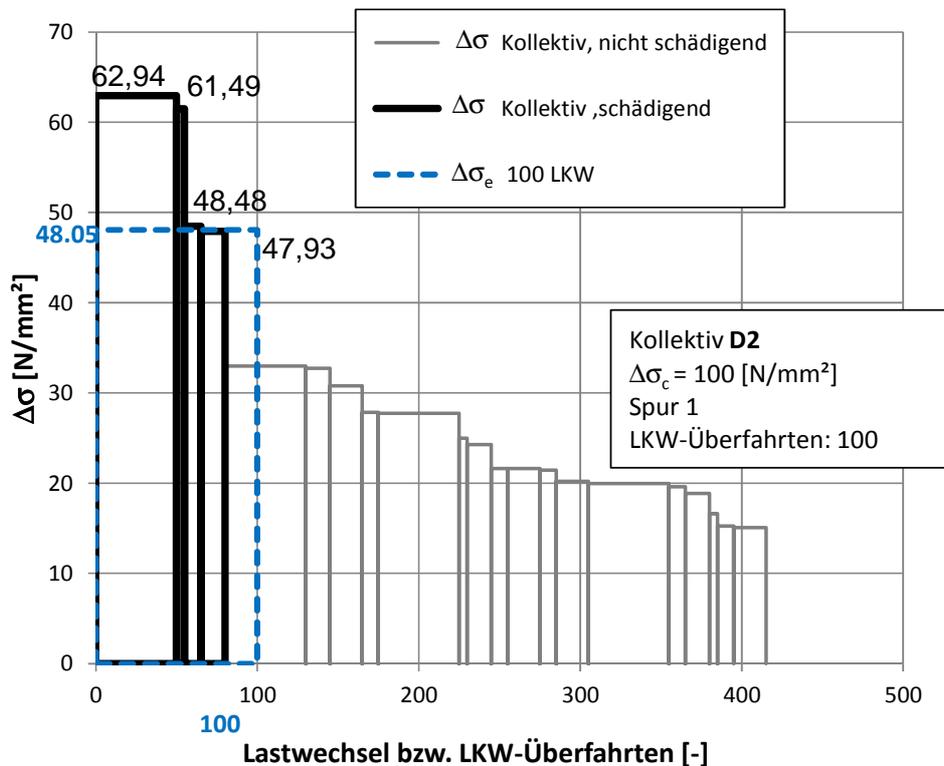


Abbildung A. 45: Lastkollektiv für Detail D2 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

Betrachtet man das Belastungskollektiv in Abbildung A. 45 ist feststellbar, dass das maximale Beanspruchungsspiel bereits unter der Dauerfestigkeit liegt ($\Delta\sigma_{max} = 62,9 < \Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$). Vom theoretischen Konzept her würde dies keinerlei Ermüdungsschädigung ($D=0$) bedeuten. Zu beachten ist jedoch, dass das Ermüdungslastmodell ELM4-mod (Tabelle A. 3) bzw. ELM4 (Tabelle A. 2) nur „mittlere“ Achslasten (schadensäquivalente Mittelwerte der tatsächlichen Achslasten) enthält, sodass unterstellt werden muss, dass die tatsächlich auftretenden maximalen Spannungsspiele demgegenüber höher sind. Daher muss für die konservative Beurteilung die teilschädigende Wirkung der Spannungsspiele unter der anfänglichen Dauerfestigkeit erfasst werden.

- **Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck**

Die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_e$ des äquivalenten Einstufenkollektives beträgt $\Delta\sigma_{e,D2} = 48,05 [N/mm^2]$ (siehe Abbildung A. 45). Die Gesamtanzahl der auftretenden LKW in der ungünstigsten Fahrspur für die Zeit von 1970 bis 2020 beträgt gemäß Messungen im Bereich der Autobahn A23 (siehe [4]): $n_{e,D2} = n_{e,D1} = 49,2 \cdot 10^6$.

Der maßgebende Kerbfall für dieses Detail D2 weist bei 2 Mio. Spannungsspielen eine zulässige Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$ auf (für 5 Mio. Spannungsspiele gilt dann: $\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$).

Für diesen Kerbfall ergibt sich die maximal ertragbare Anzahl an Spannungsspielen zu $N_{R,D2} = (\Delta\sigma_D/\Delta\sigma_{e,D2})^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = (\Delta\sigma_c/\Delta\sigma_{e,D2})^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = (100/48,05)^3 \cdot 2 \cdot 10^6 = 18,04 \cdot 10^6$.

Somit ergibt sich eine Schädigung am Kerbdetail D2 zu $D_{D2} = n_{e,D2}/N_{R,D2} = (49,2 \cdot 10^6)/(18,04 \cdot 10^6) = 2,7 > 1,0$.

Somit ist auch an diesem Kerbdetail die Lebensdauer rechnerisch bereits ausgeschöpft!

Da auch bei diesem Detailpunkt die rechnerische Lebensdauer des Fahrbahndecks bereits erreicht ist, kommt auch in diesem Fall Konzept 2 zur Anwendung (siehe Hauptteil, Abschnitt 4.3). Nach der Sanierung des Fahrbahndecks mit einem hochfesten Beton darf kein schädigendes Spannungsspiel mehr an dem Kerbdetail auftreten, d.h. dass das maximal zukünftig auftretende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ kleiner sein muss als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ für das betrachtete Kerbdetail.

- **Restlebensdauer am verstärkten Fahrbahndeck**

Da die Belastung oder der Widerstand bei diesem Kerbdetail nicht mit einem einzigen Faktor skaliert werden kann, wie bereits in Abschnitt A.5.1.2 dargestellt, erfolgt bei diesem Detailpunkt ein anderer Zugang. Es wurde ein neues Lastkollektiv ermittelt, das den Schwerverkehr der zukünftigen 50 Jahre ab 2020 abdeckt. Hierfür wurden die einzelnen schädigenden Spannungsspiele aus dem Lastkollektiv vom unverstärkten Fahrbahndeck mit dem jeweilig zugehörigen Faktor aus Abschnitt A.5.1.2 skaliert. Dabei müssen nur die höchsten Spannungsspielniveaus beachtet werden (vgl. Abbildung A. 45). Wie bereits in Abschnitt A.5.1.2 angegeben, ergibt sich daraus:

- Typ 3, Achse C: $\Delta\sigma_{T3,C,neu} = f_{ges,T3,C} \cdot \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 0,49 \cdot 62,94 = 30,84 [N/mm^2]$
- Typ 2, Achse B: $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,89 \cdot 61,49 = 54,73 [N/mm^2]$
- Typ 5, Achse C: $\Delta\sigma_{T5,C,neu} = f_{ges,T5,C} \cdot \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 0,50 \cdot 48,48 = 24,24 [N/mm^2]$
- Typ 4, Achse B: $\Delta\sigma_{T4,B,neu} = f_{ges,T4,B} \cdot \Delta\sigma_{T4,B,alt} = 1,05 \cdot 47,93 = 50,33 [N/mm^2]$

Abbildung A. 46 zeigt nun nochmals zum Vergleich das Lastkollektiv für Detail D2 von 1970 bis 2020, sowie das durch die Betonverstärkung reduzierte Lastkollektiv von 2020 bis 2070. Das schadensäquivalente Einstufenkollektiv der vergangenen 50 Jahre beträgt $\Delta\sigma_{e,alt} = 48,05 [N/mm^2]$ und das Einstufenkollektiv für die zukünftigen 50 Jahre beträgt $\Delta\sigma_{e,neu} = 23,76 [N/mm^2]$, jeweils bezogen auf 1 Schwerverkehrsüberfahrt.

Das maximal auftretende Spannungsspiel nach der Verstärkung mit einem 80 [mm] dicken Betonbelag beträgt unter dem Ansatz des ELM 4 (siehe Tabelle A. 2) $\Delta\sigma_{max,neu} = 54,73 [N/mm^2]$.

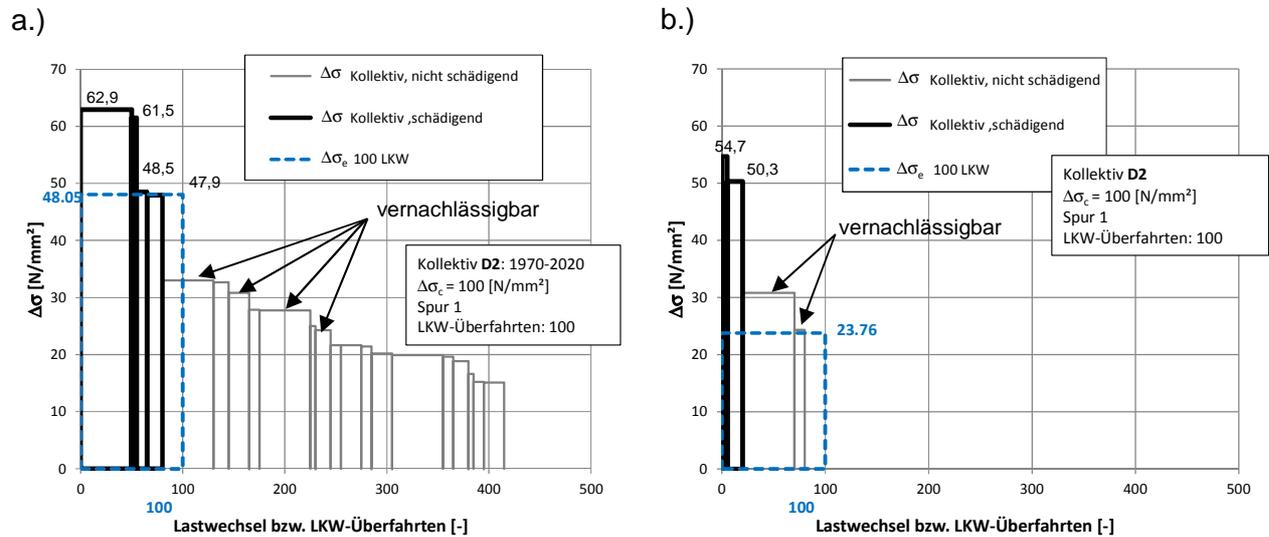


Abbildung A. 46: Lastkollektive für Detail D2 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeugen im Vergleich: a.) vor der Verstärkung (1970-2020) infolge reduziertem ELM4-mod; b.) zufolge ELM 4 nach Verstärkung des Brückendecks mit einem hochfesten Betonbelag $t_{Beton} = 80 [mm]$

- Kerbfall für das Kerbdetail D2: $\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$
- $\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$
- $\Delta\sigma_L = 40,2 [N/mm^2]$

$$|\Delta\sigma_{max}| = 54,73 [N/mm^2] > |\Delta\sigma_L| = 40,2 [N/mm^2]$$

Dies bedeutet, dass bereits das max. Spannungsspiel aus dem ELM4 eine Schädigung bewirkt ohne dass – wie bei Detail D1 – die höheren Beanspruchungen aus ELM2 für diese Beurteilung herangezogen werden.

Ein hochfester Beton als Fahrbahnbelag kann somit in dem betrachteten Fall die Spannungen im Kerbdetail D2 senken, jedoch nicht ausreichend genug, sodass auch hier eine rechnerische Restlebensdauer von zumindest 50 Jahren gewährleistet werden kann. Anzumerken ist, dass für die Ermüdungsfestigkeit hier ein sehr konservativer Ansatz erfolgen muss, da die günstige Druckschwellbelastung bei geschweißten Konstruktionen nicht nutzbar ist.

Hervorzuheben ist, dass die Berechnungen der Kollektive sehr konservativen Annahmen unterliegen. Vor Allem die Lage der Fahrspur hat sehr große Auswirkungen auf die Spannungen im Kerbdetail D2. Die Ergebnisse aus den durchgeführten Berechnungen

unterliegen der Annahme, dass die Räder aller Schwerfahrzeuge stets zentrisch über der betrachteten Längsrippe für Detail D2 fahren, was in Wirklichkeit nicht der Fall ist. Da die Längsrippenausführung (Querschnitt bzw. Abstände) großen Einfluss auf die Beanspruchungen hat und individuell bei jedem Brückentragwerk differiert, ist es in diesem allgemeinen Projekt nicht sinnvoll, noch weitere Analysen dahingehend durchzuführen.

Ob der hochfeste Betonbelag bei einer Bestandsbrücke eine ausreichende Restlebensdauer gewährleistet ist demnach von den Gegebenheiten des jeweilig untersuchten Objektes abhängig. Es müssen hierfür die tatsächliche Lage der Fahrspur, sowie die Abweichungen der Fahrzeuge von der Fahrspur in Situ aufgenommen werden. Ergänzende Dehnungsmessungen unter Verkehr sind hier empfehlenswert. Erst dann kann eine aussagekräftige Beurteilung bezüglich der Restlebensdauer getroffen werden.

A.6.3 Beanspruchungen und Restlebensdauerberechnung bei Variation der Deckblechstärken

In diesem Abschnitt wurden die Deckblechstärken t_{DB} variiert, wobei für $t_{DB} = 10 [mm]$, $12,2 [mm]$ und $14,4 [mm]$ die Spannungen im Detailpunkt zufolge der maßgebenden Laststellung ermittelt wurden. So konnte ein Lastkollektiv und die Schädigung des Kerbdetails für die jeweilige Deckblechstärke ermittelt werden. Es wird konservativ von einer sehr geringen Steifigkeit der Verbundfuge ausgegangen (Dicke Epoxidharz $t_{Epoxy} = 3 [mm]$, VF1 in Tabelle A. 8).

EN 1993-2 [5] gibt im Anhang C Empfehlungen für die konstruktive Ausbildung orthotroper Fahrbahnplatten an, bei deren Einhaltung eine dauerfeste Ausbildung der Kerbdetails vorliegt, da keine Ermüdungsnachweise gefordert werden. In Abschnitt C.1.2.2 der EN 1993-2 (Anhang C) befindet sich die Angabe von Mindestdeckblechdicken (ableitbar aus vorgegebener maximaler Grenzschlankheit) zur dauerfesten Auslegung des Kerbdetails der Deckblechbiegung. Dabei gilt:

- Grenzschlankheit des Deckbleches: $\frac{e_{LR}}{t_{DB}} \leq 25$
- Deckblechdicke im Fahrbahnbereich des Schwerverkehrs: $t_{DB} \geq 14 [mm]$ für Belagsdicken $t_{Belag} \geq 70 [mm]$

Es wurde überprüft, ob bei der Einhaltung der Grenzschlankheit des Deckbleches von $e_{LR}/t_{DB} = 25$, sowie $t_{DB} > 14 [mm]$ bei einer Belagsdicke $t_{Belag} \geq 70 [mm]$ für das betrachtete Fahrbahndeck am Detail D1 eine dauerfeste Auslegung vorliegt.

$$\frac{e_{LR}}{t_{DB}} = 25 \rightarrow t_{DB,erf} = \frac{e_{LR}}{25} = \frac{360}{25} = 14,4 [mm]$$

Zusätzlich wurde noch ein Mittelwert für die Deckblechdicke - zwischen $10 [mm]$ und $14,4 [mm]$ - untersucht:

$$t_{DB,m} = \frac{10 + 14,4}{2} = 12,2 [mm]$$

A.6.3.1 Detail D1

• Beanspruchungen und Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

Tabelle A. 12 zeigt die ermittelten Spannungen in Detail D1 unter der maßgebenden Belastung der Achse B, mit einer Achslast von $F_A = 150 [kN]$ und einer Variation der Deckblechdicken von $10 [mm]$, $12,2 [mm]$ und $14,4 [mm]$.

Die Spalte 2 weist für das unverstärkte Fahrbahndeck die Spannung σ_{min} aus, die nur geringfügig kleiner ist wie das Spannungsspiel $\Delta\sigma$ (vgl. Abbildung A. 40). Mit den ausgewiesenen Reduktionsfaktoren gegenüber der Referenzlösung mit $t_{DB} = 10 [mm]$, kann wie nachfolgend gezeigt, sehr einfach das zutreffende Belastungskollektiv für $t_{DB} = 14,4 [mm]$ bzw. $t_{DB} = 12,2 [mm]$ ermittelt werden.

$t_{(DB)}$ [mm]	$\min(\sigma_{D1})$ bei Detail D1		
	Achse B; $F_A = 150$ [kN]		
	ohne Verst. ^① [N/mm ²]	mit Beton 60[mm] ^② [N/mm ²]	mit Beton 80[mm] ^② [N/mm ²]
10	-155,67 (100%)	-20,16	-10,76
12,2	-100,10 (64%)	-14,60	-
14,4	-67,55 (43%)	-12,65	-

①

...unverstärktes Fahrbahndeck

②

...verstärktes Fahrbahndeck mit Epoxy $t_{Epoxy} = 3$ [mm] (VF1)

Tabelle A. 12: Deckblechspannungen in D1 bei Variation der Deckblechstärken: 10[mm], 12,2[mm] und 14,4[mm]

Für Detail D1 und einer Deckblechdicke von 10 [mm] wurde bereits in Abschnitt A.4.2 mittels dem Ermüdungslastmodell ELM 4 mod ein Lastkollektiv am unverstärkten Fahrbahndeck erstellt (siehe Abbildung A. 28).

Durch das Verhältnis der auftretenden Spannungen nach Tabelle A. 12 konnte das Lastkollektiv aus Abschnitt A.4.2 (siehe Abbildung A. 28) skaliert werden und daraus die Schädigung am unverstärkten Fahrbahndeck, mit einer Deckblechstärke von 14,4 [mm], für Detail D1 ermittelt werden.

- Skalierungsfaktor bezüglich t_{DB} : $f = |\sigma_{t=14,4}|/|\sigma_{t=10}| = 67,55/155,67 = 0,43$

Abbildung A. 47 zeigt das Lastkollektiv unter dem Ansatz des ELM 4 mod (vgl. Tabelle A. 3) bei einer Deckblechdicke von 14,4 [mm]. Dafür ergibt sich ein schadensäquivalentes Beanspruchungsspiel $\Delta\sigma_e = 39,28$ [N/mm²].

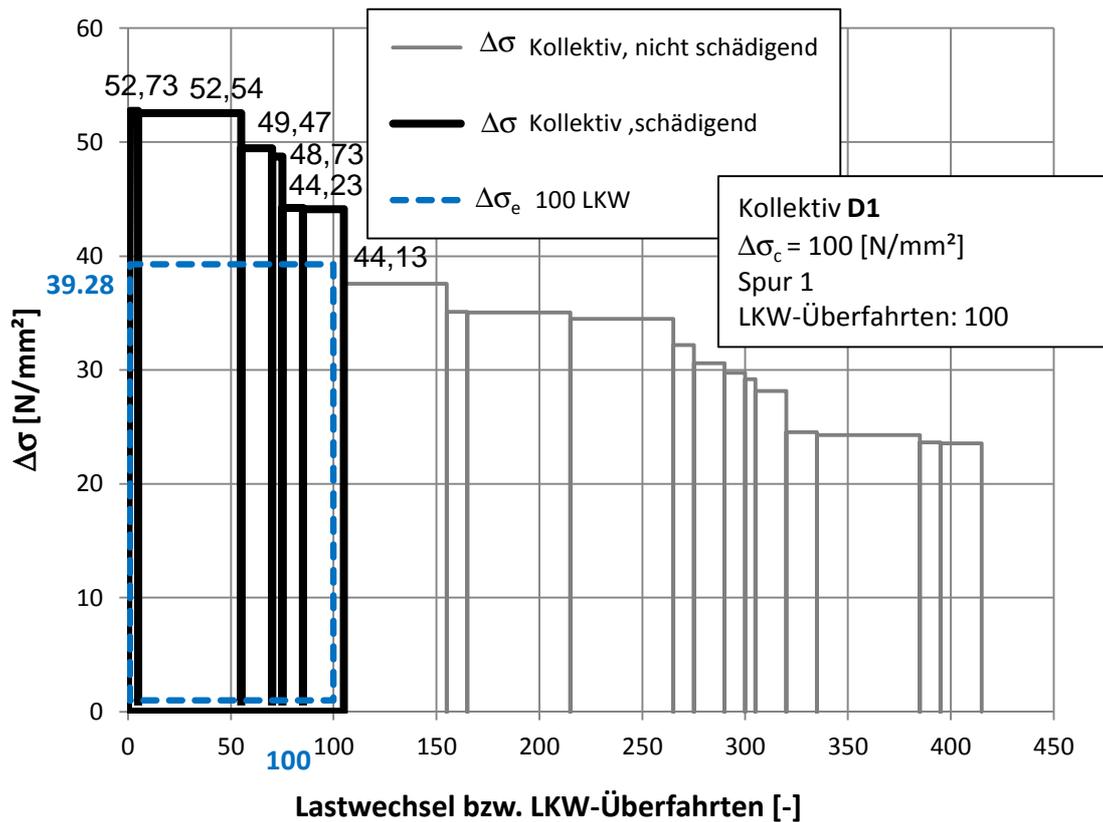


Abbildung A. 47: Lastkollektiv für Detail D1 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeugen nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck mit $t_{DB} = 14,4$ [mm]

Aus Abbildung A. 47 sind nun folgende maßgebende Spannungsspielniveaus angegeben:

$$\Delta\sigma_{max} = \Delta\sigma_{T2} = 52,73 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \dots \text{Fahrzeugtyp T2, Achse B} \quad \dots f_{T2} = 1,14$$

$$\Delta\sigma_{T3} = 52,54 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \dots \text{Fahrzeugtyp T3, Achse B} \quad \dots f_{T3} = 1,36$$

Anm.: Korrekturfaktor $f_{T,i}$ siehe Abschnitt A.5.1.2

- Beurteilung der Vorschädigung vor der Betonverstärkung

Nunmehr ist das max. Spannungsspiel mit $\Delta\sigma_{max,ELM4-mod} = \Delta\sigma_{T2} = 52,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ (Fahrzeugtyp T2) bereits deutlich unter der Dauerfestigkeit von $\Delta\sigma_D = 73,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$. Würde man nun das höhere ELM4 zu Grunde legen, ergibt sich $\Delta\sigma_{max,ELM4} \cong f_{T,3} \cdot \Delta\sigma_{T3} = 1,36 \cdot 52,54 = 71,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ (bei dem höheren Verkehrslastmodell ELM4 wird das Spannungsspiel $\Delta\sigma_{T3}$ zufolge Fahrzeugtyp T3 maßgebend). Dies entspricht nahezu der Dauerfestigkeit, vernachlässigt jedoch die in ELM4 nicht enthaltenen, selten auftretenden, maximalen Achslasten. Vor diesem Hintergrund sollte also doch die teilschädigende Schadenswirkung erfasst werden.

$$\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$$

$$\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$$

$$N_R = \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma_e}\right)^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = \left(\frac{73,7}{39,28}\right)^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = 33,026 \cdot 10^6$$

$$D_{D1} = \frac{n_e}{N_R} = \frac{49,2 \cdot 10^6}{33,026 \cdot 10^6} = 1,49 > 1,0$$

Eine dauerfeste Auslegung für Detail D1 ist mit einer Deckblechschlankheit von $e_{LR}/t_{DB} = 25$ für dieses betrachtete Fahrbahndeck nur dann gegeben, wenn die nicht konservative Annahme erfolgt, dass das maximale Spannungsspiel aus ELM4 nie überschritten wird.

Anzumerken ist, dass hier eine Belagsstärke von $t_{Belag} = 70 [mm]$ berücksichtigt wurde (indirekt in der Aufstandsfläche der Achslast erfasst)

- **Restlebensdauer am verstärkten Fahrbahndeck**

Wenn man – wie im Fall $t_{DB} = 10 [mm]$ – konservativ die teilschädigende Wirkung bei der Ermittlung der Vorschädigung am Fahrbahndeck miterfasst, so ist eine zwingende Rissprüfung erforderlich (da $D > 1,0$). Das maximale Spannungsspiel zufolge ELM2 und einem zusätzlich eingesetzten dynamischen Faktor von $\varphi = 1,20$ muss dann kleiner als $\Delta\sigma_L = 40,2 [N/mm^2]$ sein.

Gleichwertig dazu bedeutet dies, dass das Spannungsspiel $\Delta\sigma_{D1}$ infolge der Achse B, mit Achslast $F_A = 150 [kN]$, unter dem Grenzwert $\Delta\sigma_{Rd} = 27 [N/mm^2]$ bleibt (vgl. Tabelle A. 11).

Die Ergebnisse in Tabelle A. 12 für den Fall mit Betonverstärkung zeigen, dass für eine Deckblechdicke von $t_{DB} = 12,2 [mm]$ bzw. $t_{DB} = 14,4 [mm]$ bereits eine Betonplattendicke von $t_{Beton} = 60 [mm]$ ausreichen würde, um zumindest 50 Betriebsjahre nach der Verstärkung zu ermöglichen.

A.6.3.2 Detail D2

- Beanspruchungen und Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck

Der Vollständigkeit wegen, wurde auch für Detail D2 eine Variation der Deckblechdicken durchgeführt und die Schädigung bei einer Deckblechstärke von 14,4 [mm] ermittelt. Tabelle A. 13 zeigt die ermittelten Spannungen am Detail D2 unter der Belastung der Achse B bzw. Achse C mit einer Achslast von $F_A = F_C = 100$ [kN] und einer Variation der Deckblechdicken von 10 [mm], 12,2 [mm] und 14,4 [mm].

$t_{(DB)}$ [mm]		min(σ_{D2}) bei Detail D2											
		Achse B; F=100 [kN]						Achse C; F=100 [kN]					
		ohne Verst. [N/mm ²]		mit Beton 60[mm] [N/mm ²]		mit Beton 80[mm] [N/mm ²]		ohne Verst. [N/mm ²]		mit Beton 60[mm] [N/mm ²]		mit Beton 80[mm] [N/mm ²]	
		σ	f_{DB}	σ	$f_{\sigma,B}$	σ	$f_{\sigma,B}$	σ	f_{DB}	σ	$f_{\sigma,C}$	σ	$f_{\sigma,C}$
10		-27.64	1,0	-	-	21.58	0.78	-36.18	1,0	-	-	-12.92	0.36
12.2		-26.76	0,97	-14.49	0.54	10,66	0,40	-34.59	0,96	-17.25	0.50	-	-
14.4		-25.6	0,93	-13.96	0.55	10.29	0.40	-32.76	0,91	-16.58	0.51	-12,00	0,37

Tabelle A. 13: Maximale Druckspannung σ_{min} in D2 bei Variation der Deckblechstärken: 10[mm], 12,2[mm] und 14,4[mm]; Achslast $F_A = 100$ [kN]

Wie erwartet, bringt die höhere Dicke des Deckbleches, wegen des stark unsymmetrischen Längsrippenquerschnittes, nur eine geringe Reduktion der Spannungen im Detail D2. Daraus ergibt sich eine Reduktion der Spannungsspiele gegenüber dem untersuchten Fall mit $t_{DB} = 10$ [mm] von:

- Skalierungsfaktor bezüglich t_{DB} : $f_{DB} = |\sigma_{t=14,4}|/|\sigma_{t=10}| = 25,6/27,64 = 0,93$

Abbildung A. 48 zeigt das daraus ermittelte Lastkollektiv am unverstärkten Fahrbahndeck. unter dem Ansatz des ELM 4 mod, bei einer Deckblechdicke von 14,4 [mm]. Es ergibt sich nun eine ermüdungsäquivalente Einstufenbeanspruchung von $\Delta\sigma_e = 42,58$ [N/mm²].

- Beurteilung der Vorschädigung vor der Betonverstärkung:

$$\Delta\sigma_c = 100 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\Delta\sigma_D = 73,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$N_R = \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma_e}\right)^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = \left(\frac{73,7}{42,58}\right)^3 \cdot 5 \cdot 10^6 = 25,9272 \cdot 10^6$$

$$D_{D2} = \frac{n_e}{N_R} = \frac{49,2 \cdot 10^6}{25,9272 \cdot 10^6} = 1,9 > 1,0$$

Dies bedeutet, dass auch bei einer Deckblechdicke von $t_{DB} = 14,4 \text{ [mm]}$, rein rechnerisch nach 50 Betriebsjahren keine Restlebensdauer mehr vorliegt. Für die Dicke $t_{DB} = 12,2 \text{ [mm]}$ liegen die Ergebnisse zwischen jenen für $t_{DB} = 10,0 \text{ [mm]}$ ($D = 2,7$) und $t_{DB} = 14,4 \text{ [mm]}$ ($D = 1,9$)

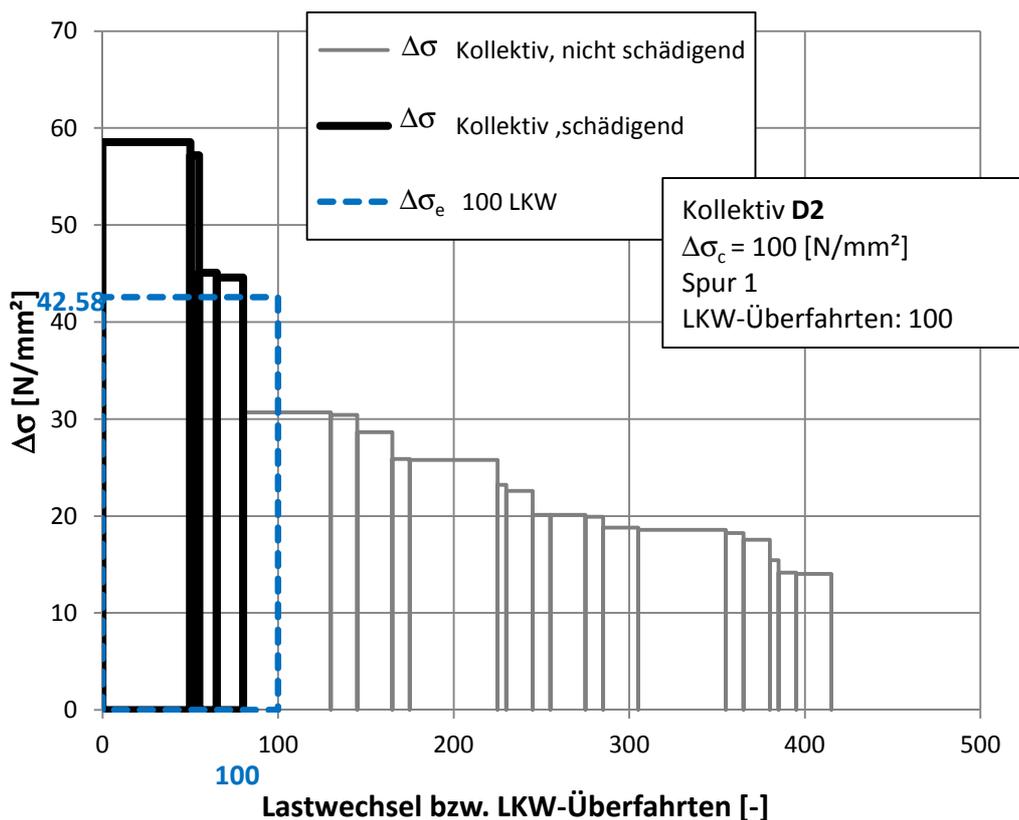


Abbildung A. 48: Lastkollektiv für Detail D2 bei LR1 infolge 100 Schwerfahrzeuge nach ELM 4 mod – Erfassung der Vorschädigung am unverstärkten Fahrbahndeck mit $t_{DB} = 14,4 \text{ [mm]}$

- **Restlebensdauer am verstärkten Fahrbahndeck**

Wie im Falle der Deckblechstärke von $t_{DB} = 10$ [mm] können mittels der Korrekturfaktoren $f_{T,i}$ und $f_{\sigma,i}$ (siehe Abschnitt A.5.1.2) die maßgebenden vier Kollektivteile des unverstärkten Fahrbahndecks (siehe Abschnitt A.6.2) entsprechend abgemindert werden, um das zutreffende Belastungskollektiv nach der Verstärkung zu erhalten. Dabei ist zu beachten, dass die Spannungsspiele $\Delta\sigma_i$ in Abbildung A. 45 nun noch abgemindert werden dürfen – entsprechend der Ergebnisse für das unverstärkte Fahrbahndeck für die entsprechende Deckblechdicke (Faktor f_{DB}).

Für die einzelnen untersuchten Fälle ergeben sich die nachfolgend angeführten Belastungskollektive infolge ELM4 am verstärkten Fahrbahndeck. Wegen der großen, rechnerischen Vorschädigung ($D > 1,0$) sind diese nicht mehr anwendbar und es erfolgt der Nachweis, dass das maximale Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ aus ELM 2 (vgl. Tabelle A. 4) kleiner als $\Delta\sigma_L = 40,2$ [N/mm²] ist.

a) Fall 1: $t_{DB} = 14,4$ [mm] und Betonplatte $t_{Beton} = 80$ [mm]

- Typ 3, Achse C: $f_{ges,T3,C} = f_{T3} \cdot f_{\sigma,C} = 1,36 \cdot 0,37 = 0,50$
 $(n_3 = 50) \quad \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 62,94 \cdot f_{DB} = 62,94 \cdot 0,91 = 57,28$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_{T3,C,neu} = f_{ges,T3,C} \cdot \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 0,50 \cdot 57,28 = 28,64$ [N/mm²]
- Typ 2, Achse B: $f_{ges,T2,B} = f_{T2} \cdot f_{\sigma,B} = 1,14 \cdot 0,40 = 0,46$
 $(n_2 = 5) \quad \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 61,49 \cdot f_{DB} = 61,49 \cdot 0,93 = 57,19$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,46 \cdot 57,19 = 26,31$ [N/mm²]
- Typ 5, Achse C: $f_{ges,T5,C} = f_{T5} \cdot f_{\sigma,C} = 1,40 \cdot 0,37 = 0,52$
 $(n_5 = 10) \quad \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 48,48 \cdot f_{DB} = 48,48 \cdot 0,91 = 44,12$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_{T5,C,neu} = f_{ges,T5,C} \cdot \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 0,52 \cdot 44,12 = 22,94$ [N/mm²]
- Typ 4, Achse B: $f_{ges,T4,B} = f_{T4} \cdot f_{\sigma,B} = 1,34 \cdot 0,40 = 0,54$
 $(n_4 = 15) \quad \Delta\sigma_{T4,B,alt} = 47,93 \cdot f_{DB} = 47,93 \cdot 0,93 = 44,57$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_{T4,B,neu} = f_{ges,T4,B} \cdot \Delta\sigma_{T4,B,alt} = 0,54 \cdot 44,57 = 24,07$ [N/mm²]
- Kerbfall für das Kerbdetail D2: $\Delta\sigma_c = 100$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_D = 73,7$ [N/mm²]
 $\Delta\sigma_L = 40,2$ [N/mm²]
- Nachweis (mit dynam. Faktor $\varphi = 1,0$):

$$|\Delta\sigma_{max}| = \Delta\sigma_{T3,C,neu} \cdot \frac{F_{A,max,C,ELM2}}{F_{A,max,C,ELM4}} = 28,64 \cdot \frac{120}{90} = 38,19$$
 [N/mm²] < $|\Delta\sigma_L| = 40,2$ [N/mm²]

Das maximal einwirkende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ nach der Verstärkung zufolge ELM-2 ist kleiner als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$. Bei einer Deckblechstärke von

$t_{DB} = 14,4 \text{ mm}$ und einem Betonbelag von $t_{Beton} = 80 \text{ mm}$ kann eine Restlebensdauer von zumindest weiteren 50 Jahren erreicht werden.

b) Fall 2: $t_{DB} = 12,2 \text{ [mm]}$ und Betonplatte $t_{Beton} = 80 \text{ [mm]}$

- Typ 3, Achse C: $f_{ges,T3,C} = f_{T3} \cdot f_{\sigma,C} = 1,36 \cdot 0,37 = 0,50$
 $\Delta\sigma_{T3,C,alt} = 62,94 \cdot f_{DB} = 62,94 \cdot 0,96 = 60,42 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T3,C,neu} = f_{ges,T3,C} \cdot \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 0,50 \cdot 60,42 = 30,21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Typ 2, Achse B: $f_{ges,T2,B} = f_{T2} \cdot f_{\sigma,B} = 1,14 \cdot 0,40 = 0,46$
 $\Delta\sigma_{T2,B,alt} = 61,49 \cdot f_{DB} = 61,49 \cdot 0,97 = 57,65 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,46 \cdot 57,65 = 26,52 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Typ 5, Achse C: $f_{ges,T5,C} = f_{T5} \cdot f_{\sigma,C} = 1,40 \cdot 0,37 = 0,52$
 $\Delta\sigma_{T5,C,alt} = 48,48 \cdot f_{DB} = 48,48 \cdot 0,96 = 46,54 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T5,C,neu} = f_{ges,T5,C} \cdot \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 0,52 \cdot 46,54 = 24,20 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Typ 4, Achse B: $f_{ges,T4,B} = f_{T4} \cdot f_{\sigma,B} = 1,34 \cdot 0,40 = 0,54$
 $\Delta\sigma_{T4,B,alt} = 47,93 \cdot f_{DB} = 47,93 \cdot 0,97 = 46,49 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,54 \cdot 46,49 = 25,10 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Kerbfall für das Kerbdetail D2: $\Delta\sigma_c = 100 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_D = 73,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_L = 40,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Nachweis (mit dynam. Faktor $\varphi = 1,0$):

$$|\Delta\sigma_{max}| = \Delta\sigma_{T3,C,neu} \cdot \frac{F_{A,max,C,ELM2}}{F_{A,max,C,ELM4}} = 30,21 \cdot \frac{120}{90} = 40,28 \text{ [N/mm}^2\text{]} \approx |\Delta\sigma_L| = 40,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Das maximal einwirkende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ nach der Verstärkung zufolge ELM-2 ist kleiner als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$. Bei einer Deckblechstärke von $t_{DB} = 12,2 \text{ mm}$ und einem Betonbelag von $t_{Beton} = 80 \text{ mm}$ kann eine Restlebensdauer von zumindest weiteren 50 Jahren erreicht werden.

c) Fall 3: $t_{DB} = 14,4 \text{ [mm]}$ und Betonplatte $t_{Beton} = 60 \text{ [mm]}$

- Typ 3, Achse C: $f_{ges,T3,C} = f_{T3} \cdot f_{\sigma,C} = 1,36 \cdot 0,51 = 0,69$
 $\Delta\sigma_{T3,C,alt} = 62,94 \cdot f_{DB} = 62,94 \cdot 0,91 = 57,28 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T3,C,neu} = f_{ges,T3,C} \cdot \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 0,69 \cdot 57,28 = 39,52 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- Typ 2, Achse B: $f_{ges,T2,B} = f_{T2} \cdot f_{\sigma,B} = 1,14 \cdot 0,55 = 0,63$
 $\Delta\sigma_{T2,B,alt} = 61,49 \cdot f_{DB} = 61,49 \cdot 0,93 = 57,19 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,63 \cdot 57,19 = 36,03 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

- Typ 5, Achse C: $f_{ges,T5,C} = f_{T5} \cdot f_{\sigma,C} = 1,40 \cdot 0,51 = 0,71$
 $\Delta\sigma_{T5,C,alt} = 48,48 \cdot f_{DB} = 48,48 \cdot 0,91 = 44,12 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T5,C,neu} = f_{ges,T5,C} \cdot \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 0,71 \cdot 44,12 = 31,33 [N/mm^2]$
- Typ 4, Achse B: $f_{ges,T4,B} = f_{T4} \cdot f_{\sigma,B} = 1,34 \cdot 0,55 = 0,74$
 $\Delta\sigma_{T4,B,alt} = 47,93 \cdot f_{DB} = 47,93 \cdot 0,93 = 44,57 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,74 \cdot 44,57 = 32,98 [N/mm^2]$
- Kerbfall für das Kerbdetail D2: $\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_L = 40,2 [N/mm^2]$
- Nachweis (mit dynam. Faktor $\varphi = 1,0$):

$$|\Delta\sigma_{max}| = \Delta\sigma_{T3,C,neu} \cdot \frac{F_{A,max,C,ELM2}}{F_{A,max,C,ELM4}} = 39,52 \cdot \frac{120}{90} = 52,69 [N/mm^2] > |\Delta\sigma_L| = 40,2 [N/mm^2]$$

In diesem Fall ist das maximal einwirkende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ nach der Verstärkung zufolge ELM-2 größer als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$. Bei einer Deckblechstärke von $t_{DB} = 14,4 \text{ mm}$ und einem Betonbelag von $t_{Beton} = 60 \text{ mm}$ kann eine Restlebensdauer von zumindest weiteren 50 Jahren nicht erreicht werden.

d) Fall 4: $t_{DB} = 12,2 [mm]$ und Betonplatte $t_{Beton} = 60 [mm]$

- Typ 3, Achse C: $f_{ges,T3,C} = f_{T3} \cdot f_{\sigma,C} = 1,36 \cdot 0,50 = 0,68$
 $\Delta\sigma_{T3,C,alt} = 62,94 \cdot f_{DB} = 62,94 \cdot 0,96 = 60,42 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T3,C,neu} = f_{ges,T3,C} \cdot \Delta\sigma_{T3,C,alt} = 0,68 \cdot 60,42 = 41,09 [N/mm^2]$
- Typ 2, Achse B: $f_{ges,T2,B} = f_{T2} \cdot f_{\sigma,B} = 1,14 \cdot 0,54 = 0,62$
 $\Delta\sigma_{T2,B,alt} = 61,49 \cdot f_{DB} = 61,49 \cdot 0,97 = 59,65 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,62 \cdot 59,65 = 36,98 [N/mm^2]$
- Typ 5, Achse C: $f_{ges,T5,C} = f_{T5} \cdot f_{\sigma,C} = 1,40 \cdot 0,50 = 0,70$
 $\Delta\sigma_{T5,C,alt} = 48,48 \cdot f_{DB} = 48,48 \cdot 0,96 = 46,54 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T5,C,neu} = f_{ges,T5,C} \cdot \Delta\sigma_{T5,C,alt} = 0,70 \cdot 46,54 = 32,58 [N/mm^2]$
- Typ 4, Achse B: $f_{ges,T4,B} = f_{T4} \cdot f_{\sigma,B} = 1,34 \cdot 0,54 = 0,72$
 $\Delta\sigma_{T4,B,alt} = 47,93 \cdot f_{DB} = 47,93 \cdot 0,97 = 46,49 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_{T2,B,neu} = f_{ges,T2,B} \cdot \Delta\sigma_{T2,B,alt} = 0,72 \cdot 46,49 = 33,47 [N/mm^2]$

- Kerbfall für das Kerbdetail D2: $\Delta\sigma_c = 100 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_D = 73,7 [N/mm^2]$
 $\Delta\sigma_L = 40,2 [N/mm^2]$

- Nachweis (mit dynam. Faktor $\varphi = 1,0$):

$$|\Delta\sigma_{max}| = \Delta\sigma_{T3,C,neu} \cdot \frac{F_{A,max,C,ELM2}}{F_{A,max,C,ELM4}} = 41,09 \cdot \frac{120}{90} = 54,79 [N/mm^2] > |\Delta\sigma_L| = 40,2 [N/mm^2]$$

Auch in diesem Fall ist das maximal einwirkende Spannungsspiel $\Delta\sigma_{max}$ nach der Verstärkung zufolge ELM-2 größer als der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$. Bei einer Deckblechstärke von $t_{DB} = 12,4 \text{ mm}$ und einem Betonbelag von $t_{Beton} = 60 \text{ mm}$ kann eine Restlebensdauer von zumindest weiteren 50 Jahren nicht erreicht werden.

e) Zusammenfassung

Zusammenfassend ist nur dann bei einer Betonplattendicke von $t_{Beton} = 80 [mm]$ ein Nachweis für 50 Jahre Restlebensdauer rechnerisch erbringbar, wenn das statische Lastmodell ELM 2 als Basis vorausgesetzt wird. Der Ansatz eines darüber hinausreichenden, zusätzlichen dynamischen Faktors ($\varphi = 1,20$) ist nicht mehr möglich.

A.7 Literaturverzeichnis

- [1] F. Novak, Lastmodelle für den Ermüdungsnachweis von orthotropen Fahrbahnplatten bei Straßenbrücken, 2013.
- [2] Czichos H., Hennecke M., Akademischer Verein, Hütte, Das Ingenieurwissen 34. Auflage, ISBN 978-3-642-22850-6, Springer Verlag, 2012.
- [3] D. Radaj, C. M. Sonsino, W. Fricke, Fatigue assessment of welded joints by local approaches, Second edition, ISBN: 978-1-85573-948-2, 2006.
- [4] Unterweger H., Taras A., A23-Praterbrücke/Stromtragwerk, Lebensdauerberechnung für das Fahrbahndeck infolge der lokalen Schwerverkehrsbelastung, Institut für Stahlbau, TU-Graz, Graz, März 2012.
- [5] EN 1993-2, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken, Ausgabe 2007-04-01.

Anhang B

Ermittlung der ungünstigsten Beanspruchungen in der Verbundfuge und Betonplatte

Verfasser: Institut für Stahlbau (B.1 und B.2); Institut für Betonbau (B.3)

Inhalt

B.1 Allgemeines.....	B-3
B.2 Last- und Temperaturbeanspruchung am vereinfachten FEM-Modell nach Anhang A	B-3
B.2.1 Untersuchte Einwirkungen bzw. Lastfälle	B-3
B.2.1.1 Schwerverkehr.....	B-3
B.2.1.2 Zwängungsbeanspruchung infolge Temperatur.....	B-5
B.2.2 Wesentliche Annahmen in Kurzform	B-5
B.2.2.1 Systemdaten.....	B-5
B.2.2.2 Belastung.....	B-5
B.2.3 Ergebnisse für die einzelnen Lastfälle	B-6
B.2.3.1 LF 1 – Achse B zentrisch über LR-1	B-7
B.2.3.2 LF 2: Achse C mittig zwischen HT und LR-1	B-12
B.2.3.3 LF 3: 2x Achse C beidseits der QR – nahe HT.....	B-17
B.2.3.4 LF 4: 2x Achse C beidseits der QR – mittig zwischen HT.....	B-22
B.2.3.5 LF 5: $\Delta TN = -10$ [°C] – konstante Temperaturänderung der Betonplatte gegenüber Stahl	B-27
B.2.3.6 LF 6: $\Delta TM = 10$ °C – lineare Temperaturänderung über die Dicke der Betonplatte	B-33
B.3 Temperaturfeld als thermische Einwirkung.....	B-37
B.3.1 Beschreibung der Einwirkung.....	B-37
B.3.1.1 Umgebungslufttemperatur und Sonneneinstrahlung.....	B-37
B.3.1.2 Wärmeübergangskoeffizient	B-38
B.3.2 Beschreibung des Berechnungsmodells	B-38
B.3.2.1 Geometrie.....	B-38
B.3.2.2 Materialeigenschaften.....	B-39
B.3.2.3 Berechnungszeitraum und -ablauf.....	B-40
B.3.3 Auswertung	B-40
B.3.3.1 Temperaturbeanspruchung	B-40
B.3.3.2 Spannungen	B-41
B.3.4 Beurteilung der Ergebnisse	B-43
B.4 Literaturverzeichnis	B-44

B.1 Allgemeines

Orthotrope Fahrbahnplatten werden im Allgemeinen durch äußere Lasten und/oder thermischen Einwirkungen bzw. Zwängungen beansprucht, welche Spannungen im Stahl, Beton und in der Verbundfuge hervorrufen.

Die im Folgenden dargestellten Untersuchungen gliedern sich in zwei Teile, wobei im ersten Abschnitt (B.2) Last- und Temperatureinwirkungen an einem vereinfachten FEM-Modell eines orthotropen Fahrbahndecks dargestellt sind. Die in diesem Abschnitt durchgeführten Untersuchungen bezüglich der Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatureinwirkungen berücksichtigen nicht die thermischen Wechselwirkungen des Systems mit seiner Umgebung. Diese Wechselwirkungen wurden im Speziellen im zweiten Abschnitt (B.3) näher betrachtet, in dem eine vollständige zeitdiskrete Temperaturfeldberechnung mit anschließender Spannungsberechnung für das System durchgeführt wurde.

B.2 Last- und Temperaturbeanspruchung am vereinfachten FEM-Modell nach Anhang A

Nachfolgend werden die ungünstigsten Beanspruchungsverläufe in der Verbundfuge und der Betonplatte zusammengestellt. Diese Beanspruchungen dienen als Basis zur Auslegung bzw. Bemessung der Verbundfuge und Betonplatte.

Die Systemberechnungen erfolgten am FEM – Modell des Fahrbahndecks (siehe Anhang A), einschließlich der Verstärkung durch die Betonplatte. Es liegt eine rein linear elastische Berechnung vor – die Auswirkung der Rissbildung im Beton sind durch einen effektiven E-Modul des Betons $E_{c,eff}$ abgebildet.

Im Gegensatz zur Systemberechnung für die Restlebensdauerberechnung sind nur die Steifigkeiten von Verbundfuge und Betonplatte derart gewählt, dass im Beton möglichst hohe (Zug-) Spannungen entstehen. Daher wurde im Sinne einer Grenzwertbetrachtung der Fall des starren Verbundes mit untersucht und ergänzend der Fall einer sehr nachgiebigen Verbundfuge (fiktive Epoxidharzschichtdicke $t_{Epoxy,eff} = 3 [mm]$). Auch der effektive E-Modul $E_{c,eff}$ wurde bewusst sehr hoch angesetzt, um obere Grenzwerte für die Beanspruchungen des Betons zu erhalten.

B.2.1 Untersuchte Einwirkungen bzw. Lastfälle

B.2.1.1 Schwerverkehr

Als maßgebende Schwerverkehrsbelastung wird hier vom LKW - Lastmodell des Eurocodes nach EN 1991-2, Tabelle 4.6 ausgegangen (Abbildung B. 1). Die angegebenen, gegenüber aktuellen Achslasten deutlich höheren Werte, stellen „häufige“ Fahrzeuge dar, die ungünstigste Schwerverkehrsfahrzeuge in der Zukunft abbilden. Alle ausgewiesenen

Ergebnisse basieren auf charakteristischen Werten dieser Achslasten – ohne Erhöhung durch Teilsicherheitsbeiwerte.

Die einzelnen Schwerfahrzeugstypen bzw. deren Achsen wurden nun ungünstigst am Fahrbahndeck aufgestellt, sodass die ungünstigsten Beanspruchungen in Brückenquerrichtung (LF 1,2) sowie in Brückenlängsrichtung – unmittelbar über der Querrippe – entstehen (LF 2,4). Im ersteren Fall kann von einer einzelnen Radlast (Achse B bzw. Achse C) ausgegangen werden, wogegen im letzteren Fall das Zusammenwirken von zwei Achsen erforderlich ist. Es zeigte sich dabei, dass die Doppelachse C des Fahrzeugtyps T3 und T5 (Sattelschlepper bzw. LKW mit Anhänger) maßgebend wird gegenüber Doppelachse B für Fahrzeugtyp T4, obwohl letzterer schwerer ist (140 [kN] statt 120 [kN] Achslast).

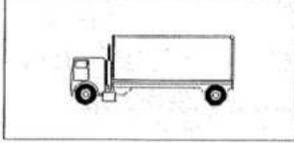
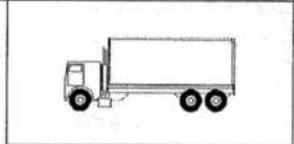
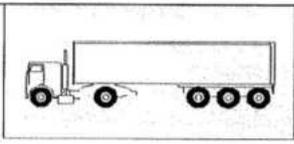
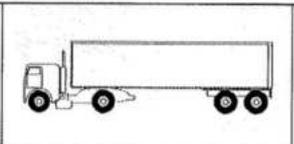
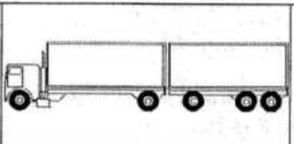
1		2	3	4
Typ	Ansicht der Lastkraftwagen	Achs- abstand (m)	Häufige Achslast (kN)	Reifenart (siehe Tabelle 4.8)
T1		4,5	90 190	A B
T2		4,20 1,30	80 140 140	A B B
T3		3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
T4		3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
T5		4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Abbildung B. 1: Vorausgesetzte Schwerverkehrsbelastung zur Ermittlung der Beanspruchungen in der Betonplatte

B.2.1.2 Zwängungsbeanspruchung infolge Temperatur

Temperaturunterschiede zwischen Betonplatte und stählernem Fahrbahndeck führen zu zusätzlichen Zwängungsbeanspruchungen in der Betonplatte und Verbundfuge.

Nachfolgend sind die Ergebnisse für die zwei Basislastfälle infolge Temperatur ausgewiesen:

- **LF 5:** Gleichmäßige Abkühlung der Betonplatte gegenüber dem Stahldeck mit $\Delta T_N = -10 [^{\circ}C]$
- **LF 6:** Linearer Temperaturgradient in der Betonplatte, wobei in Plattenmitte idente Temperatur wie im Stahldeck vorliegt mit $\Delta T_M = -10 [^{\circ}C]$
Anm.: dies bedeutet, dass gegenüber dem Stahldeck, an der Oberseite der Betonplatte $\Delta T_{OK} = +5 [^{\circ}C]$ gilt

B.2.2 Wesentliche Annahmen in Kurzform

B.2.2.1 Systemdaten

- Deckblechdicke $t_{DB} = 10 [mm]$
- Betonplattendicke $t_c = 80 [mm]$
- Effektiver E- Modul Beton $E_{c,eff} = 48.000 [N/mm^2]$; $\nu = 0,2$
- Annahmen zum nachgiebigen Verbund: Epoxidharz mit $G_{Epoxy} = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} = \frac{3200}{2 \cdot (1+0,2)} = 1200 [N/mm^2]$; Schichtdicke $t_{Epoxy,eff} = 3 [mm]$

B.2.2.2 Belastung

B.2.2.2.1 LKW Lastmodell („häufige“ Fahrzeuge) nach EN 1991-2, Tabelle 4.6

Berechnung mit charakteristischen Werten; ungünstigste Lastaufstellung, sodass maximale Betonzugspannung in Längs- und Querrichtung entstehen;

- LF 1: Achse B – ungünstigst in Brückenquerrichtung;
Zentrisch über Längsrippe; $\max P_{Achse} = 190 [kN]$;
- LF 2: Achse C – ungünstigst in Brückenquerrichtung;
Mittig zwischen HT und LR-1; $\max P_{Achse} = 120 [kN]$;
- LF 3: 2x Achse C – ungünstigst in Brückenlängsrichtung;
Beidseits der mittleren Querrippe, nahe dem Hauptträger; $\max P_{Achse} = 120 [kN]$
- LF 4: 2x Achse C – ungünstigst in Brückenlängsrichtung;
Beidseits der mittleren Querrippe, mittig zwischen den Hauptträgern;
 $\max P_{Achse} = 120 [kN]$

Anm.: LF 3 und 4 sind ungünstiger als die Wirkung zweier Achsen B, mit $P_{Achse} = 140 [kN]$; des Typs T4;

B.2.2.2.2 Temperatur – Zwängungsbeanspruchung zw. Betonplatte und Stahldeckblech

- LF 5: $\Delta T_N = -10 [^{\circ}C]$ – konstante Temperaturänderung der Betonplatte gegenüber dem Stahldeckblech; $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$;
- LF 6: $\Delta T_M = -10 [^{\circ}C]$ – lineare Temperaturänderung über die Dicke des Betonbelages; $T_{OK,Beton} = -5 [^{\circ}C]$; $T_{UK,Beton} = +5 [^{\circ}C]$ gegenüber Stahldeck; $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$;

B.2.2.2.3 Achsbezeichnung im FEM – Modell

- x – Achse in Brückenquerrichtung
- y – Achse in Brückenlängsrichtung

B.2.3 Ergebnisse für die einzelnen Lastfälle

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisverläufe für alle 6 Lastfälle weisen immer dieselben grundsätzlichen Darstellungen auf:

- Normalspannungsverlauf in der Betonplatte (an Ober- und Unterkante) in Brückenquerrichtung (Koordinate x) – z.B.: Abbildung B. 3
- Normalspannungsverlauf im Deckblech (an Ober- und Unterkante) in Brückenquerrichtung (Koordinate x) – z.B.: Abbildung B. 4
- Schubspannungen in der Verbundfuge in Brückenquerrichtung – z.B.: Abbildung B. 5
- Normalspannungsverlauf in der Betonplatte (an Ober- und Unterkante) in Brückenlängsrichtung (Koordinate y) – z.B.: Abbildung B. 6
- Normalspannungsverlauf im Deckblech (an Ober- und Unterkante) in Brückenlängsrichtung (Koordinate y) – z.B.: Abbildung B. 7
- Schubspannungen in d. Verbundfuge in Brückenlängsrichtung – z.B.: Abbildung B. 8

B.2.3.1 LF 1 – Achse B zentrisch über LR-1

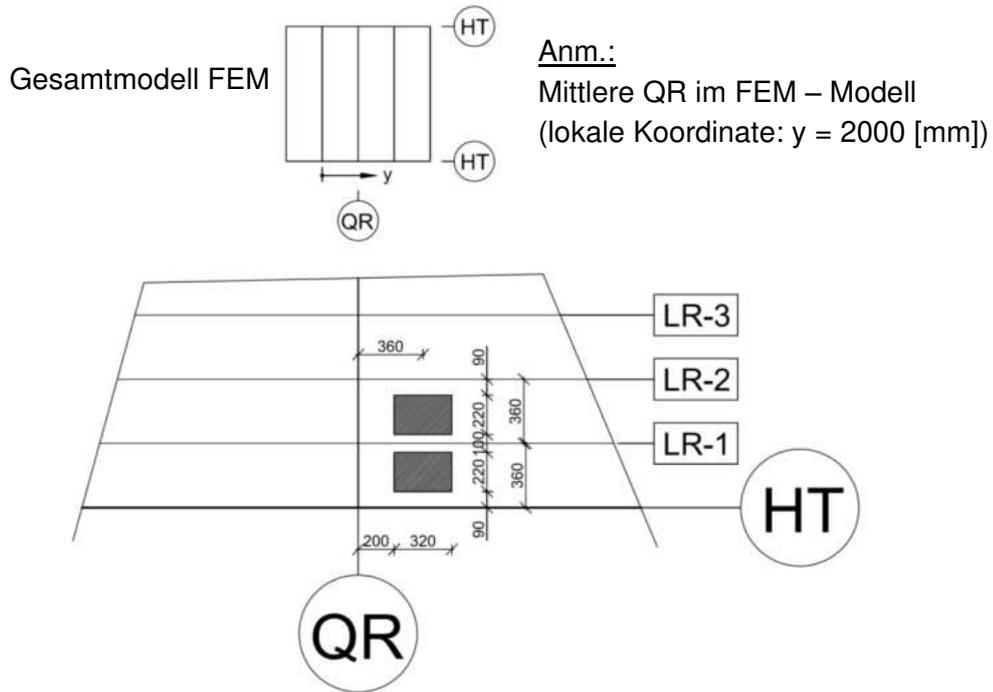


Abbildung B. 2: Definition für LF 1

B.2.3.1.1 Ergebnisse bei starrem Verbund – Modell M2

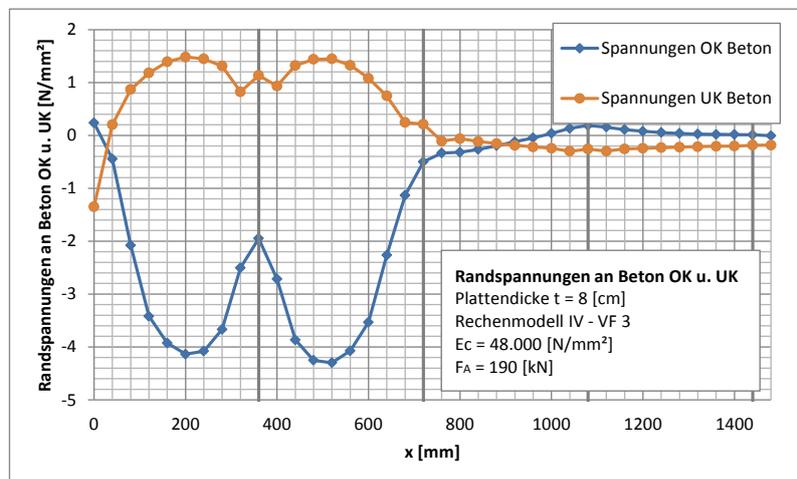


Abbildung B. 3: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 1/starr

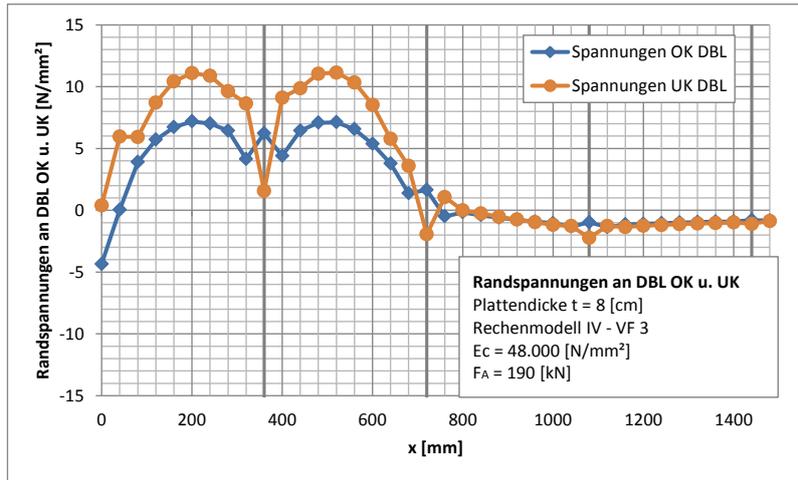


Abbildung B. 4: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 1/starr

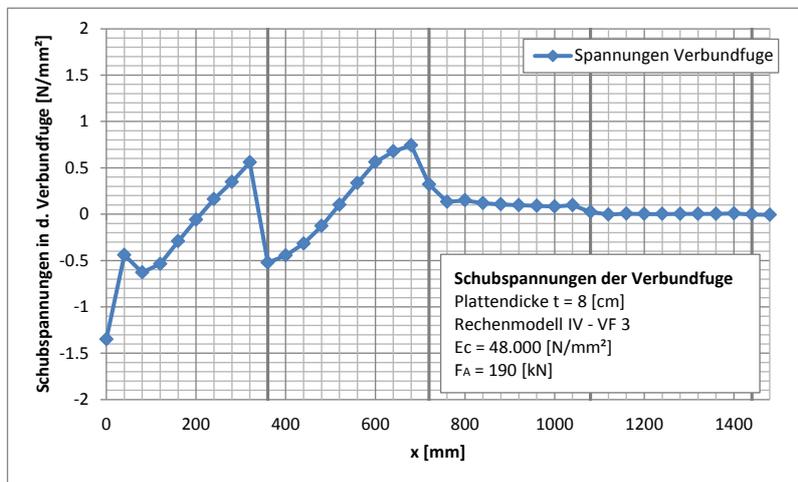


Abbildung B. 5: Schubspannungen in der Verbundfuge in Brückenquerrichtung – LF 1/starr

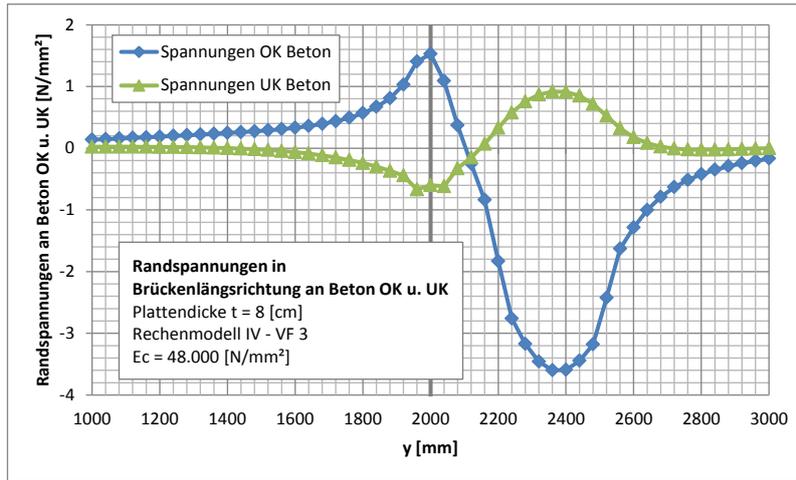


Abbildung B. 6: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 1/starr

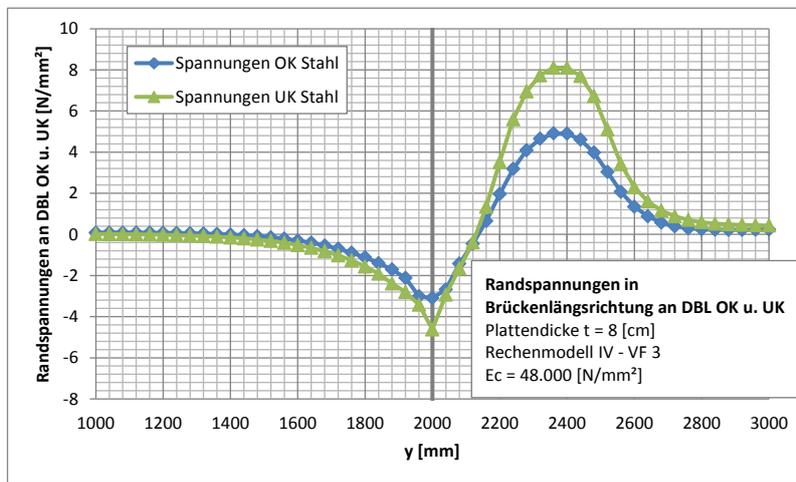


Abbildung B. 7: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 1/starr

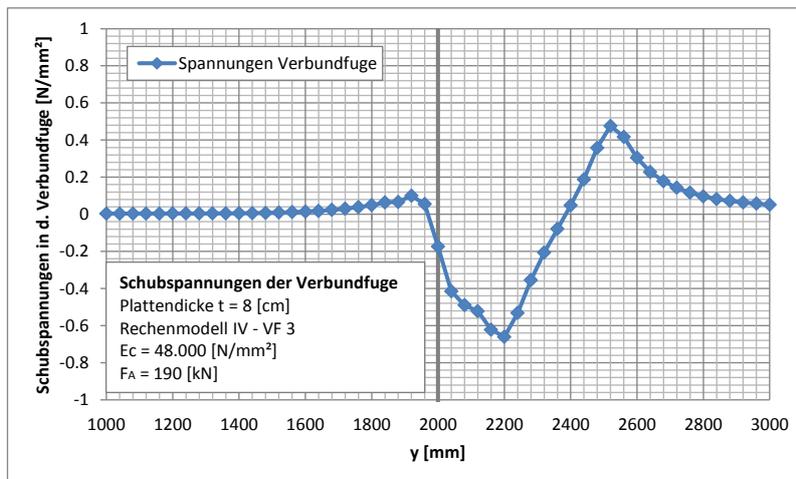


Abbildung B. 8: Schubspannungen in der Verbundfuge in Brückenlängsrichtung – LF 1/starr

B.2.3.1.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 \text{ mm}$) – Modell M2

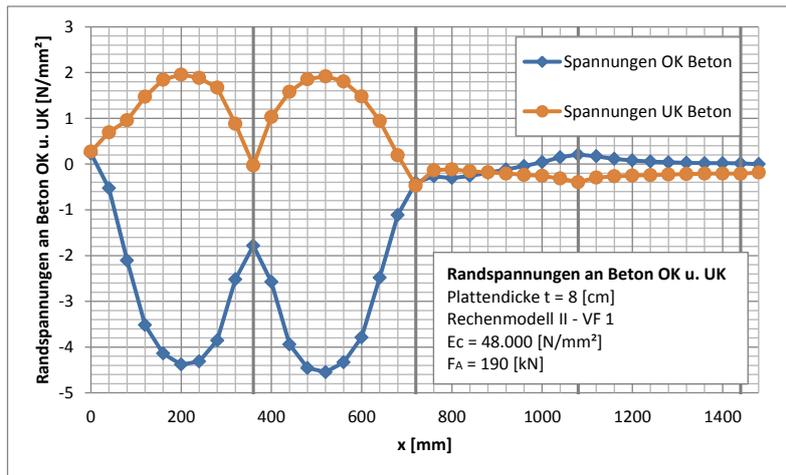


Abbildung B. 9: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 1/nachgiebig

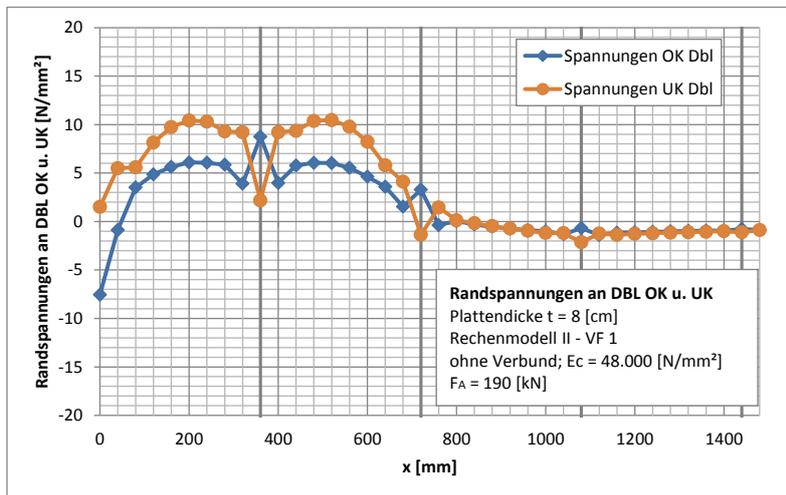


Abbildung B. 10: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 1/nachgiebig

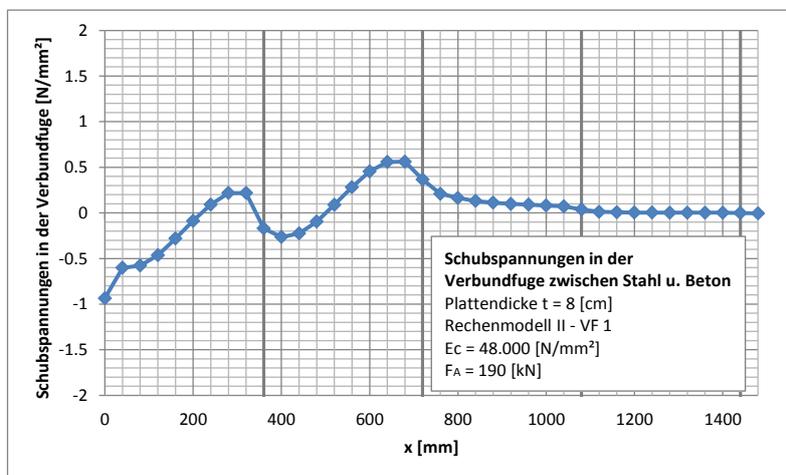


Abbildung B. 11: Schubspannungen in der Verbundfuge – LF 1/nachgiebig

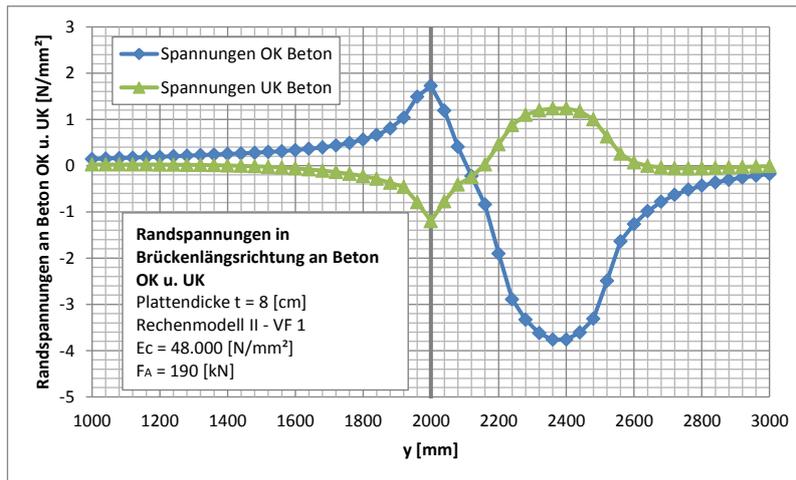


Abbildung B. 12: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 1/nachgiebig

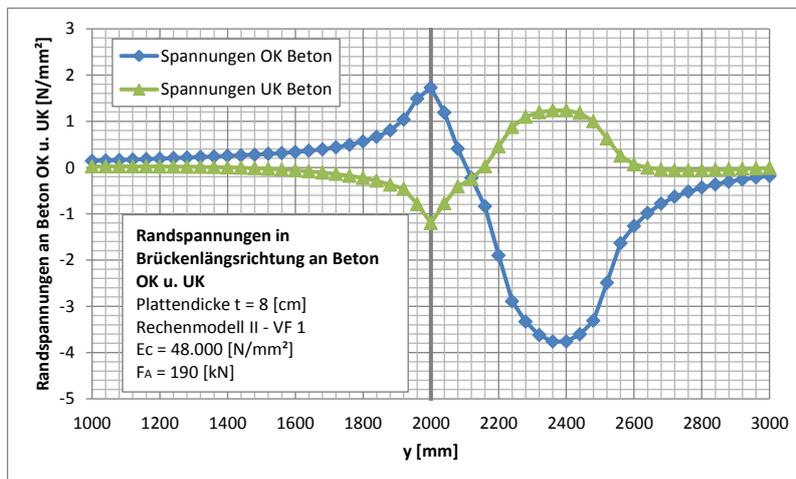


Abbildung B. 13: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 1/nachgiebig

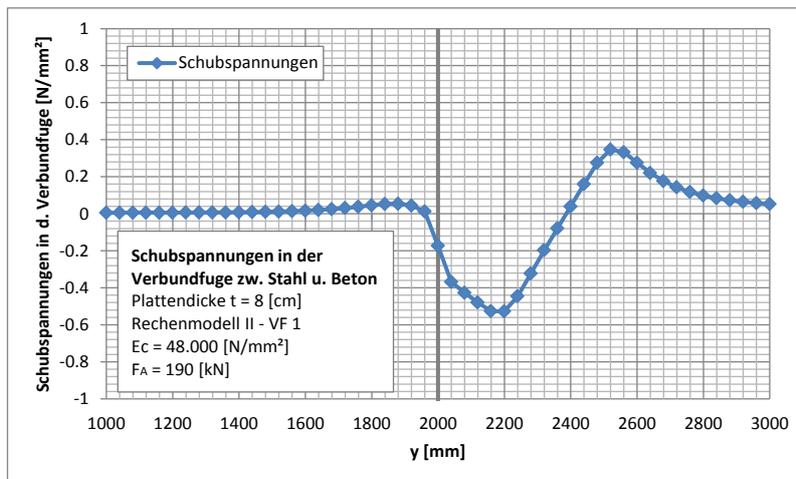


Abbildung B. 14: Schubspannungen in der Verbundfuge – LF 1/nachgiebig

B.2.3.2 LF 2: Achse C mittig zwischen HT und LR-1

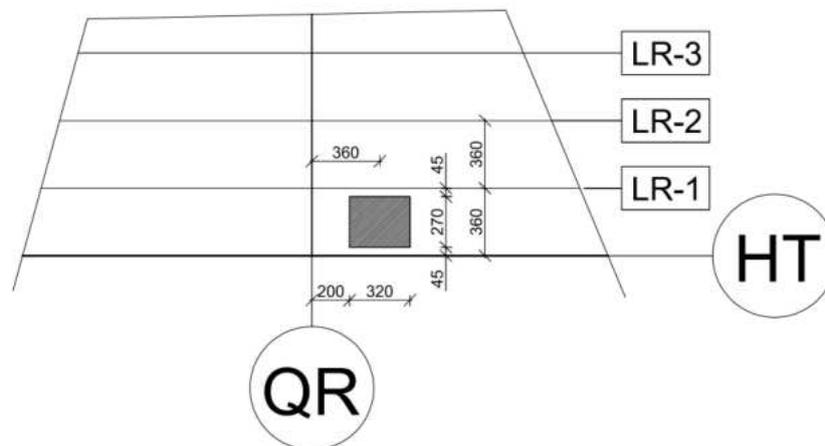


Abbildung B. 15: Definition für LF 2

B.2.3.2.1 Ergebnisse bei starrem Verbund – Modell M2

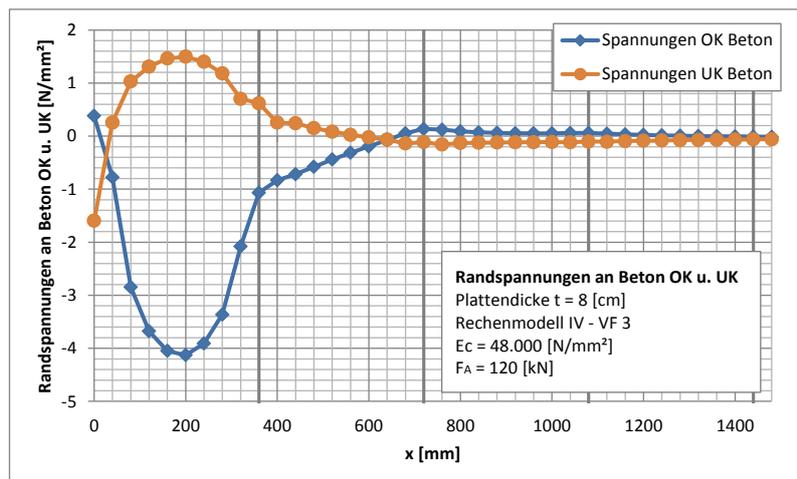


Abbildung B. 16: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 2/starr

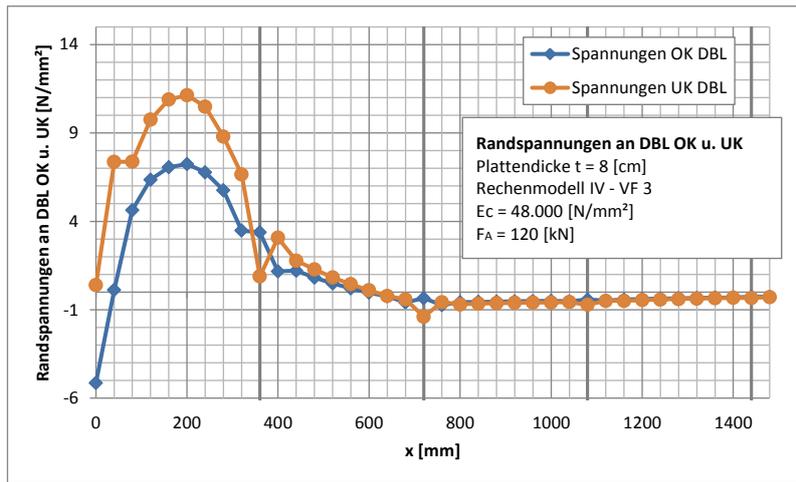


Abbildung B. 17: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 2/starr

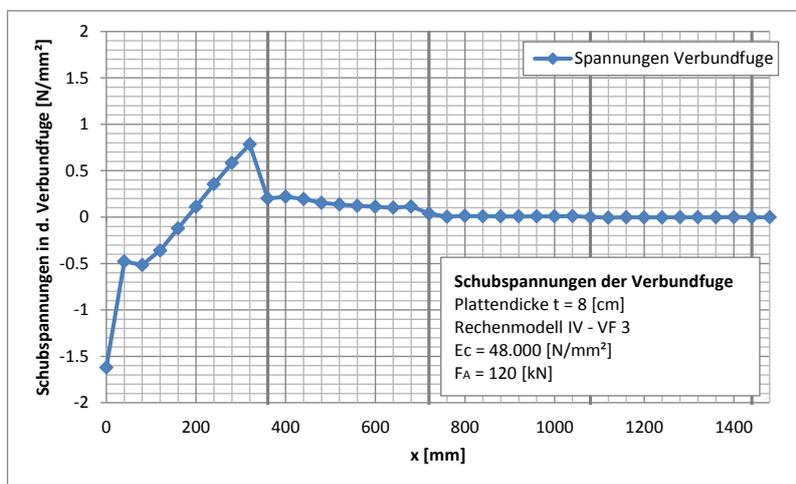


Abbildung B. 18: Schubspannungen in der Verbundfuge – LF 2/starr

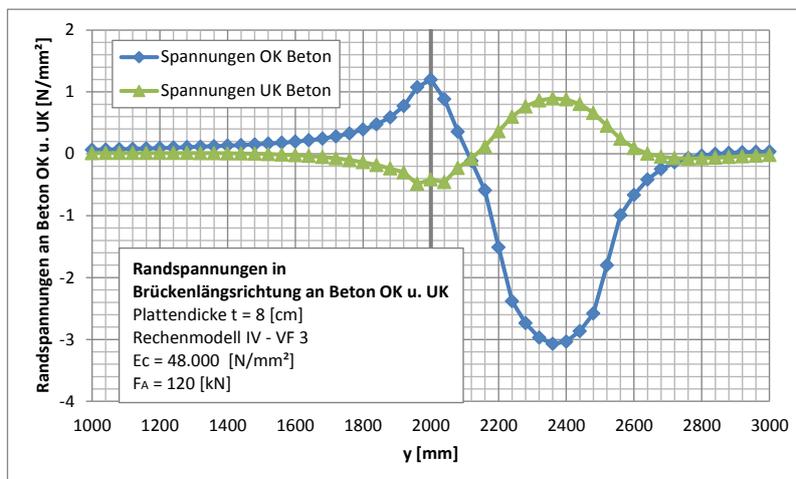


Abbildung B. 19: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 2/starr

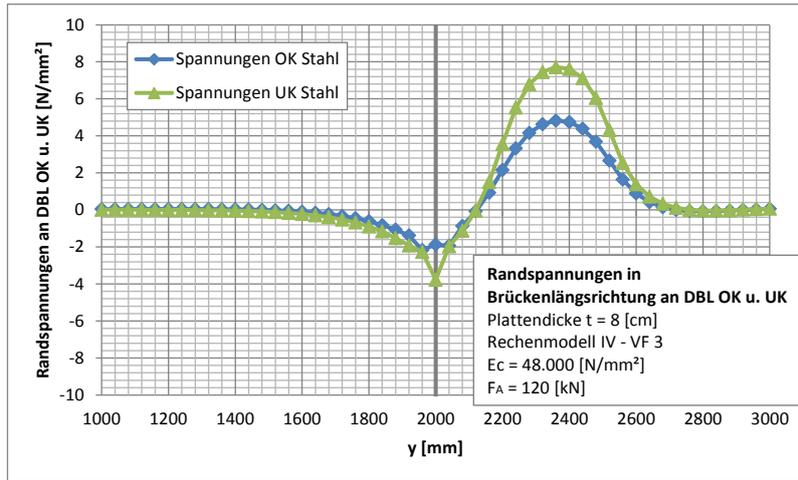


Abbildung B. 20: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 2/starr

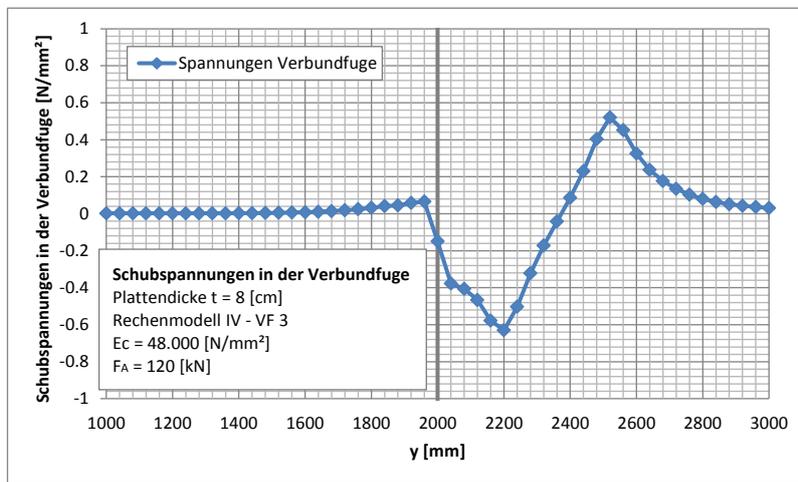


Abbildung B. 21: Schubspannungen in der Verbundfuge –LF 2/starr

B.2.3.2.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 \text{ mm}$) – Modell M2

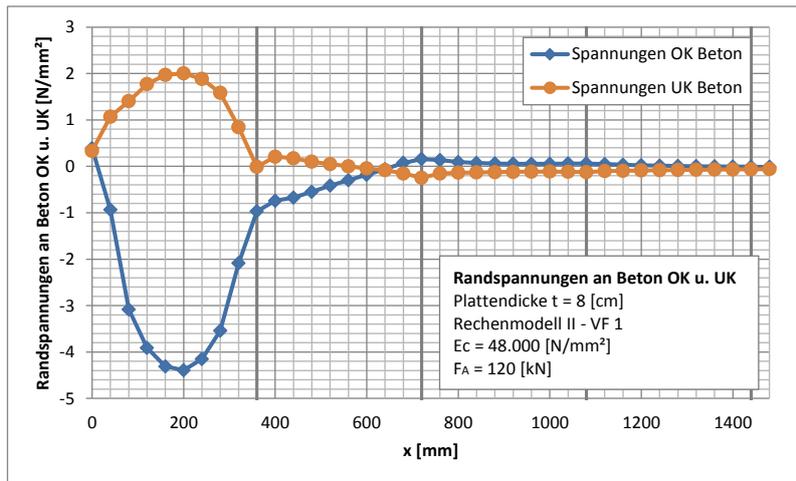


Abbildung B. 22: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 2/nachgiebig

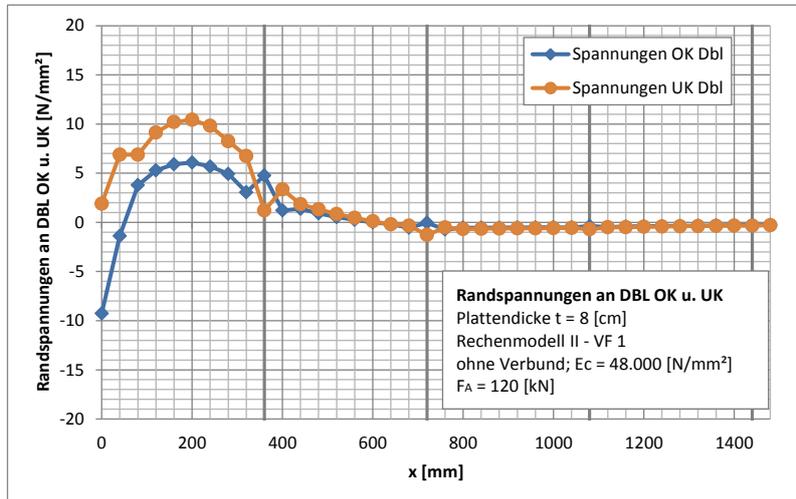


Abbildung B. 23: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 2/nachgiebig

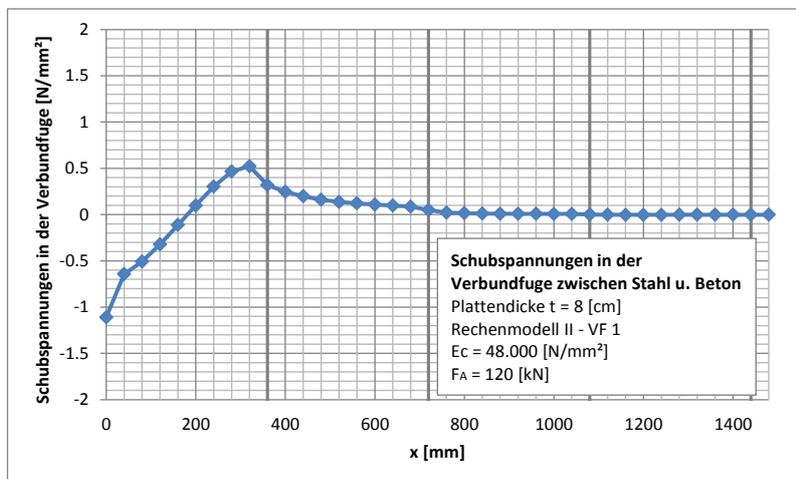


Abbildung B. 24: Schubspannungen in der Verbundfuge – LF 2/nachgiebig

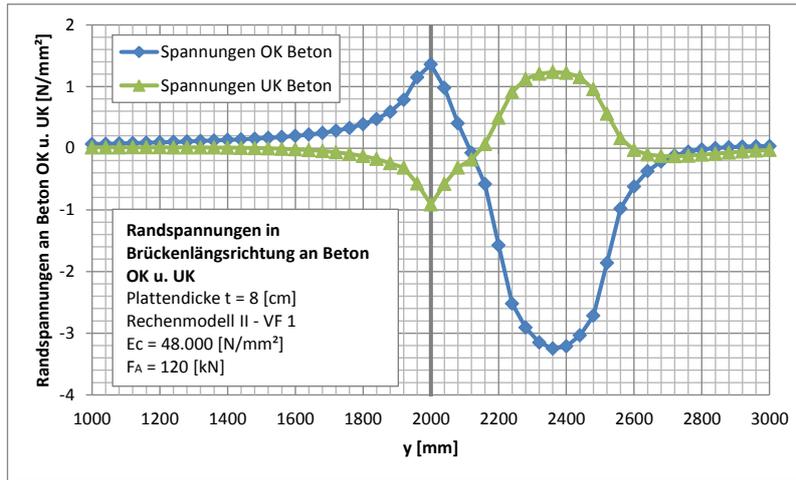


Abbildung B. 25: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 2/nachgiebig

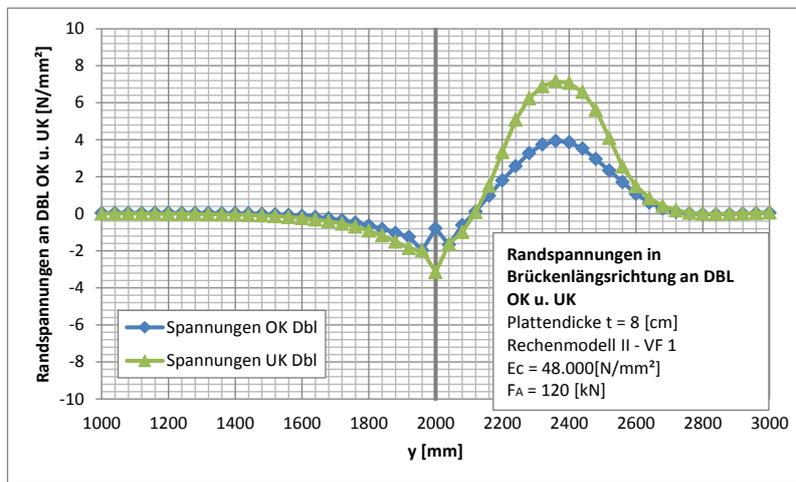


Abbildung B. 26: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 2/nachgiebig

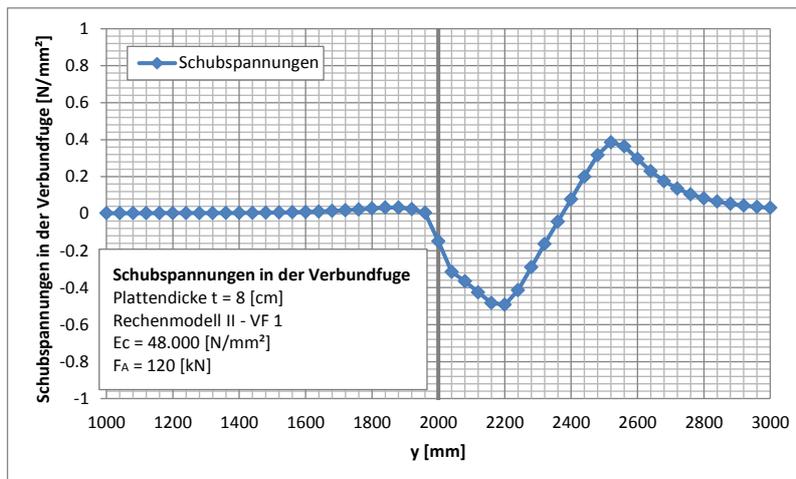


Abbildung B. 27: Schubspannungen in der Verbundfuge – LF 2/nachgiebig

B.2.3.3 LF 3: 2x Achse C beidseits der QR – nahe HT

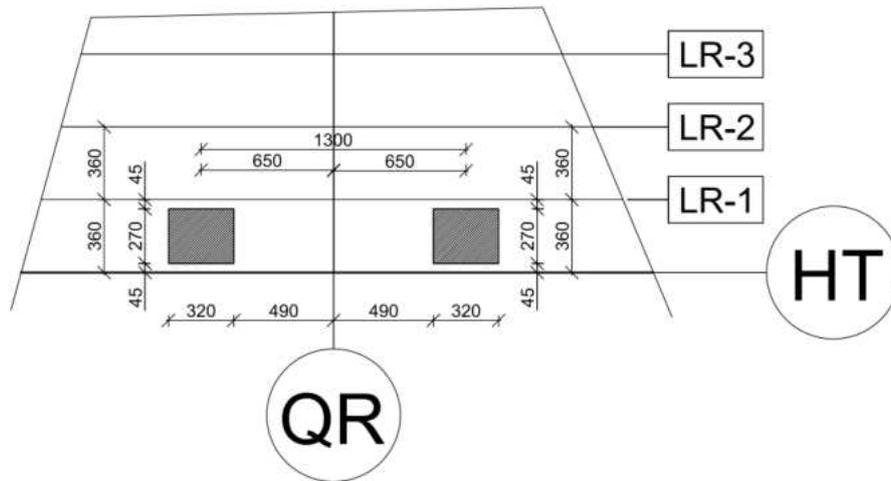


Abbildung B. 28: Definition für LF 3

B.2.3.3.1 Ergebnisse bei starrem Verbund – Modell M2

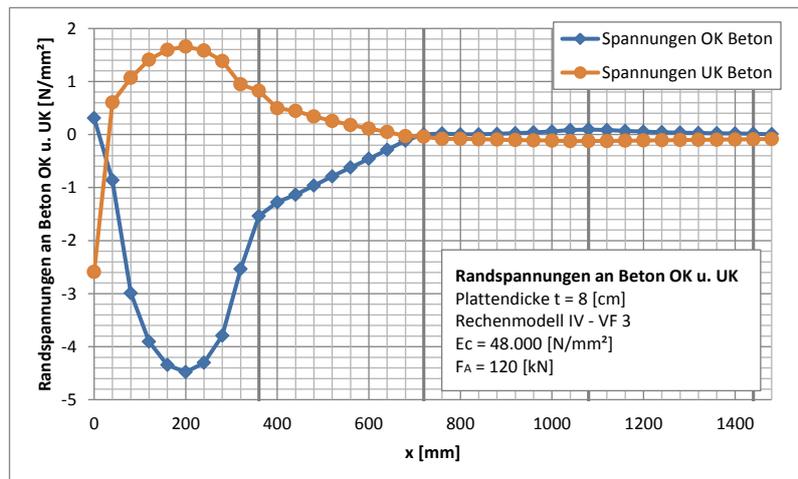


Abbildung B. 29: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 3/starr

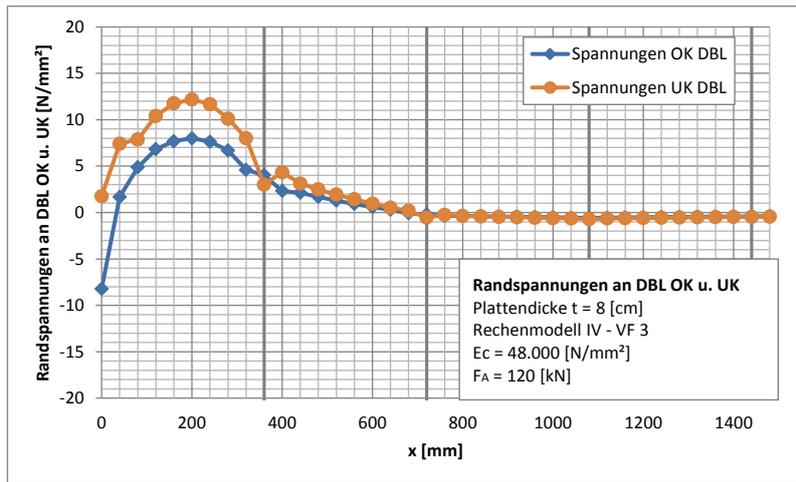


Abbildung B. 30: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 3/starr

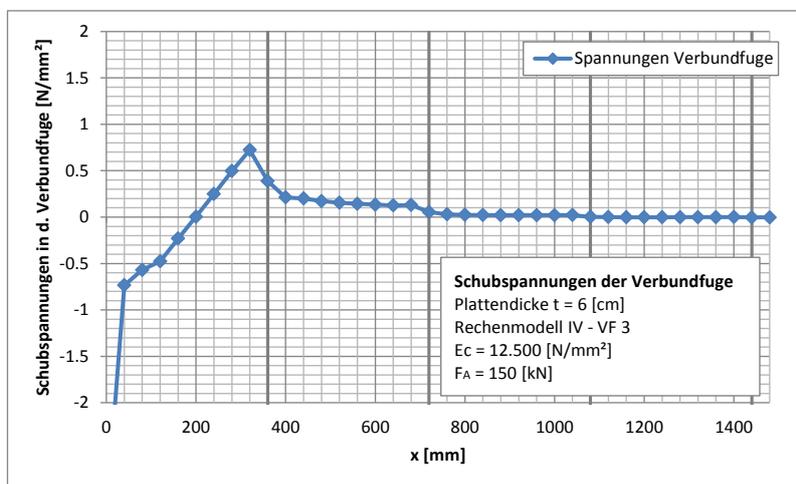


Abbildung B. 31: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 3/starr

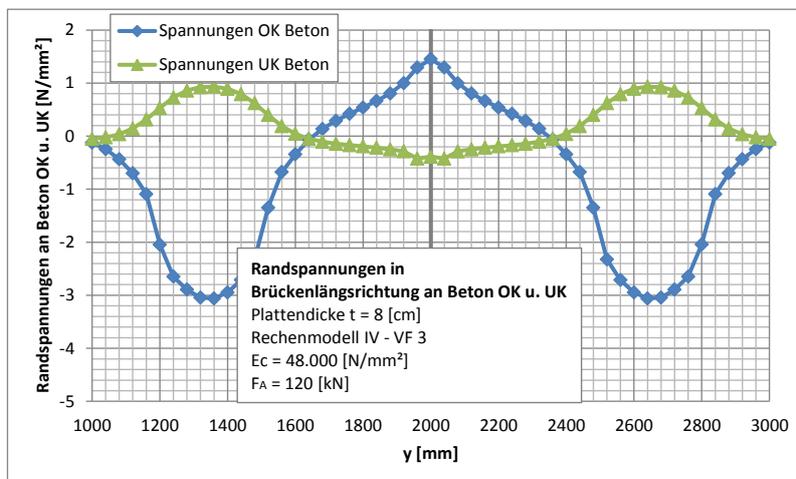


Abbildung B. 32: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 3/starr

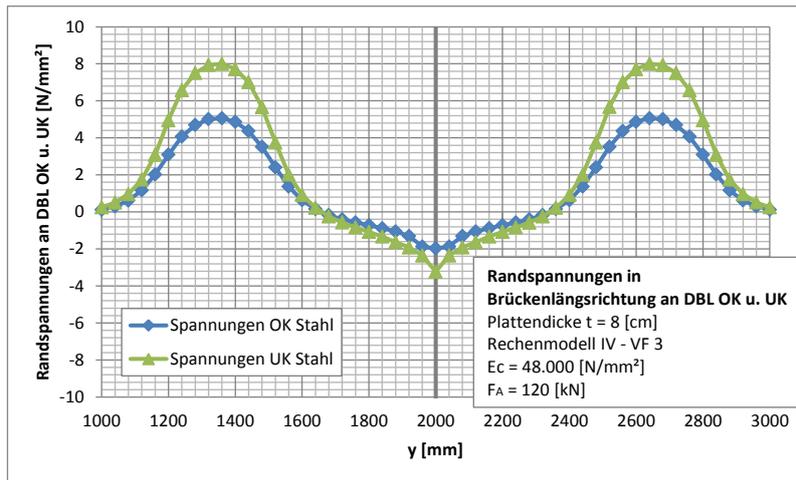


Abbildung B. 33: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 3/starr

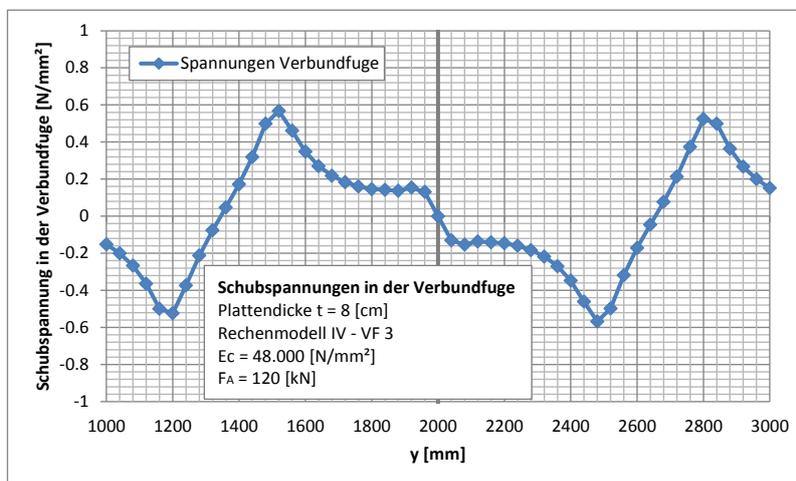


Abbildung B. 34: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 3/starr

B.2.3.3.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 \text{ mm}$) – Modell M2

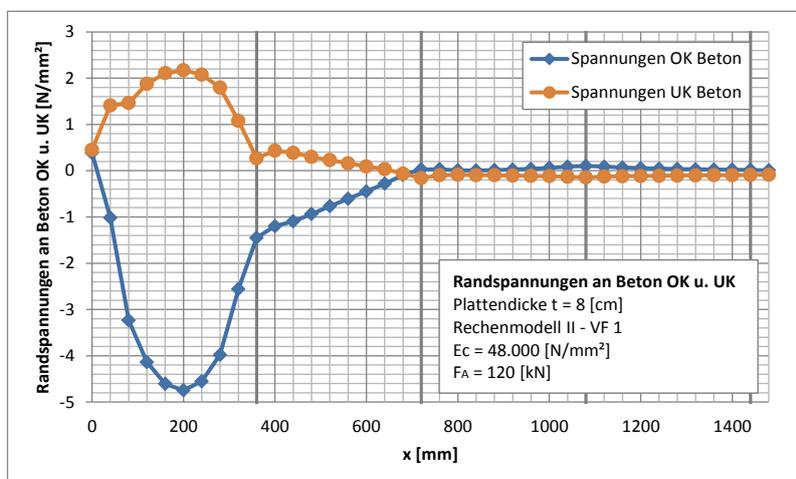


Abbildung B. 35: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 3/nachgiebig

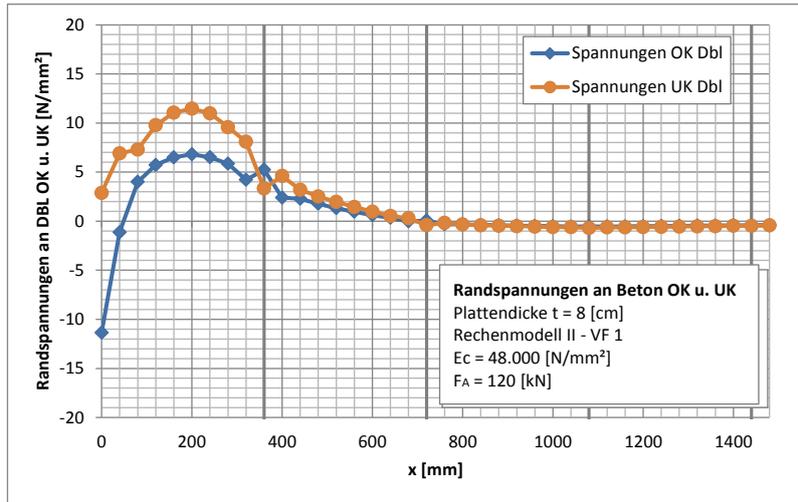


Abbildung B. 36: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 3/nachgiebig

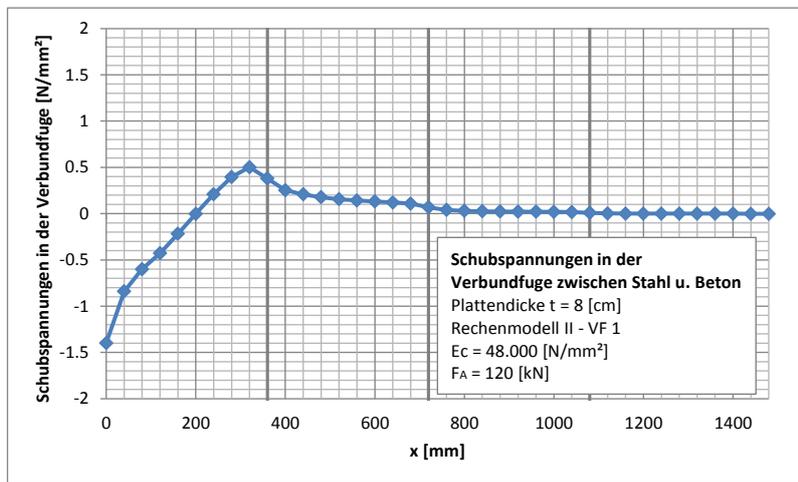


Abbildung B. 37: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 3/nachgiebig

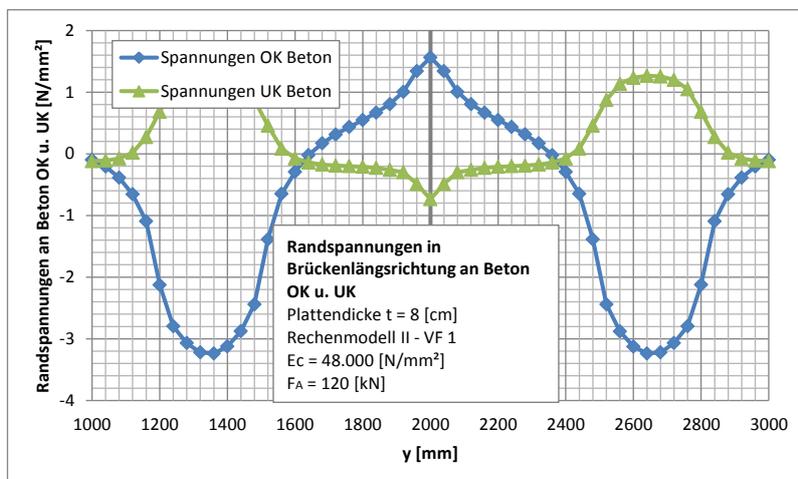


Abbildung B. 38: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 3/nachgiebig

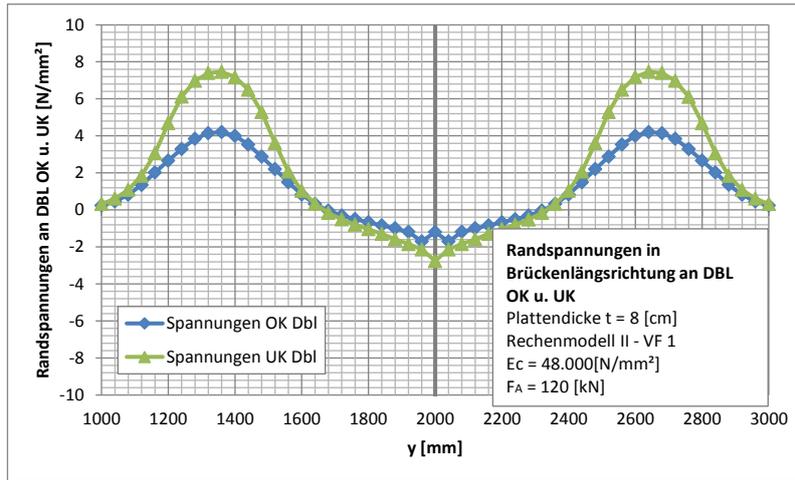


Abbildung B. 39: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 3/nachgiebig

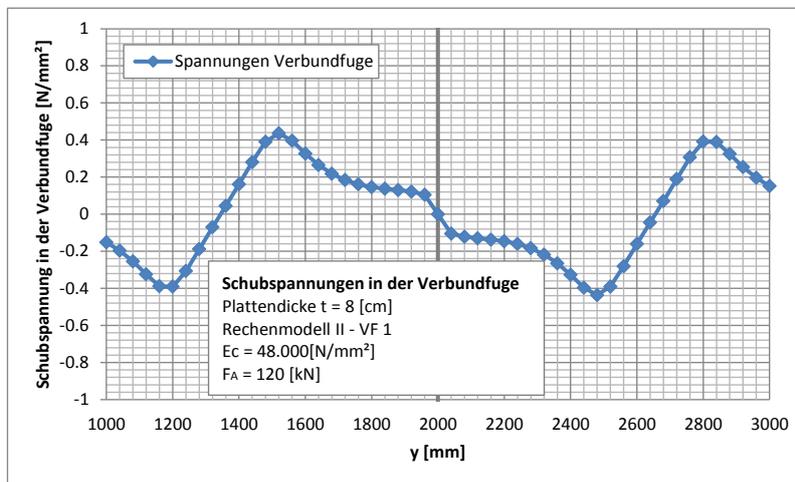


Abbildung B. 40: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 3/nachgiebig

B.2.3.4 LF 4: 2x Achse C beidseits der QR – mittig zwischen HT

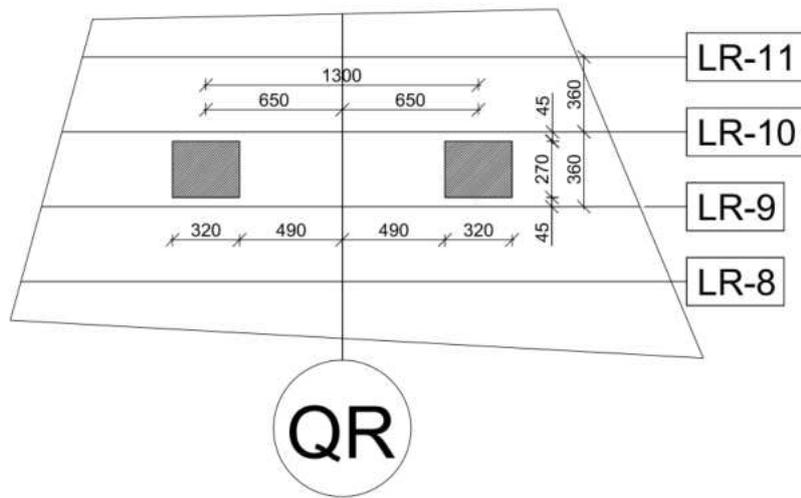


Abbildung B. 41: Definition für LF 4

B.2.3.4.1 Ergebnisse bei starrem Verbund – Modell M2

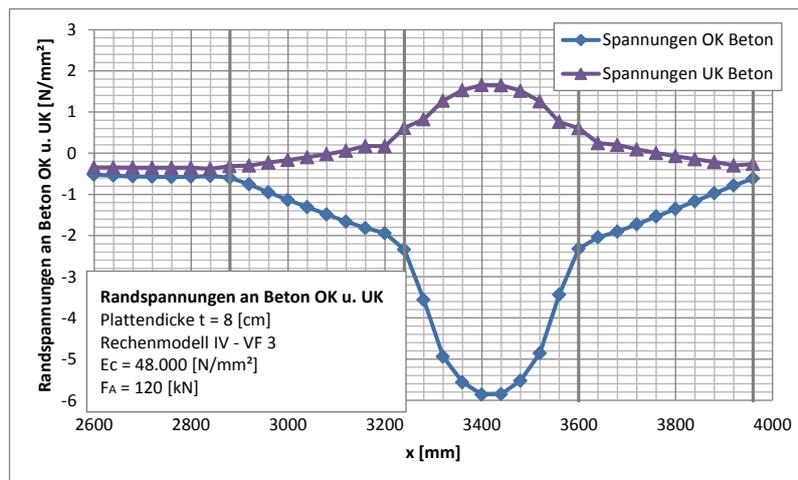


Abbildung B. 42: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 4/starr

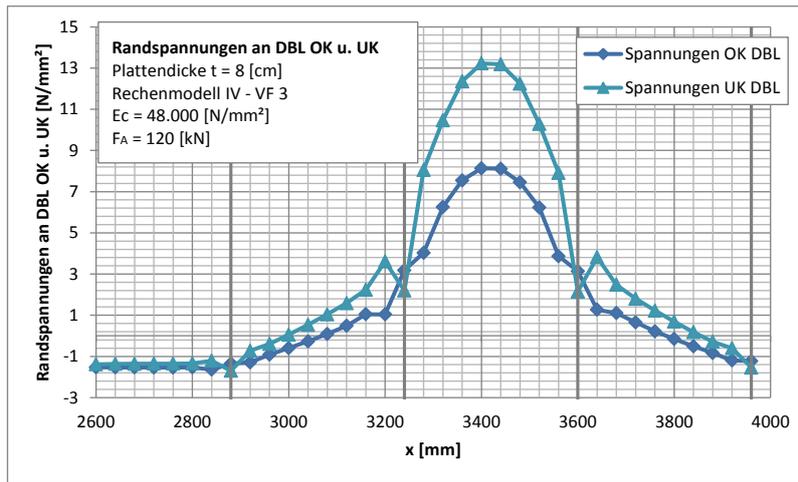


Abbildung B. 43: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 4/starr

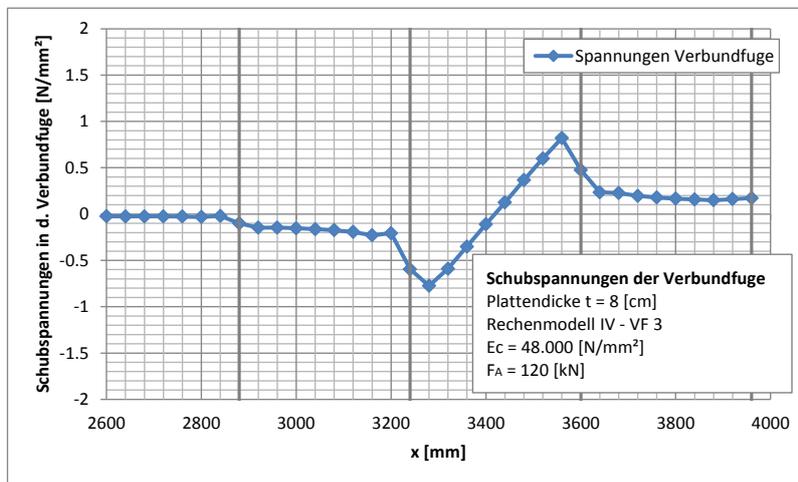


Abbildung B. 44: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 4/starr

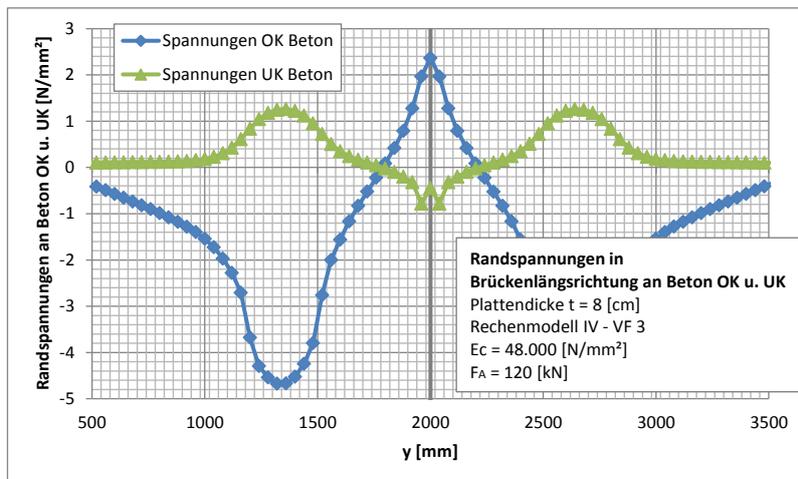


Abbildung B. 45: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 4/starr

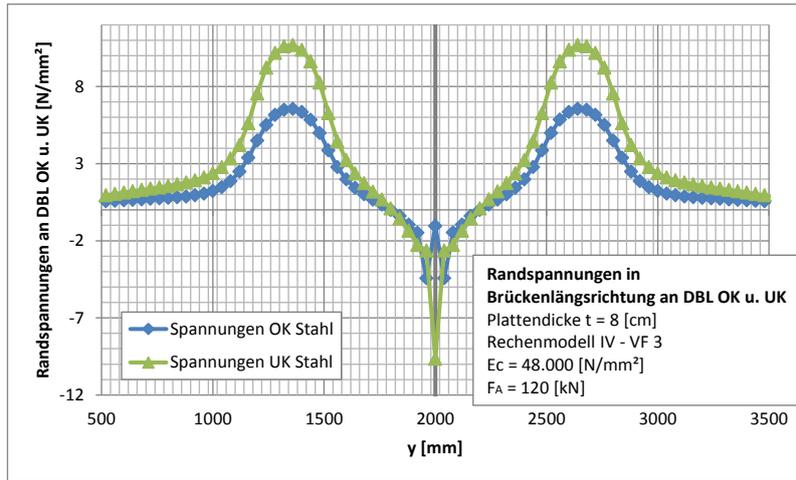


Abbildung B. 46: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 4/starr

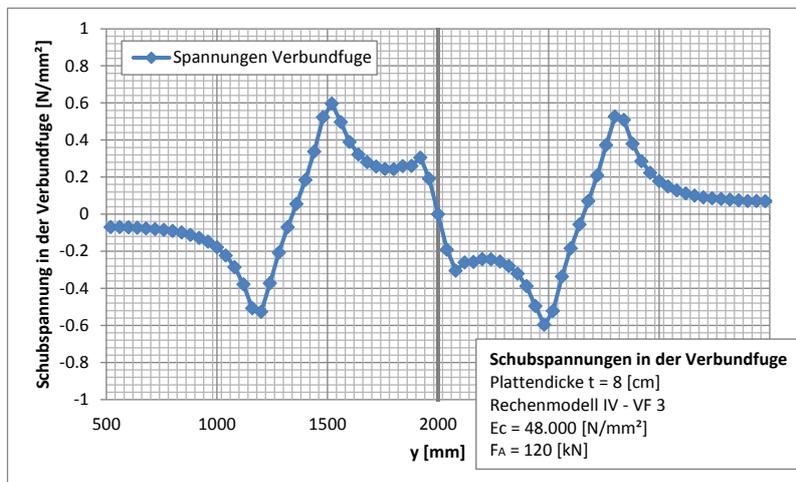


Abbildung B. 47: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 4/starr

B.2.3.4.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 \text{ mm}$) – Modell M2

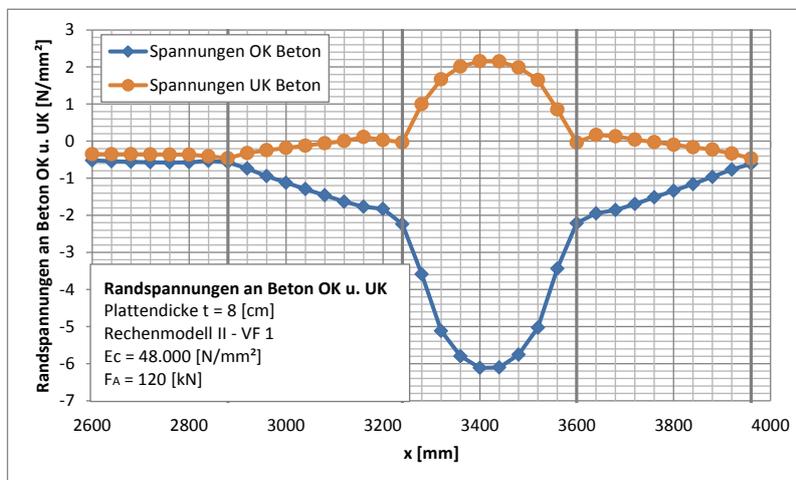


Abbildung B. 48: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 4/nachgiebig

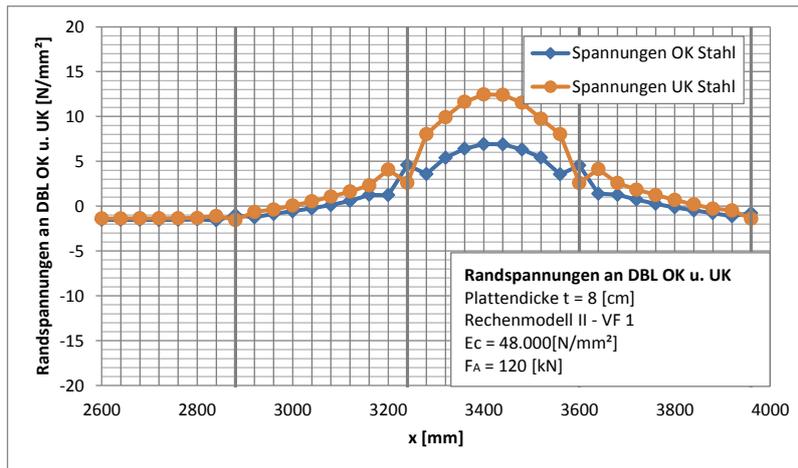


Abbildung B. 49: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 4/nachgiebig

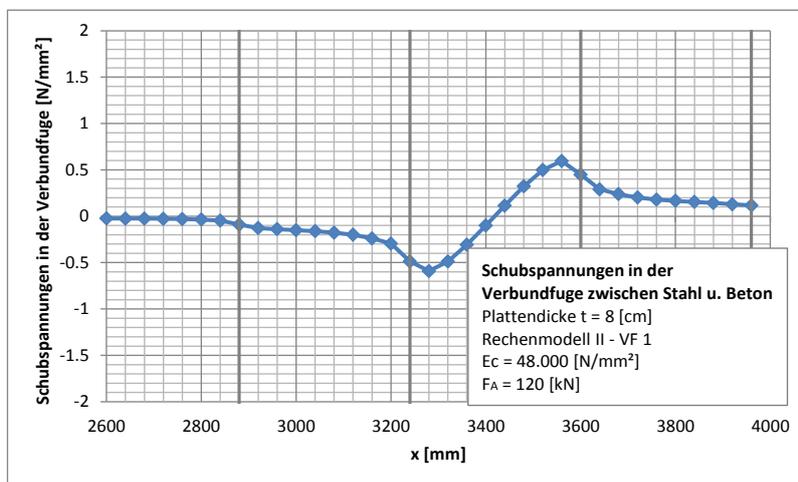


Abbildung B. 50: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 4/nachgiebig

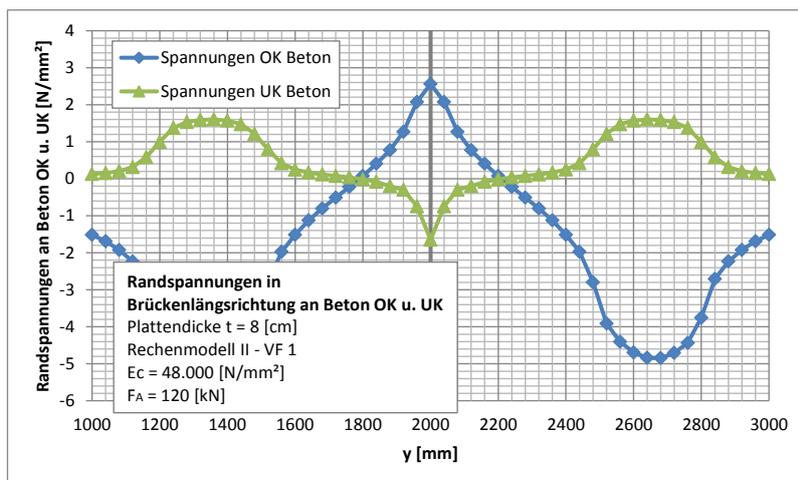


Abbildung B. 51: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 4/nachgiebig

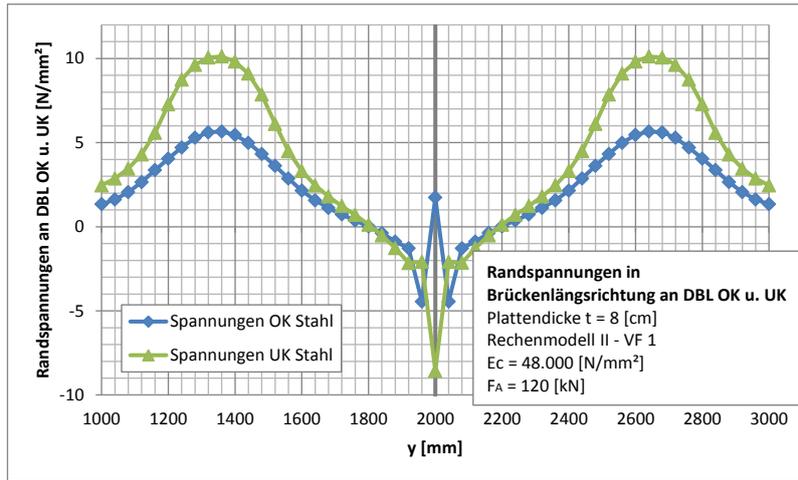


Abbildung B. 52: Normalspannungen im Deckblech – LF 4/nachgiebig

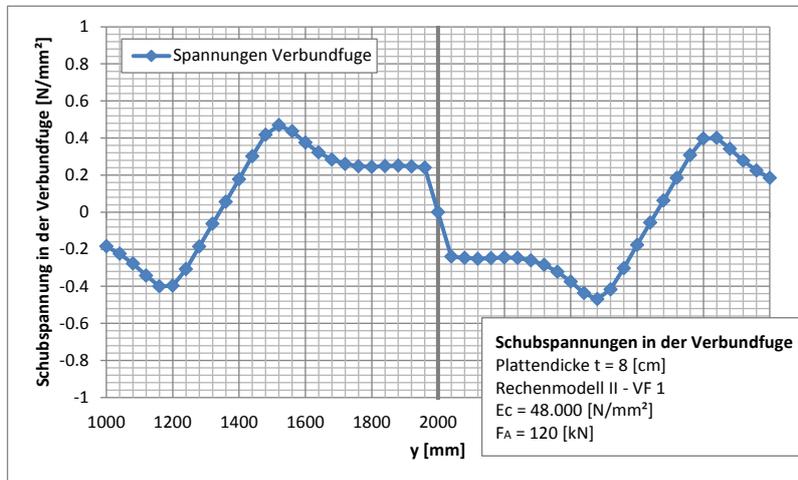


Abbildung B. 53: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 4/nachgiebig

B.2.3.5 LF 5: $\Delta T_N = -10$ [°C] - konstante Temperaturänderung der Betonplatte gegenüber Stahl

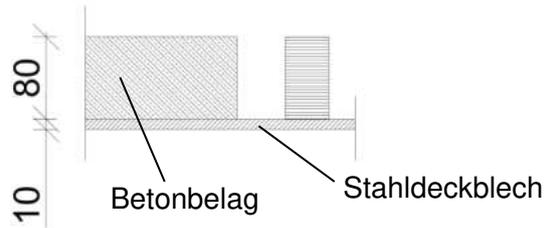


Abbildung B. 54: Definition für LF 5

B.2.3.5.1 Ergebnisse bei starrem Verbund - Modell M2

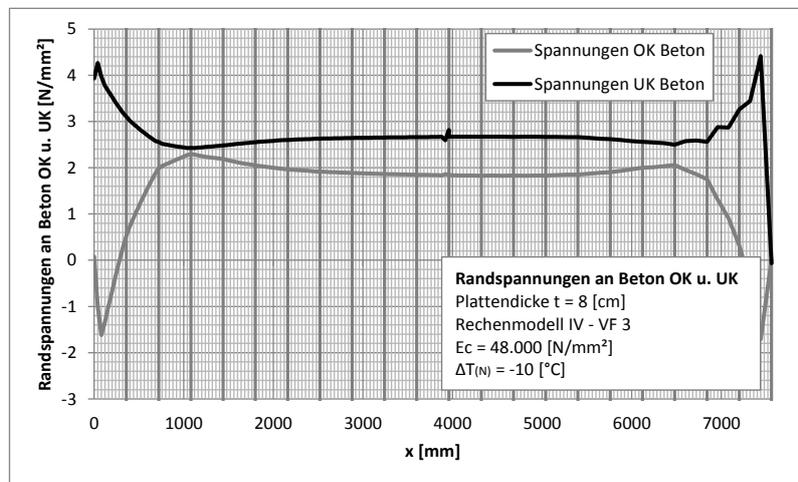


Abbildung B. 55: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 5/starr

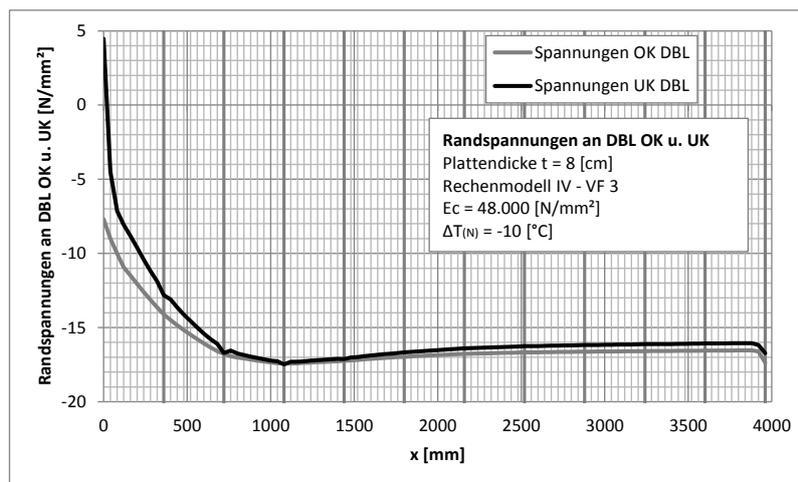


Abbildung B. 56: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 5/starr

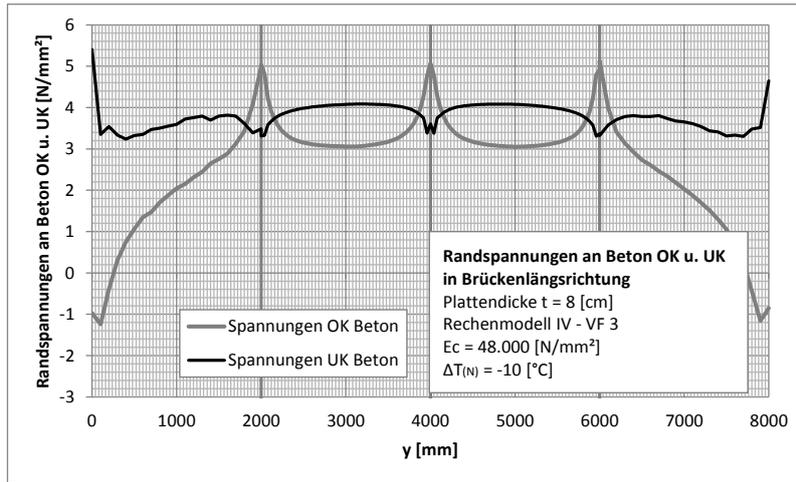


Abbildung B. 57: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 5/starr

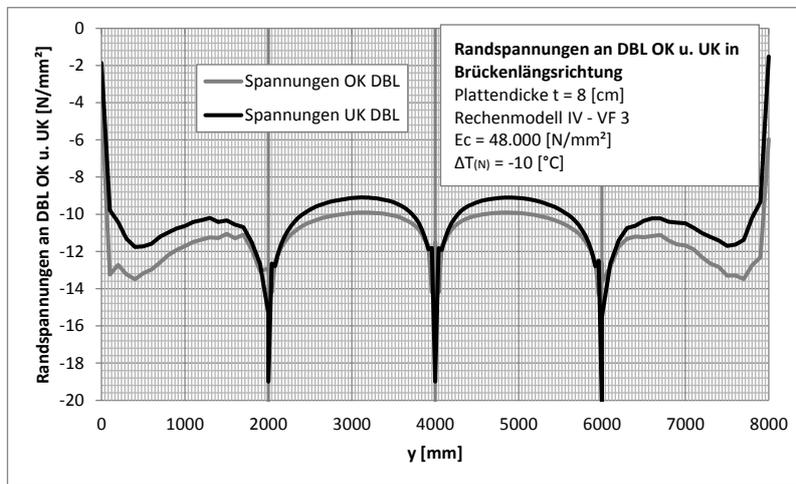


Abbildung B. 58: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 5/starr

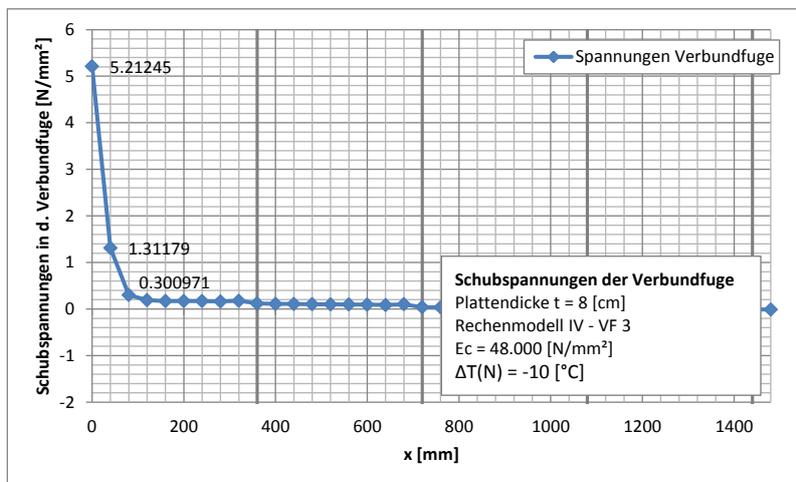


Abbildung B. 59: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 5/starr

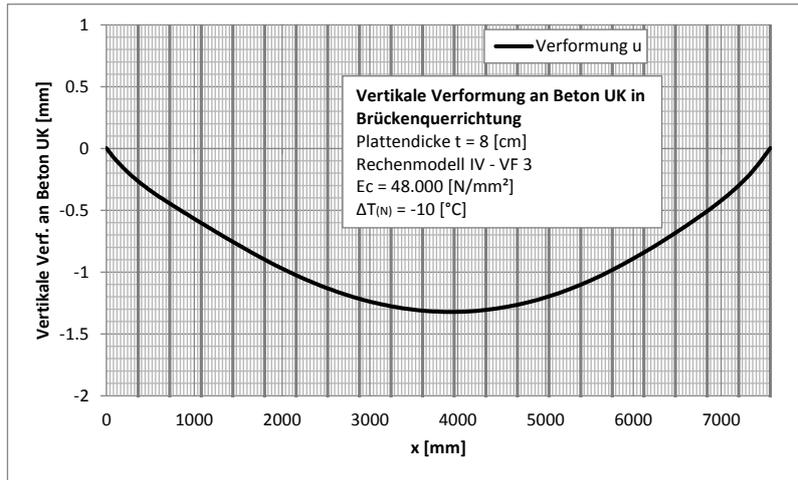


Abbildung B. 60: Vertikale Verformung an Beton UK in Brückenquerrichtung – LF 5/starr

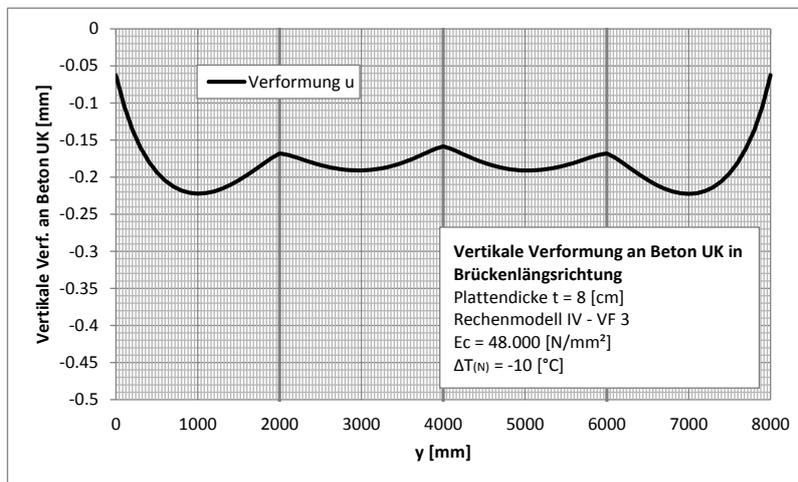


Abbildung B. 61: Vertikale Verformung an Beton UK in Brückenlängsrichtung – LF 5/starr

B.2.3.5.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 \text{ mm}$) – Modell M2

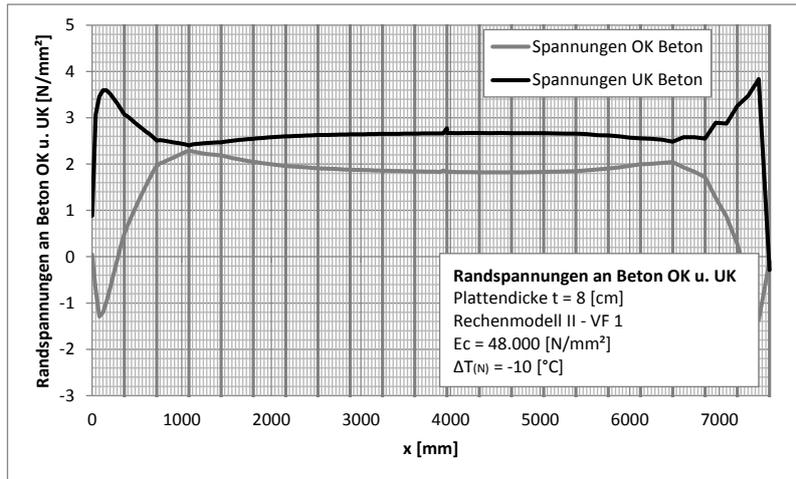


Abbildung B. 62: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 5/nachgiebig

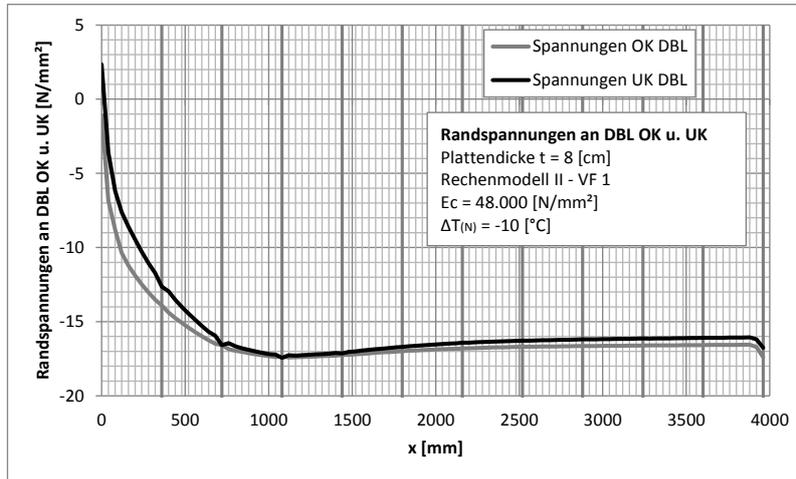


Abbildung B. 63: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 5/nachgiebig

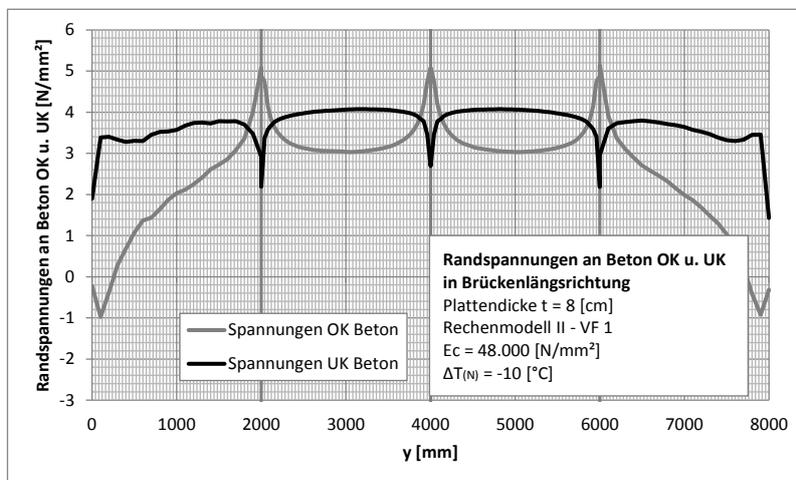


Abbildung B. 64: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 5/nachgiebig

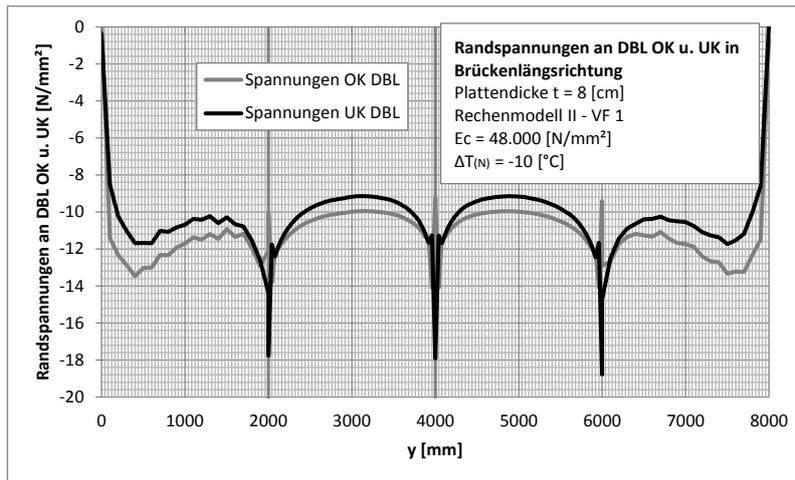


Abbildung B. 65: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 5/nachgiebig

Anm.: Längsnormalspannungsverlauf nahe dem HT (mittig zwischen HT und LR-1)

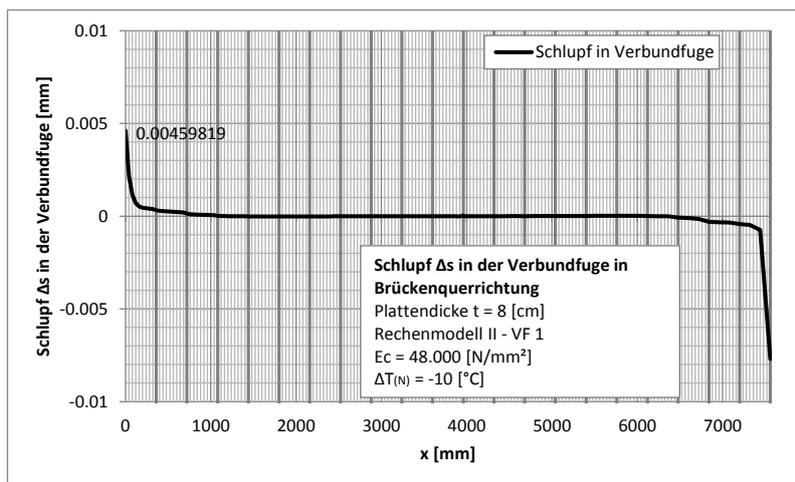


Abbildung B. 66: Schlupf in der Verbundfuge in Brückenquerrichtung – LF 5/nachgiebig

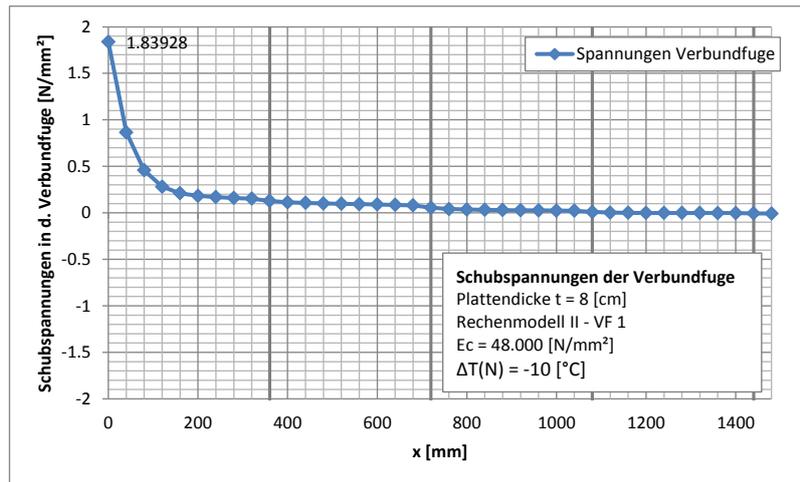


Abbildung B. 67: Schubspannung in der Verbundfuge – LF 5/nachgiebig

Kontrolle des Schlupfes am Betonrand:

$$\Delta s = \frac{d \cdot \tau}{G} = \frac{3 \cdot 1,839}{1200} = 0,004598 \text{ [mm]} \quad (\text{ident zu FEM Lösung})$$

B.2.3.6 LF 6: $\Delta T_M = 10 [^{\circ}C]$ - lineare Temperaturänderung über die Dicke der Betonplatte

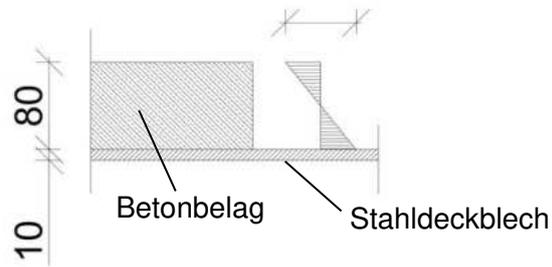


Abbildung B. 68: Definition für LF 6

B.2.3.6.1 Ergebnisse bei starrem Verbund - Modell M2

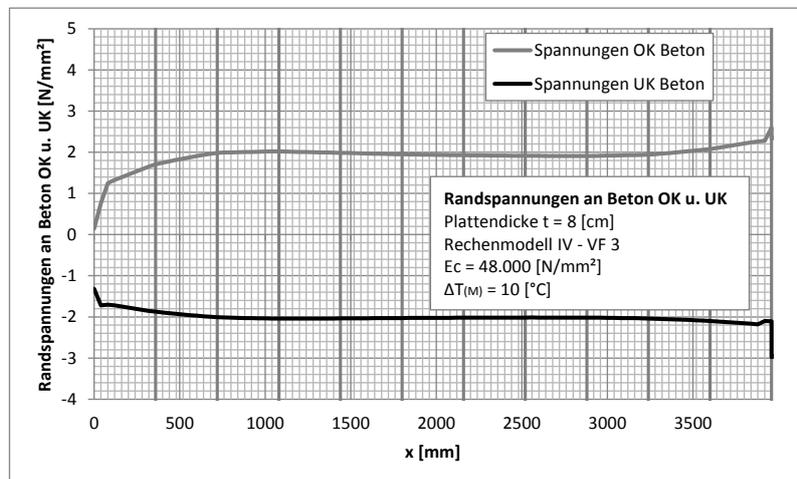


Abbildung B. 69: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 6/starr

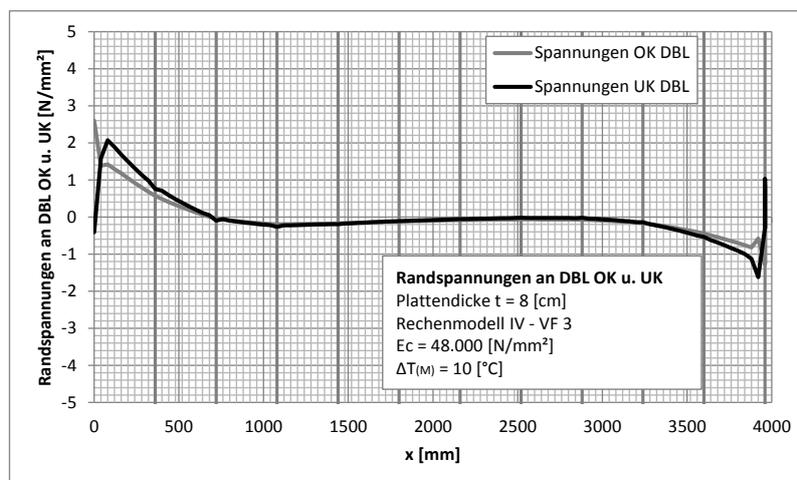


Abbildung B. 70: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 6/starr

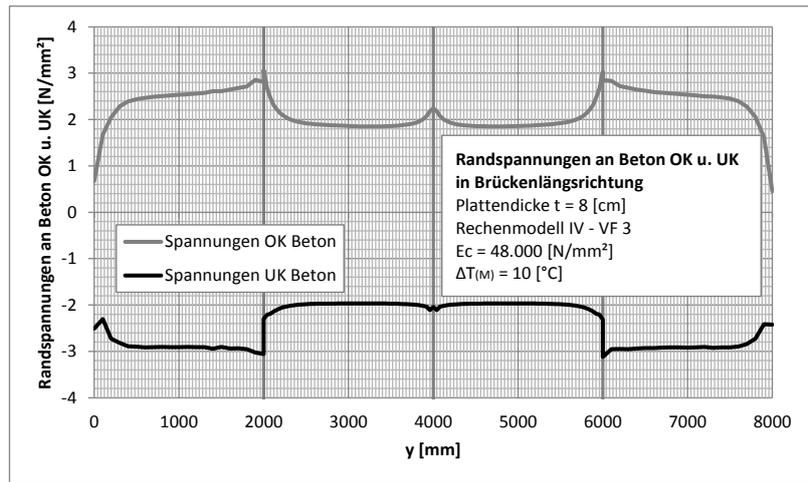


Abbildung B. 71: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 6/starr

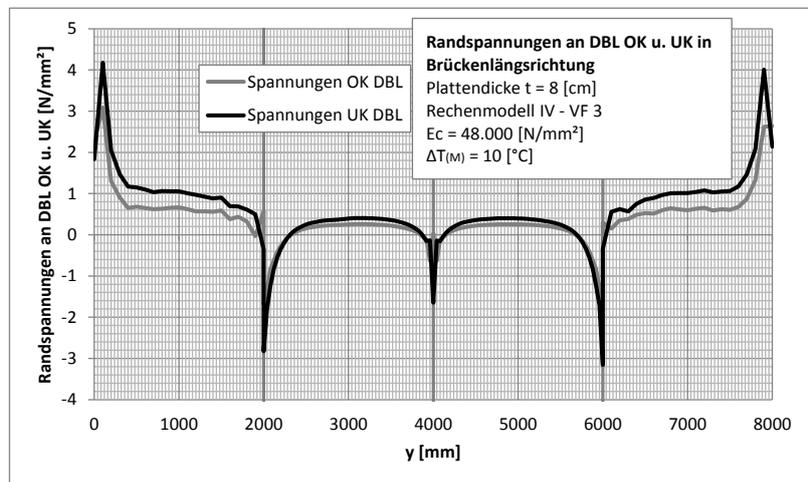


Abbildung B. 72: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 6/starr

Anm.: Signifikante „Sprungstellen“ bei $x = 2000 [mm]$ bzw. $x = 6000 [mm]$ wegen abrupter Änderung der Elementgröße;

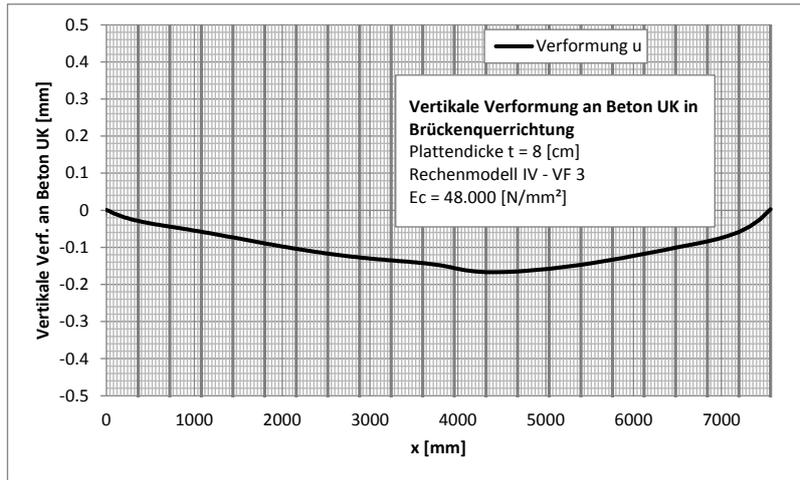


Abbildung B. 73: Vertikale Verformung an Beton UK in Brückenquerrichtung – LF 6/starr

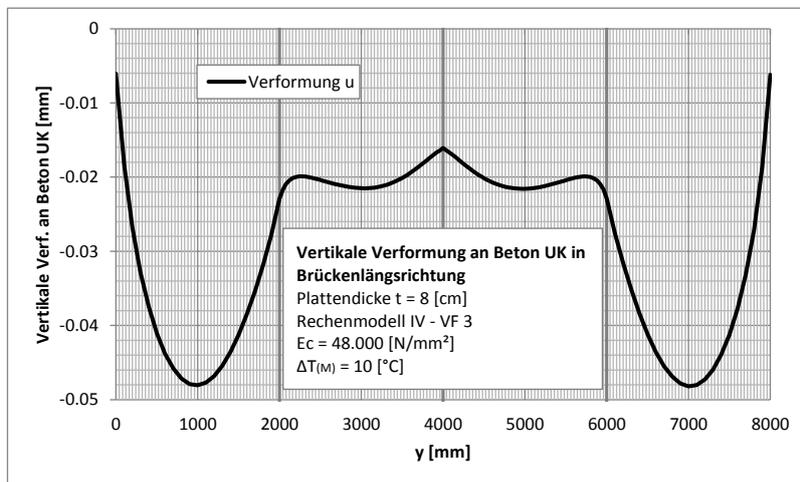


Abbildung B. 74: Vertikale Verformung an Beton UK in Brückenlängsrichtung – LF 6/starr

B.2.3.6.2 Ergebnisse bei nachgiebigem Verbund ($t_{eff} = 3 [mm]$) – Modell M2

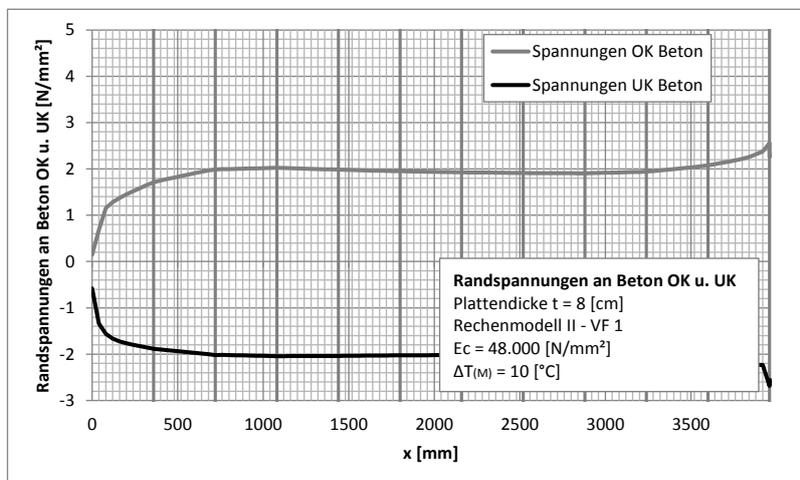


Abbildung B. 75: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenquerrichtung – LF 6/nachgiebig

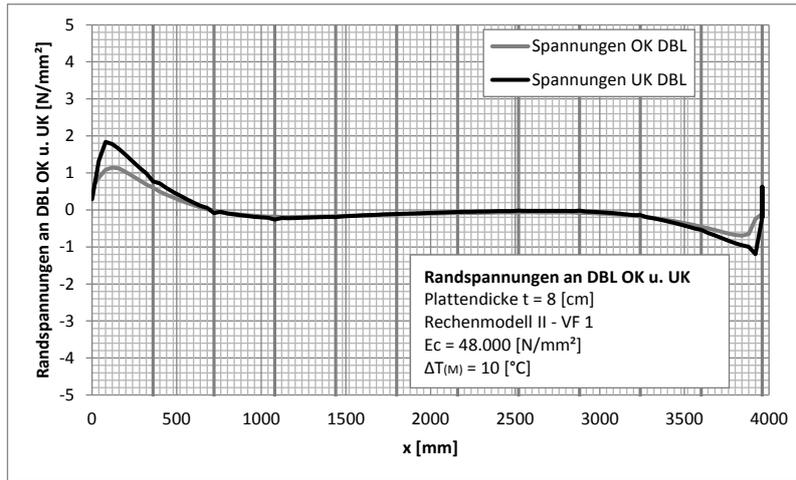


Abbildung B. 76: Normalspannungen im Deckblech in Brückenquerrichtung – LF 6/nachgiebig

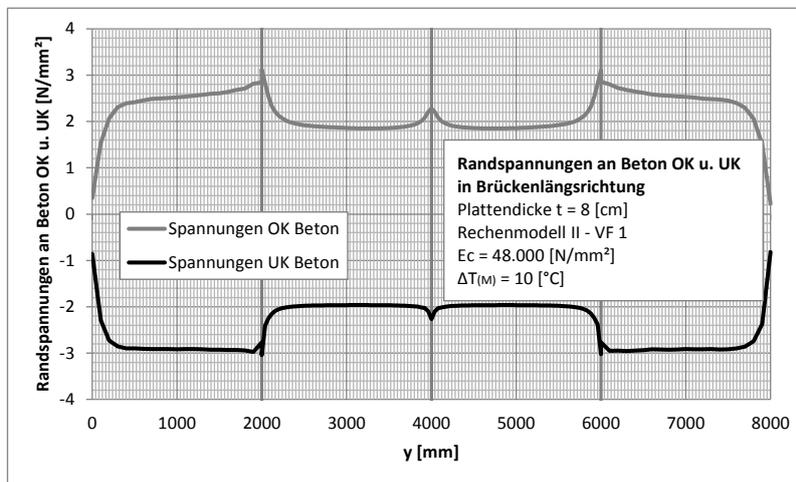


Abbildung B. 77: Normalspannungen in der Betonplatte in Brückenlängsrichtung – LF 6/nachgiebig

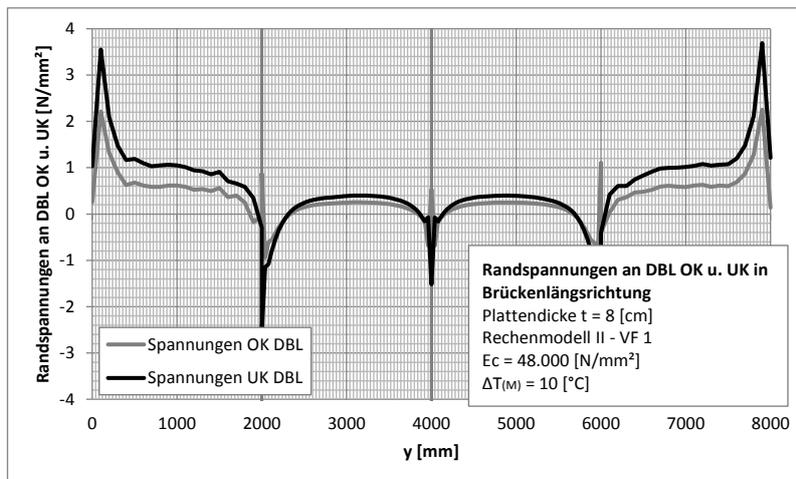


Abbildung B. 78: Normalspannungen im Deckblech in Brückenlängsrichtung – LF 6/nachgiebig

B.3 Temperaturfeld als thermische Einwirkung

Neben den Beanspruchungen infolge von Last und (vereinfachten) Temperatureinwirkungen soll nun Beanspruchung infolge von realitätsnahen Temperaturverteilungen im Querschnitt untersucht werden. Im vorliegenden Fall handelt es sich dabei um die Beanspruchung der Betonplatte bzw. Verbundfuge infolge von jahreszeitlich auftretenden äußeren Temperatureinwirkungen.

Betrachtet werden soll hierzu das System der orthotropen Platte, welches den ungünstigsten thermischen Einwirkungen – wie sie im Jahreszyklus auftreten können – ausgesetzt wird.

Jener ungünstigste Fall ist dabei das Szenario, bei welchem die Betonschicht die größten Zugbeanspruchungen erfährt und gleichzeitig für die Verbundfuge (Klebeschicht aus SikaDur®-30 Armierungskleber; im Weiteren als „Epoxidharz“ bezeichnet) die größten Schubbeanspruchungen zu erwarten sind. Dieser Fall tritt dann ein, wenn die zunächst infolge von Umgebungstemperatur erwärmte und aufgrund von Sonneneinstrahlung zusätzlich aufgeheizte Querschnittsoberseite (Druckspannungen) schlagartig eine Abkühlung (Zugspannungen) erfährt. Dieses Szenario ist i.d.R. nur im Sommer zu erwarten und ergibt sich nach einem Wärmegewitter, wenn plötzlich ausfallender Eisregen auf die aufgeheizte Betonoberfläche trifft.

Eine gleichmäßige Erwärmung von Ober- und Unterseite führt i.A. zu einer geringeren Beanspruchung des Querschnittes.

B.3.1 Beschreibung der Einwirkung

B.3.1.1 Umgebungslufttemperatur und Sonneneinstrahlung

Als thermische Einwirkungen treffen auf den Querschnitt einerseits Umgebungslufttemperatur, andererseits auch direkte Sonneneinstrahlung.

Der Verlauf der Umgebungslufttemperatur entspricht dabei einem Szenario für sommerliche Tage, welches entsprechend [1] aus extremen mittleren Tageshöchst- und Tagesniedrigsttemperaturen gebildet ist. Das Maximum der Lufttemperatur (32,5 °C) tritt um 14:00 h auf, das Minimum (15 °C) wird um 04:00 h erreicht.

Mit der einwirkenden Umgebungslufttemperatur wird eine sinusförmige Sonneneinstrahlung überlagert. Der Maximalwert (600 W/m²) der eingetragenen Sonnenstrahlung wird entsprechend dem Verlauf des Sonnenstandes um 12:00 h erreicht; in den Abend- und Nachtstunden wird keine zusätzliche Sonnenstrahlung eingetragen.

Der Eisregen setzt nach einem „typischen“ Tageszyklus zum Zeitpunkt des Sonnenhöchststandes ein. In der Simulation wird die Sonneneinstrahlung dann auf Null gesetzt und über die Zeit ein stärkerer Abfall der Lufttemperatur unterstellt, wobei diese daran anschließend in die ursprüngliche Temperaturschwankung mündet, welche nun aber um 5 °C reduziert ist.

Abbildung B. 79 zeigt das beschriebene Temperaturszenario. Der Verlauf der Lufttemperatur ist in schwarzer, der Verlauf der Sonneneinstrahlung in gelber Farbe dargestellt.

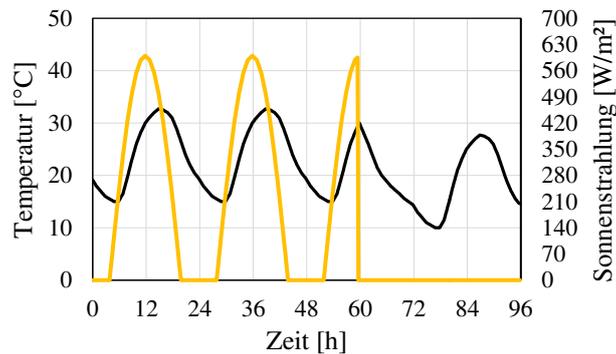


Abbildung B. 79: Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung

B.3.1.2 Wärmeübergangskoeffizient

Bis zum plötzlich auftretenden Regen wird ein Wärmeübergangskoeffizient von $20 \text{ W/m}^2\text{K}$ angesetzt. Das entspricht einer leichten Luftströmung gegenüber der Oberfläche. Um den durch den Eisregen erhöhten Wärmeaustausch mit der Umgebung abzubilden, wird der Wärmeübergangskoeffizient dann auf $1000 \text{ W/m}^2\text{K}$ gesetzt.

B.3.2 Beschreibung des Berechnungsmodells

B.3.2.1 Geometrie

In Abbildung B. 80 ist das FE-Berechnungsmodell dargestellt. Es handelt sich dabei um ein aus Volumenelementen bestehendes 3-Schichten-Modell. Die Querschnittsabmessungen entsprechen jenen des durchgeführten Großversuches. Kurz zusammengefasst ist hier eine 8 cm UHPC-Schicht mit einem orthotropen Stahldeck (Deckblech $t_{\text{DB}}=10\text{mm}$, Längsrippe $t_{\text{LR}}=10\text{mm}$ und $h_{\text{LR}}=210\text{mm}$) durch eine 2 mm Epoxidharzschicht verbunden.

Um den Einleitungsbereich für die auftretende Schubbeanspruchung näher zu untersuchen, ist das hier betrachtete System länger als der Großversuchskörper. In jenem Bereich, in dem mit einer Änderung der Schubspannung zu rechnen ist (Einleitungsbereich) wird ein dichteres Netz als im Bereich, in welchem keine Änderung der Schubbeanspruchung mehr erwartet wird, verwendet.

Das System selbst ist – unter Ausnutzung der Symmetrie – eigengewichtslos und zwängungsfrei gelagert. Abbildung B. 81 zeigt den Querschnitt des Modells im Detail, wobei die Auswertungsstellen der Knotentemperaturen durch farbige Kreise markiert sind. Jede Schicht wird an ihrer Oberseite (schwarz), in der Mitte (rot) und an ihrer Unterseite (grün) ausgewertet.

Auf das System wirkt das im zuvor beschriebenen Szenario – bestehend aus Umgebungslufttemperatur und Sonneneinstrahlung. Ein Austausch mit der Umgebungsluft erfolgt

dabei an jeder Oberfläche, ausgenommen an der Stirnseite („Brückenquerfuge“) bzw. in den Symmetrieebenen. Die Sonneneinstrahlung wirkt ausschließlich auf die Systemoberseite.

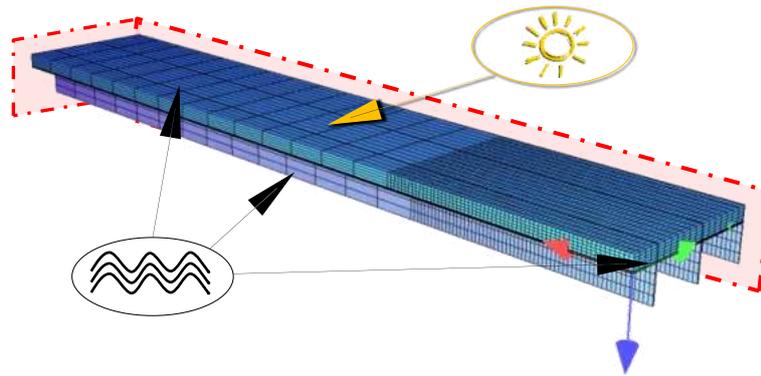


Abbildung B. 80: FE-Berechnungsmodell

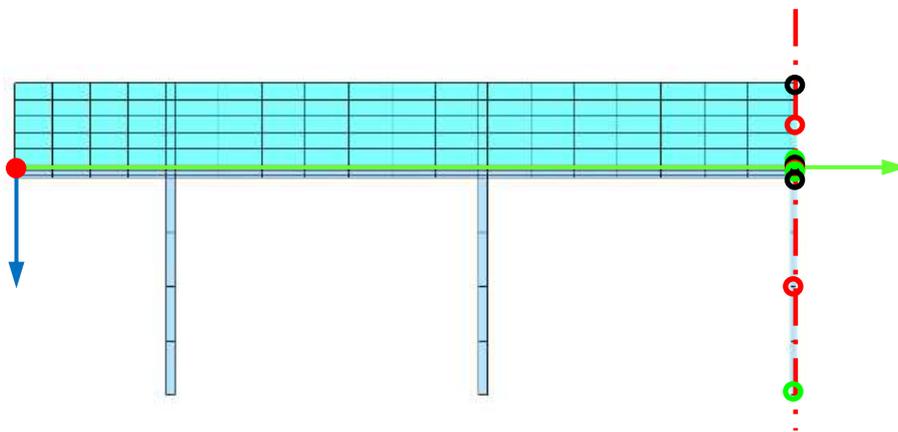


Abbildung B. 81: Querschnitt und Auswertungsstellen (Temperatur)

B.3.2.2 Materialeigenschaften

Die Beanspruchungsanalyse wird im Sinne einer Grenzwertbetrachtung durchgeführt. Kennzeichnende Eigenschaft hierzu ist der Schubmodul des Epoxidharzes. Für diesen sind keine gesonderten Angaben in dem Produktdatenblatt [2] des Harzes angeführt; deshalb wird er aus der gegebenen Größe eines aus bekanntem Druck- und Zug-E-modul gemittelten E-Moduls abgeleitet.

Der obere Grenzwert ist dabei der Fall „starrer Verbund“ (abgeleiteter Schubmodul des Epoxidharzes entspricht hier dem Schubmodul des Betons) von Betonplatte und Stahldeck. Für den unteren Grenzwert wird der „mittlere E-Modul“ des Epoxidharzes zur Bestimmung des Schubmoduls angesetzt.

Sämtliche thermische Eigenschaften (z.B. Wärmespeicherkapazität) des Betons bzw. Stahls wurden der europäischen Norm EN 12524 [3] entnommen. Für das Epoxidharz waren keine spezifischen Angaben aus der Zulassung verfügbar, dementsprechend sind auch dessen thermische Eigenschaften [3] entnommen.

In Tabelle B. 1 sind die der Berechnung zugrunde gelegten Materialeigenschaften angegeben. Die Quellen hierzu sind der entsprechenden Anmerkung zu entnehmen

		UHPC (8 cm)	Epoxydharz (2 mm)	Stahl (1 cm + 21 cm)
Wärmeleitfähigkeit λ	[W/mK]	2,5 ^{a)}	0,20 ^{a)}	50 ^{a)}
spez. Wärmespeicherkapazität s	[kJ/Km ³]	3240 ^{a)}	1680 ^{a)}	3510 ^{a)}
therm. Ausdehnungskoeffizient α	[-]	1e-5 ^{a)}	2,5e-5 ^{b)}	1e-5 ^{a)}
Querdehnzahl ν	[-]	0,2 ^{c)}	0,2 ^{c)}	0,3 ^{c)}
E-Modul	[N/mm ²]	45000 ^{c)}	10000 ^{b)}	200000 ^{a)}
			45000 ^{c)}	
abgeleiteter Schubmodul	[N/mm ²]	18750	4167	76923
			18750	
a) EN 12524				
b) Produktdatenblatt SikaDur®-30 Armierungskleber				
c) Annahme				

Tabelle B. 1: Materialeigenschaften der Berechnung

B.3.2.3 Berechnungszeitraum und -ablauf

Die Berechnung erfolgt für einen Zeitraum von $t = 96$ Stunden. Die Berechnungsschrittweite ist mit $\Delta t = 0,2$ h festgelegt, um vor allem die Auswirkungen des plötzlich einsetzenden Eisregen hinreichend genau zu erfassen.

Zunächst wird in einem vorhergehenden Berechnungsschritt die Temperaturgeschichte (Temperaturfeld) des Querschnitts ermittelt. Diese dient dann als Einwirkung der nachfolgenden linear-elastischen Spannungsberechnung.

B.3.3 Auswertung

B.3.3.1 Temperaturbeanspruchung

Ausgewertet wurden zunächst die resultierenden Temperaturen, um die Temperaturbeanspruchung als solche quantifizieren zu können. Als Auswertungspunkte der Temperaturen wurden jene Knoten festgelegt, welche auch in Abbildung B. 81 dargestellt sind, wobei diese jeweils einer Schichtober-, -mitten- und -unterseite entsprechen.

In Abbildung B. 82 ist der Verlauf der Temperaturen an den Auswertungsknoten aus der Berechnung über die Zeit dargestellt. Dabei zeigt sich, dass an der Oberfläche eine maximale Temperatur von rd. 46 °C erreicht wird, wogegen sich die Unterseite auf rd. maximal 37 °C erwärmt. Die Epoxidharzschicht erwärmt sich maximal auf 40 °C.

Es ist deutlich zu erkennen, dass gegenüber der Querschnittsunterseite – einhergehend mit der eingebrachten Sonnenstrahlung – deutlich höhere Temperaturen erreicht werden, und damit eine ausgeprägte Temperaturgradienten vorliegt. Diese ist in den Nachtstunden weniger stark ausgebildet. Das ist auf den – bedingt durch die geringe Schichtdicke – raschen Auskühlungsvorgang zurückzuführen. Nach der plötzlichen Abkühlung aufgrund des

Eisregens und der fehlenden Sonneneinstrahlung herrscht im Querschnitt in allen Schichten annähernd dieselbe Temperatur, wie ab $t = 60$ h festgestellt werden kann.

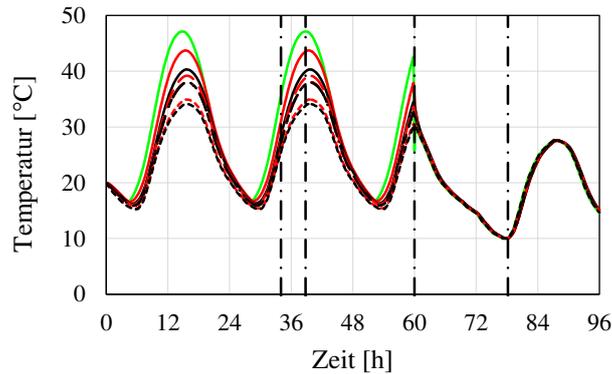


Abbildung B. 82: Knotentemperaturen über die Zeit und Auswertungszeitpunkte

B.3.3.2 Spannungen

B.3.3.2.1 Schubbeanspruchung und zentrische Normalspannung in der Harzschicht

Die Abbildung B. 83 bis Abbildung B. 85 zeigen den Verlauf des zentrischen Normalspannungs-anteils sowohl im Beton-, Harz- als auch Stahlquerschnitt. Hierbei sind die Ergebnisse der Grenzwertbetrachtung „mit Nachgiebigkeit“ und „voller Verbund“ gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass sich diese – mit Ausnahme der Harzschicht selbst – kaum unterscheiden.

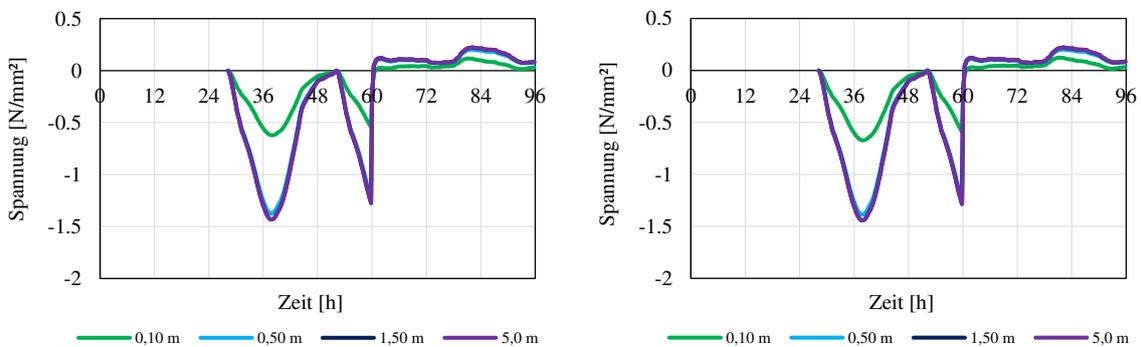


Abbildung B. 83: zentrische Normalspannung in der Betonschicht im angegebenen Abstand vom Systemrand (Querfuge) über die Zeit; Nachgiebigkeit (links), voller Verbund (rechts)

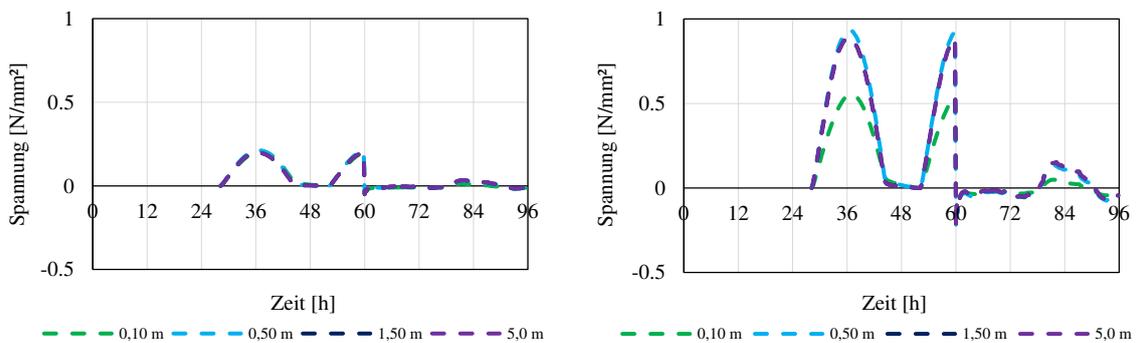


Abbildung B. 84: zentrische Normalspannung in der Harzschicht im angegebenen Abstand vom Systemrand (Querfuge) über die Zeit; Nachgiebigkeit (links), voller Verbund (rechts)

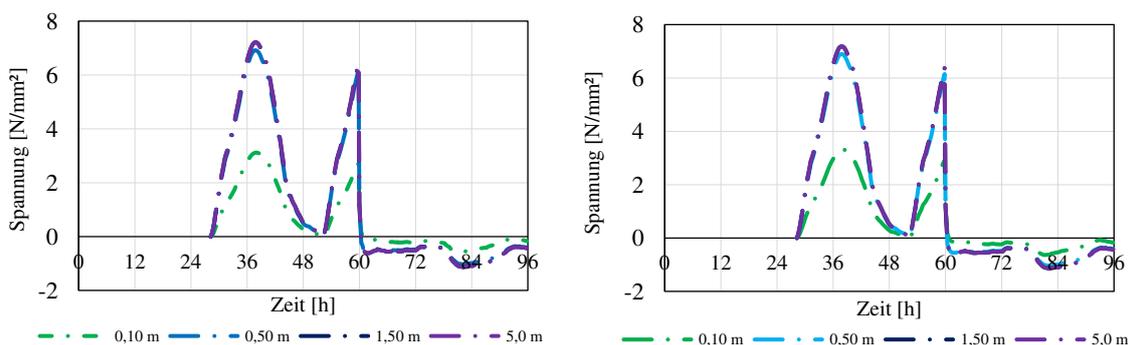


Abbildung B. 85: zentrische Normalspannung im Deckblech im angegebenen Abstand vom Systemrand (Querfuge) über die Zeit; Nachgiebigkeit (links), voller Verbund (rechts)

Entscheidend zur Beurteilung der Beanspruchung der Verbundfuge ist die Schubspannung, welche sich in dieser aufbaut. Die (über die Querschnittsbreite) mittlere Schubspannung ergibt sich aus dem Kraftunterschied der zentrischen Normalkraft von zwei aufeinanderfolgenden Schnitten in einem über die Längsachse bestimmten Abstand, indem diese Kraftdifferenz auf die zwischen den Schnitten vorhandene Fläche bezogen wird.

Gleichzeitig wird die Harzschicht durch einen Momentenanteil im Stahlquerschnitt beansprucht. Dieser führt auf eine Reduktion der zentrischen Dehnung und damit der Spannung in der Harzschicht.

Abbildung B. 86 zeigt den Verlauf der Schubspannung („tau“) bzw. den Verlauf dieser zentrischen Normalspannung („spghz“) über den Abstand vom äußeren Systemrand im direkten Vergleich der beiden Grenzfälle jeweils für einen bestimmten Betrachtungszeitpunkt.

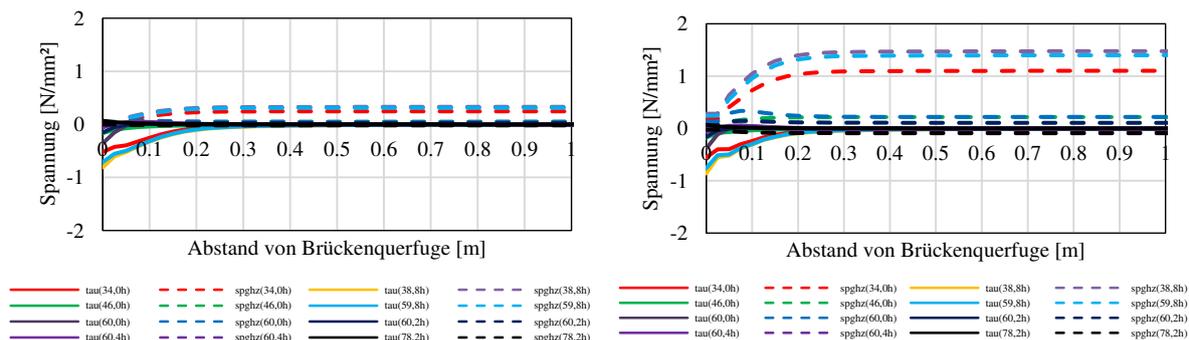


Abbildung B. 86: Beanspruchung der Harzschicht zu ausgewählten Zeitpunkten über den Abstand der Brückenquerfuge; Nachgiebigkeit (links), voller Verbund (rechts)

Es ist aus Abbildung B. 86 ersichtlich, dass das Maximum der Schubspannung am äußersten Systemrand (Querfuge) auftritt; an jenem Bereich, in dem auch die größte Relativverschiebung von Stahl- und Betonschicht vorherrscht. Je weiter man sich davon entfernt, umso geringer ist die Schubspannung. Sie ist am Ende des Einleitungsbereichs vollständig abgebaut, d.h. wenn zwischen Stahl- und Betonschicht keinerlei Relativverschiebungen mehr auftreten (= voller Zwang). Ein entgegengesetztes Verhalten

zeigt die Normalspannung in der Harzschicht: diese erreicht ihr Maximum mit dem Erreichen des voll gezwängten Bereichs.

B.3.3.2 Spannungsprofile

Für ausgewählte Zeitpunkte und Stellen wurde außerdem die Spannungsverteilung im Betonquerschnitt ermittelt und in einen konstanten, linearen und nicht-linearen Anteil gemäß [4] aufgeteilt. Ausgewertet (siehe Abbildung B. 82 – strichpunktierte vertikale Linien) wurde das Spannungsprofil für

- einen Zeitpunkt beliebigen Zeitpunkt während der Erwärmungsphase ($t = 34$ h),
- den Zeitpunkt der maximalen Oberflächentemperatur ($t = 38,8$ h),
- einen Zeitpunkt unmittelbar nach dem einsetzenden Eisregen ($t = 60$ h) und
- den Zeitpunkt der tiefsten Oberflächentemperatur ($t = 78,2$ h).

Die zugrunde gelegte Gesamtspannung im Materialpunkt (schwarze Linie) ist hierbei die Elementmittenspannung des jeweiligen Volumenelements. Als kritisch hat sich dabei jener Zustand erwiesen, bei welchem die maximalen Zugspannungen an der unmittelbaren Betonoberfläche auftreten. Dieser stellt sich unmittelbar nach dem Einsetzen des Eisregens ein und ist in Abbildung B. 87 dargestellt.

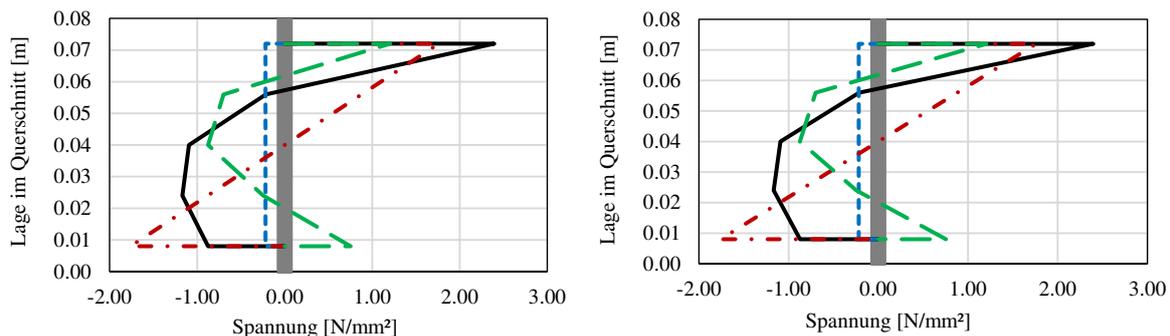


Abbildung B. 87: Spannungsanteile im Querschnitt unmittelbar nach dem Einsetzen des Eisregens ($t = 60$ h); schwarz = Gesamtspannung; blau = konstanter, rot = linearer, grün = nichtlinearer Spannungsanteil

Hierbei zeigt sich, dass die Spannungsverteilung im Querschnitt maßgeblich vom linearen bzw. nicht-linearen-Spannungsanteil dominiert wird; allein diese Spannungsanteile führen zu einer Zugbeanspruchung.

B.3.4 Beurteilung der Ergebnisse

Die hier gezeigte Berechnung ist im Wesentlichen eine Nachrechnung des Großversuches, welcher im Rahmen des Projektes „orthotrope Platte“ durchgeführt wurde. Sie soll zeigen, mit welcher Beanspruchung der Harzschicht infolge einer Temperatureinwirkung auf den Querschnitt zu rechnen ist. Maßgebend hierzu ist die Schubbeanspruchung der Epoxidharzschicht.

Die hier durchgeführten Berechnungen stellen eine Grenzwertbetrachtung dar, d.h. es wurde der Verbund zwischen Stahlprofil und Betonplatte einerseits „nachgiebig“ andererseits mit „vollem Verbund“ abgebildet.

Zunächst zeigt sich, dass die maximale Oberflächentemperatur der Betonschicht bei einem Spitzenwert von 46 °C liegt, wogegen die Unterseite des Stahlprofils maximal 37 °C erreicht. Dies führt auf eine Maximaltemperatur des Epoxidharzes von 40 °C. Diese Temperatur bedingt keinerlei Festigkeitseinbußen des Harzes und liegt im Rahmen dessen Gebrauchstemperatur, welcher im Produktdatenblatt mit -40 °C bis +45 °C angegeben wird.

Die Schubspannung die infolge der Temperaturbeanspruchung in der Harzschicht hervorgerufen wird, ist am äußeren Rand am Größten und baut sich bis zum Ende eines Einleitungsbereichs kontinuierlich ab, siehe Abbildung B. 86. Dieser Einleitungsbereich kann für den oberen als auch unteren Grenzfall mit einer Einleitungslänge von rd. 0,50 m angegeben werden. Der Maximalwert der Schubspannung erreicht rd. 1,0 N/mm², wobei dieser Wert deutlich geringer als die im Produktdatenblatt angegebene Scherfestigkeit (3 – 5 N/mm² bei einer Aushärungszeit von 1 Tag unter +15 °C) ist. Ebenfalls liegt die Normalspannung in der Harzschicht mit 2,0 N/mm² weit unter den im Produktdatenblatt angeführten Werten (Druckfestigkeit 50 – 60 N/mm² bei einer Aushärungszeit von 1 Tag unter +10 °C; Zugfestigkeit 18 – 21 N/mm² bei einer Aushärungszeit von 1 Tag unter +15 °C).

Letztlich ist die Rissgefahr der Betondeckschicht zu beurteilen. Dazu müssen die Spannungsanteile zu bestimmten Zeitpunkten im Querschnitt näher betrachtet werden. Dabei zeigt sich, dass die Betonplatte erst unmittelbar nach Aufbringen des Eisregens größere Zugspannungen erfährt. Sowohl konstanter, linearer als auch nicht-linearer Spannungsanteil erreichen nicht die Zugfestigkeit, wodurch eine größere Rissbildung auszuschließen ist. Vielmehr handelt es sich bei infolge von thermischen Einwirkungen auftretenden Rissen um Oberflächenrisse, die dann ein lokales Problem darstellen aber den Querschnitt in keiner Weise hinsichtlich seiner Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen.

B.4 Literaturverzeichnis

- [1] S. Röhling, Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, 2. Auflage, Düsseldorf: Bau+Technik, 2009.
- [2] Sika, „Produktionsblatt SikaDur 30 Armierungskleber, Ausgabe vom 19.05.2011“.
- [3] Österreichisches Normungsinstitut: ÖNORM EN 12524 , „Baustoffe und -produkte - Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften - Tabellierte Bemessungswerte, Ausgabe 2000-09-01,“ Wien, 2000.
- [4] B. Eierle, K. Schikora, „Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme - Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten,“ DAfStb Heft 512, Beuth Verlag, Berlin, 2000.

Anhang C

Entwicklung des Hochleistungsbetons – Rezeptur und mechanische Eigenschaften

Verfasser: Institut für Betonbau

Inhalt

C.1 Anforderungen an den Beton.....	C-3
C.2 Entwicklung der UHPC-Rezeptur	C-3
C.2.1 Nichtmetallische Fasern (Betonrezeptur mit PVA-Fasern)	C-5
C.3 Mechanische Eigenschaften.....	C-8
C.4 Untersuchung zur Rissbildung und Rissbreite	C-9
C.5 Oberflächenbeschaffenheit.....	C-10
C.6 Zusammenfassung	C-11
C.7 Literaturverzeichnis.....	C-11

C.1 Anforderungen an den Beton

Zufolge der numerischen Berechnung sind in der Betonplatte bei Schwerfahrzeugüberfahrten nur mäßige Spannungen bis ca. 2,6 N/mm² zu erwarten. Infolge Zwangsbeanspruchungen sind Spannungen bis ca. 5,4 N/mm² (beides siehe Anhang B) zu erwarten. Um die Rissbildung in der Betonplatte zu begrenzen, sollte die Zugfestigkeit des Betons in Größenordnung von ca. 7 N/mm² betragen. Der E-Modul sollte größer als 45.000 MN/m² sein, um eine gute Lastverteilung zu erhalten. Weiterhin ist von großer Bedeutung, dass der Beton eine hohe Kohäsion aufweist, damit keine mechanischen Verbundmittel zur Sicherstellung des Zusammenwirkens zwischen Stahl und Beton erforderlich sind. Durch die Faserzugabe und Kombination mit gewöhnlicher Betonstahlbewehrung sollte die Rissbreite im Gebrauchszustand kleiner als 0,1 mm bleiben, damit die Dauerhaftigkeit sichergestellt wird. Insgesamt werden folgende Anforderungen als Mindestanforderungen an den zu entwickelten Beton formuliert:

- Mittlere Druckfestigkeit des Nullbetons(ohne Fasern) $f_{cm} \geq 150 \text{ N/mm}^2$
- Mittlere Zugfestigkeit $> 7 \text{ N/mm}^2$
- E-Modul $\geq 45.000 \text{ N/mm}^2$
- Ausbreitmaß $\approx 45 \text{ cm}$ (zur Herstellung des Quergefälles)
- Verarbeitungszeit $\geq 2\text{h}$
- Mittlere Haftzugfestigkeit auf Stahlfläche $> 2,5 \text{ N/mm}^2$ (Zugabe von Fasern)

C.2 Entwicklung der UHPC-Rezeptur

Für die Betonoptimierung wurden in Summe ca. 20 Ausgangsstoffe ausgewählt und die Verträglichkeit der Ausgangsstoffe getestet (siehe Abbildung C. 1). Im Folgenden sind nur jene Materialien dargestellt, die sich als besonders hochwertig herausgestellt haben und im weiteren Projektverlauf zum Einsatz kamen. Als Zement wurde der *Lafarge CEM I 52.5 N* (Werk Mannersdorf) ausgewählt, da damit bereits in vergangenen Projekten gute Festigkeitseigenschaften erzielt wurden. Die Sieblinien der Ausgangsstoffe sind in Abbildung C. 2 dargestellt.

Bezeichnung	Hersteller	Art	Kornbereich [μm]	d50 [μm]	Anmerkung
CEM I 52.5 N	Lafarge (Werk Mannersdorf)	CEM	0.2 – 125	8	C3A-frei Blaine-Wert 4500 [cm^2/g]
Mikrosilika Elkem 971	Elkem	MS	0.04 – 1.9	0.15	Mikrosilika
Quarzmehl 16900	Dorfner	QM	0.3 – 100	20	-
GEBA Quarzsand	Dorfner	QS	60 – 250	152	-
Quarzsand 0.3 -0.8 mm	Dorfner	QS	300 - 800	693	-
Basaltdedelsplitt 2 – 4 mm	Steirische Basalt- und Hartgesteinwerke	BS	2000 - 4000	2800	-
Fließmittel Prement H500	BT3	FM	-	-	PCE Fließmittel
Verzögerer Premtard 100	BT3	VZ	-	-	-
PVA-Fasern 18/0.2 mm	Durapact	PVA	-	-	-
Stahlfasern Bekaert OL 13/2 mm	Bekaert	StF	-	-	-

Abbildung C. 1: Ausgangsstoffe

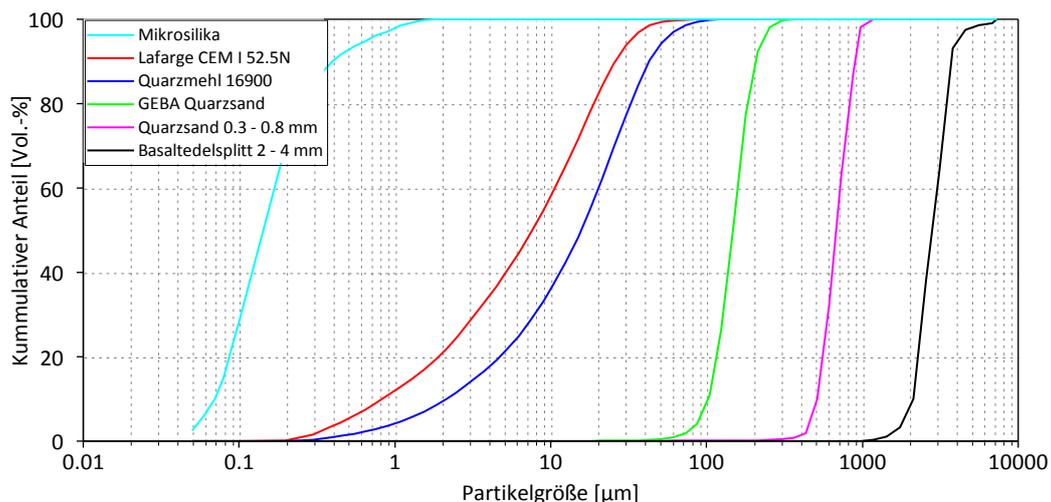


Abbildung C. 2: Sieblinien der Ausgangsstoffe (Herstellerangaben)

Die Kornzusammensetzung wurde durch die rechnerische und experimentelle Optimierung der Sieblinie und Packungsdichte gewählt. Die Sieblinienoptimierung erfolgte nach Dingler und Funk (D & F) [1] und alternativ mit einer an der Universität Kassel [2] entwickelten und im DFG-Schwerpunktprogramm eingesetzten Referenzsieblinie. Bei der Methode von D & F hängen die Ergebnisse stark von der Wahl von D_{min} , D_{max} und q ab. Alternativ dazu wurde versucht die Sieblinien an die in Kassel verwendeten Rezepturen M1Q und M2Q anzunähern. Abbildung C. 3 zeigt die verschiedenen Referenzsieblinien. Die Referenzsieblinie „Kassel Mittel“ stellt die gemittelte Sieblinie von M1Q und M2Q dar, welche auch verwendet wurde.

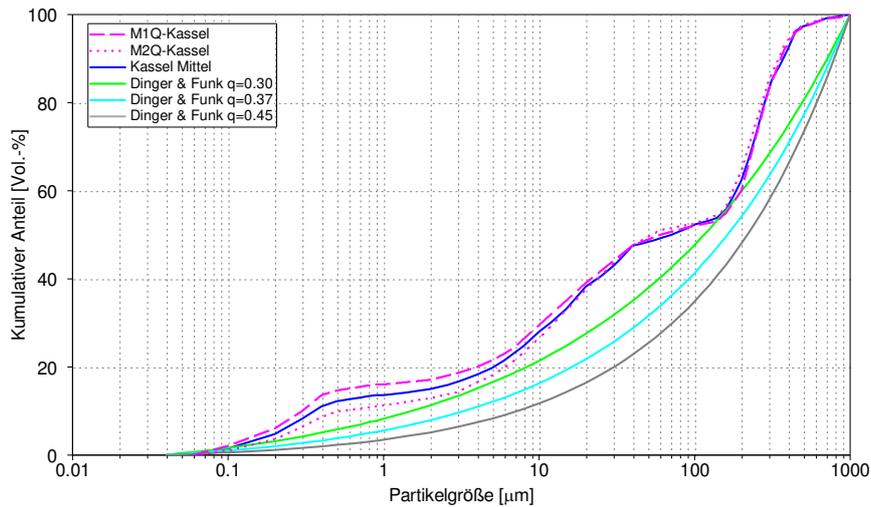


Abbildung C. 3: Referenzsieblinien

Die Mischungszusammensetzungen wurden nach der theoretischen Berechnung experimentell überprüft und hinsichtlich ihrer Packungsdichte, Verarbeitbarkeit und Festigkeit optimiert. Die Optimierung der Packungsdichte erfolgte nach dem Model von Hoang [3], das derzeit am IBB im Rahmen seiner Dissertation entsteht. Damit wurde die ursprüngliche Betonrezeptur mit Stahlfasern entwickelt, die in Abbildung C. 4 dargestellt ist.

Material	kg/m ³	
Lafarge CEM I 52.5 N	600 kg/m ³	600
Mikrosilika (Elkem 971U)	13% *1(ZM)	78
Quarzmehl 16900	30% *1(ZM)	180
Wasser	24% *1(ZM)	130
FM (BT3 Prement H500)	3.50% *1(ZM)	21.0
VZ Premtard VZG 100	0.25% *1(ZM)	1.5
Quarzsand 1 (100 – 200 µm)	25% *1(ZM)	339
Quarzsand 2 (0.3 – 0.8 mm)	25% *2(GV)	339
Basaltsplitt 2 – 4 mm	25% *2(GV)	778
Stahlfasern	1.15 Vol.-%	90

*1(ZM)Zemenmasse *2(GV)Gesteinsvolumen

Abbildung C. 4: Ursprüngliche UHPC-Rezeptur

C.2.1 Nichtmetallische Fasern (Betonrezeptur mit PVA-Fasern)

Wie in der 2. Fassung des Zwischenberichts dargestellt, werden Stahlfasern in der UHPC-Platte wegen der möglichen Verletzungsgefahr für die Verkehrsteilnehmer bei besonderer Situation und begrenzter Ästhetik durch Korrosionsspuren an der Bauteiloberfläche von der ASFINAG nicht akzeptiert. Ausgehend von einer Marktanalyse wurden ausgewählte Glas- und PVA-Fasern für Ihren Einsatz im Projekt getestet. Basalt- oder Carbonfasern wurden in diesem Projekt nicht in Betrachtung herangezogen, da die auf dem Markt vorhandene

Carbon- und Basaltfasern nicht geeignet für die Verwendung im UHPC sind. Durch ihren geringen Durchmesser in Verbindung mit hoher Sprödigkeit werden die Fasern bereits beim Mischen stark geschädigt, so dass sie kaum einen positiven Einfluss auf die Festbetoneigenschaften haben. Für die Verwendung des Werkstoffs Carbon und Basalt als kurze Faser im Beton sind weitere Entwicklungen erforderlich.

Gebündelte Glasfasern führen zu einer starken Reduktion der Frischbetoneigenschaften, da die geklebten Faserbündel dazu neigen sich während des Mischvorgangs aufzulösen. Das verwendete Epoxidharz ist offensichtlich nicht stabil genug. Hier sind ebenfalls weitere Entwicklungen notwendig. Aktuelle gebündelte Glasfasern sind als ungeeignet einzustufen.

Im Folgenden wurden zwei PVA-Fasern mit unterschiedlicher Fasergeometrie im Rahmen des Forschungsvorhabens untersucht. Zur Beurteilung der Eignung wurden zum einen die Fließeigenschaft des Frischbetons und zum anderen die Biegezugfestigkeit herangezogen. Für die Ermittlung der Biegezugfestigkeit wurden die 3-Punkt-Biegezugversuche an Prismen $b \times h \times l = 40 \times 40 \times 160$ mm (Stützweite 100 mm, Belastung in Feldmitte) verwendet.

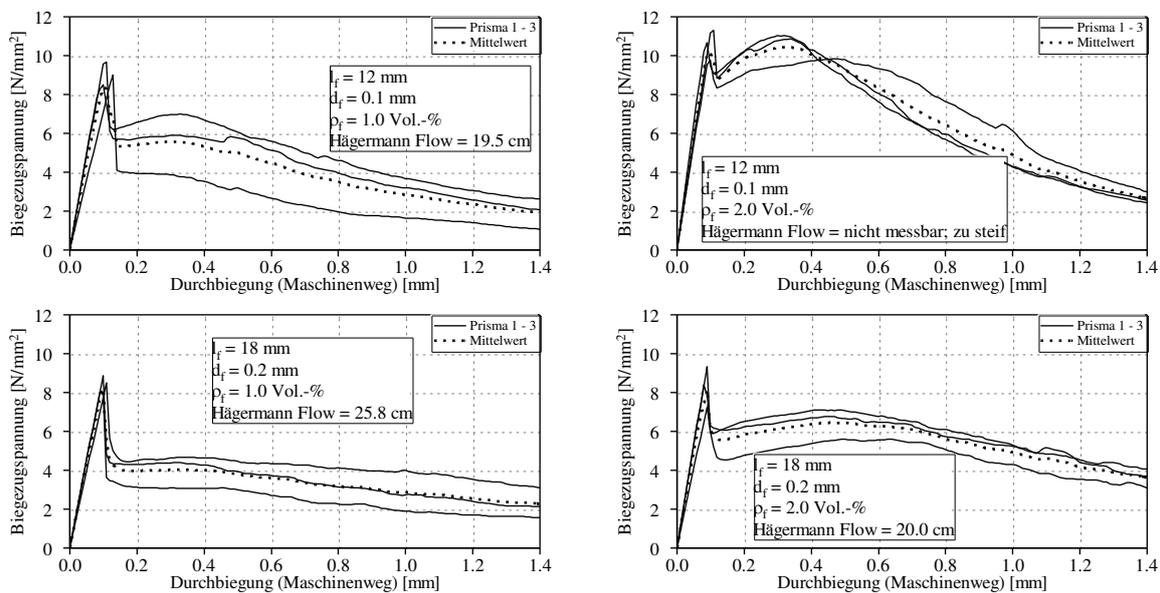


Abbildung C. 5: 3-Punkt-Biegezugversuche zur Auswahl der Faserart

Abbildung C. 5 zeigt die Spannungs-Durchbiegungskurven. Der positive Einfluss des Verhältnisses L/D der PVE-Fasern auf die Festbetoneigenschaft ist deutlich erkennbar. Mit dem Faserdurchmesser 0.1 mm konnte eine höhere Biegezugfestigkeit nach der Rissbildung erreicht werden, insbesondere im Bereich mit kleiner Dehnung, welcher im vorliegenden Fall wegen der geringen zulässigen Rissbreite von großer Bedeutung ist. Da jedoch die 12 mm langen Fasern zu einer stärkeren Reduktion der Frischbetoneigenschaften führen und hierdurch die maximale Zugabemenge auf 1.0 Vol.-% begrenzt ist, wurden die 18 mm Fasern (Durchmesser 0.2 mm) für die weiteren Untersuchungen gewählt. Weiterhin wurde ein Fasergehalt von 2 Vol.-% gewählt, um eine geringe Rissbreite im Gebrauchszustand zu erreichen. Wie die meisten nichtmetallischen Fasern führen auch die PVA-Fasern zu einer deutlichen Reduktion der Betondruckfestigkeit (Verlust ca. 15 – 20 %; Zylinderdruckfestigkeit des Nullbetons $f_{cm} \geq 180$ N/mm²).

Die mit Stahlfasern entwickelte UHPC-Rezeptur wurde überarbeitet und an den im Vergleich zu Stahlfasern höheren Wasseranspruch der PVA-Fasern angepasst. Dies geschieht hauptsächlich durch eine Erhöhung des Leimvolumens und eine geringe Erhöhung des W-Z-Wertes. Für eine ausreichende Verarbeitbarkeit unter Berücksichtigung des einzustellenden Gefälles hat die Erfahrung beim Pilotprojekt Steinbachbrücke ergeben, dass die Frischbetonkonsistenz zwischen F4 und F5 liegen sollte (Ausbreitmaß 42 – 48 cm). Mit dieser Konsistenz kann der Beton einwandfrei verdichtet, und ein Gefälle bis 4.5% eingestellt werden. Abbildung C. 6 zeigt die Zusammensetzung der entwickelten Betonrezeptur inklusive Kostenschätzung, Abbildung C. 7 die zugehörige Sieblinie. Die Würfeldruckfestigkeit des Stahlfaser-UHPC f_{cm} betrug ca. 190 N/mm².

Material	kg/m ³		Kostenschätzung	
			Kosten €/to	€/m ³
Lafarge CEM I 52.5 N	680 kg/m ³	680	120	81.6
Mikrosilika (Elkem 971U)	13% ^{*1(ZM)}	88	600	52.8
Quarzmehl 16900	30% ^{*1(ZM)}	204	175	35.7
Wasser	25% ^{*1(ZM)}	153	-	-
FM (BT3 Prement H500)	3.50% ^{*1(ZM)}	23.8	2000	47.6
VZ Premtard VZG 100	0.25% ^{*1(ZM)}	1.7	2000	3.4
Quarzsand 1 (100 – 200 µm)	25% ^{*2(GV)}	295	70	20.65
Quarzsand 2 (0.3 – 0.8 mm)	25% ^{*2(GV)}	295	70	20.65
Basaltspitt 2 – 4 mm	50% ^{*2(GV)}	678	50	33.9
PVA-Fasern	2.0 Vol.-%	26	12000	312
				<u>608.3</u>

^{*1(ZM)}Zementmasse ^{*2(GV)}Gesteinsvolumen

V _{Leim} (Leimvolumen)	535 l
W/Z (Wasser/Zement-Wert)	0.25
W/B (Wasser/Bindemittel-Wert)	0.22
W/P (water/powder-ratioWert)	0.175
V _w /V _p (Wasservolumen/Pulvervolumen)	0.50

Abbildung C. 6: Zusammensetzung der entwickelten Betonrezeptur mit PVA-Fasern inklusive Kostenschätzung

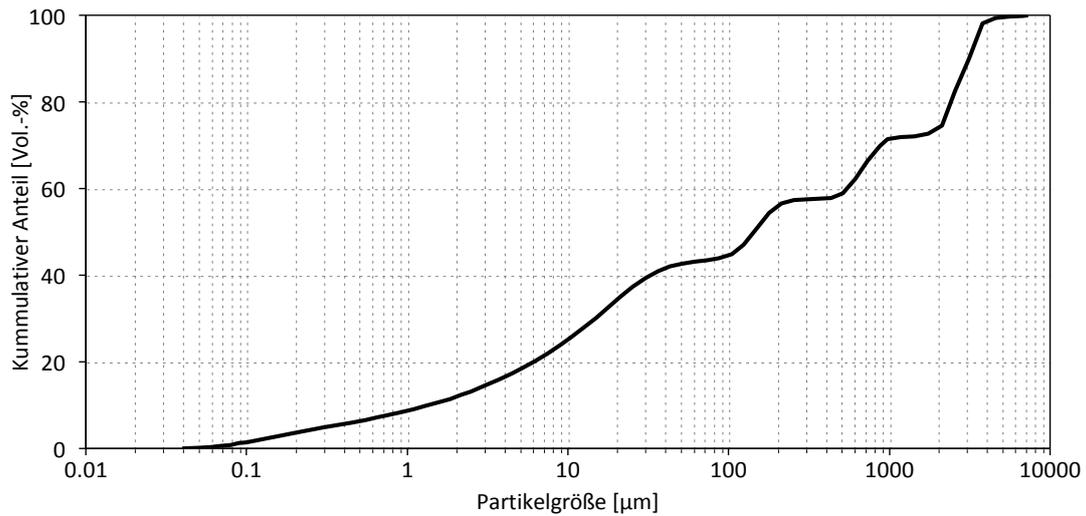
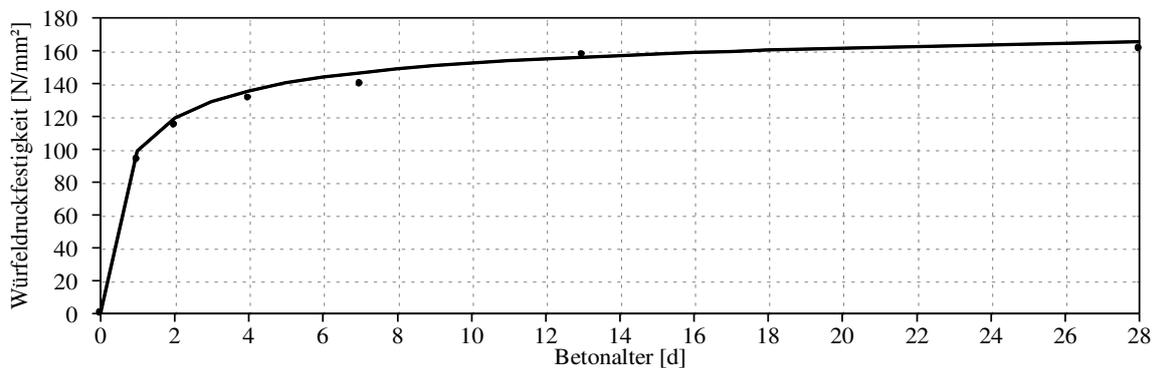


Abbildung C. 7: Sieblinie der entwickelten Betonrezeptur mit PVA-Fasern

C.3 Mechanische Eigenschaften

In Abbildung C. 8 sind die Festbetoneigenschaften und die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit dargestellt. Nach 28 Tagen beträgt die Würfeldruckfestigkeit ca. 160 N/mm². Der E-Modul nach 28 Tagen ist ca. 48.000 N/mm². Weiterhin weist der Beton eine gute Nacherhärtung auf. Das Schwindverhalten des verwendeten Betons kann Abbildung C. 9 entnommen werden, wobei die Messung erst nach 8 Stunden begonnen wurde. In dieser Zeit erfährt der Beton bereits eine Verkürzung. Die Steifigkeit des Betons ist aber noch sehr gering, so dass diese Verkürzung keine Spannung im Betonbauteil erzeugt. Insgesamt kann mit den Ergebnissen ein Endschwindmaß von ca. 0.45 mm/m angegeben, wobei das Autogenschwinden ca. 0.3 mm/m und das Austrocknungsschwinden ca. 0.15 mm/m beträgt. Diese Werte liegen in der bekannten Größenordnung für UHPC [4].



28 Tage - Festigkeiten

Würfeldruckfestigkeit: 161.1 N/mm²
 Zylinderdruckfestigkeit: 147.6 N/mm²
 E-Modul: 47500 N/mm²

90 Tage - Festigkeiten

Würfeldruckfestigkeit: 175.2 N/mm²
 Zylinderdruckfestigkeit: 165.4 N/mm²
 E-Modul: 47700 N/mm²

Abbildung C. 8: Festbetoneigenschaften und zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit

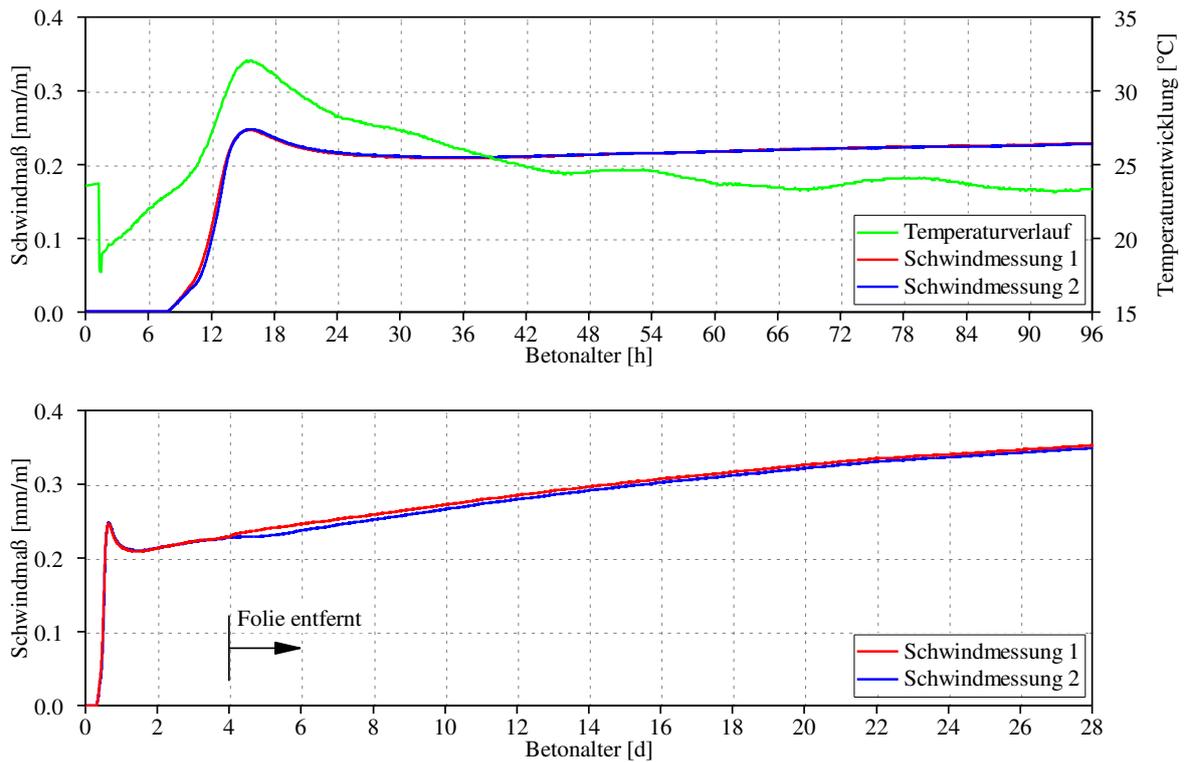


Abbildung C. 9: Ergebnisse der Schwindmessung mittels liegender Schwindrinne

C.4 Untersuchung zur Rissbildung und Rissbreite

Um die direkte Befahrbarkeit des Aufbetons dauerhaft sicherzustellen, muss zum einen die Rissbreite auf einen Maß im Bereich von ca. 0.1 mm bleiben und zum anderen die Oberfläche eine ausreichende Griffigkeit aufweisen.

Um die auftretenden Risse infolge Last- bzw. Zwangsbeanspruchung im Bereich von 0.1mm zu halten, muss die Fahrbahnplatte aus Beton so bewehrt werden, dass die aufgezwungene Verformung auf mehrere Risse verteilt werden. Die in Abbildung C. 10 gezeigte Arbeitslinie unter Biegezugbeanspruchung verdeutlicht, dass sich die aufgebrachte Verformung beim verwendeten Beton selbst mit 2 Vol.-% PVA-Fasern in einem Riss konzentriert. Eine Mehrfachrissbildung kann nicht erreicht werden. Als Vorversuch zum Großversuch (siehe Anhang E) wurden zusätzlich Balken mit den Abmessungen $b \times h \times l = 290 \times 80 \times 700$ mm für 4-Punkt-Biegezugversuche hergestellt. Zusätzlich zu den PVA-Fasern wurden die Balken jeweils mit $\varnothing 8/5$ cm in Quer- und Längsrichtung bewehrt, um die Rissbildung zu steuern. Die Versuche wurden in Anlehnung an die an Richtlinie für Stahlfaserbeton [2] durchgeführt. Neben der Durchbiegung in Balkenmitte wurden an der Unterseite zwei DD1 jeweils mit einer Messlänge von 100 mm angebracht um die Rissbreite im Bereich des konstanten Momentes aufnehmen zu können.

In Abbildung C. 10 sind die Ergebnisse der 3 Versuche dargestellt. In allen drei Versuchen tritt der erste Riss bei einer Biegezugspannung von ca. 7 N/mm^2 auf. Dies bestätigt die Versuchsergebnisse an Prismen (siehe Abbildung C. 5). Die Bildung von immer neuen

Rissen ist am Verlauf der Spannungs-Durchbiegungslinie zu erkennen. Nach der Bildung eines neuen Risses fällt die Kraft erwartungsgemäß ab und die Steifigkeit des Systems wird entsprechend kleiner. Im Bereich des konstanten Moments sind vier bis 5 Risse vorhanden. Der Rissabstand beträgt somit zwischen 4 und 5 cm. Durch die mehrfache Rissbildung nimmt die Rissbreite nur unterproportional mit der Beanspruchung bzw. Durchbiegung zu. Weiterhin führt die neue Rissbildung zu einer Reduzierung der Rissbreite. Im Gebrauchszustand (Spannung im Beton bis 7.5 MN/m^2) bleibt die Breite aller beobachteten Risse deutlich kleiner als 0.1 mm . Mit den Ergebnissen kann festgestellt werden, dass die Betonstahlbewehrung einen sehr positiven Einfluss auf das Verhalten der Platte hat. Der Rissprozess in der Fahrbahnplatte kann durch die Kombination zwischen PVA-Fasern und Betonstahl zielsicher gesteuert werden, so dass die Risse im Gebrauchszustand nur eine sehr geringe Rissbreite aufweisen. Hierzu muss die Fahrbahnplatte mit Betonstahl gut bewehrt sein. Entsprechend den Versuchsergebnissen ist hierzu ein geometrischer Bewehrungsgrad in Größenordnung von $1,25 \%$ erforderlich. Diese Erkenntnisse werden bei der Planung vom Großversuch (siehe Anhang E) berücksichtigt.

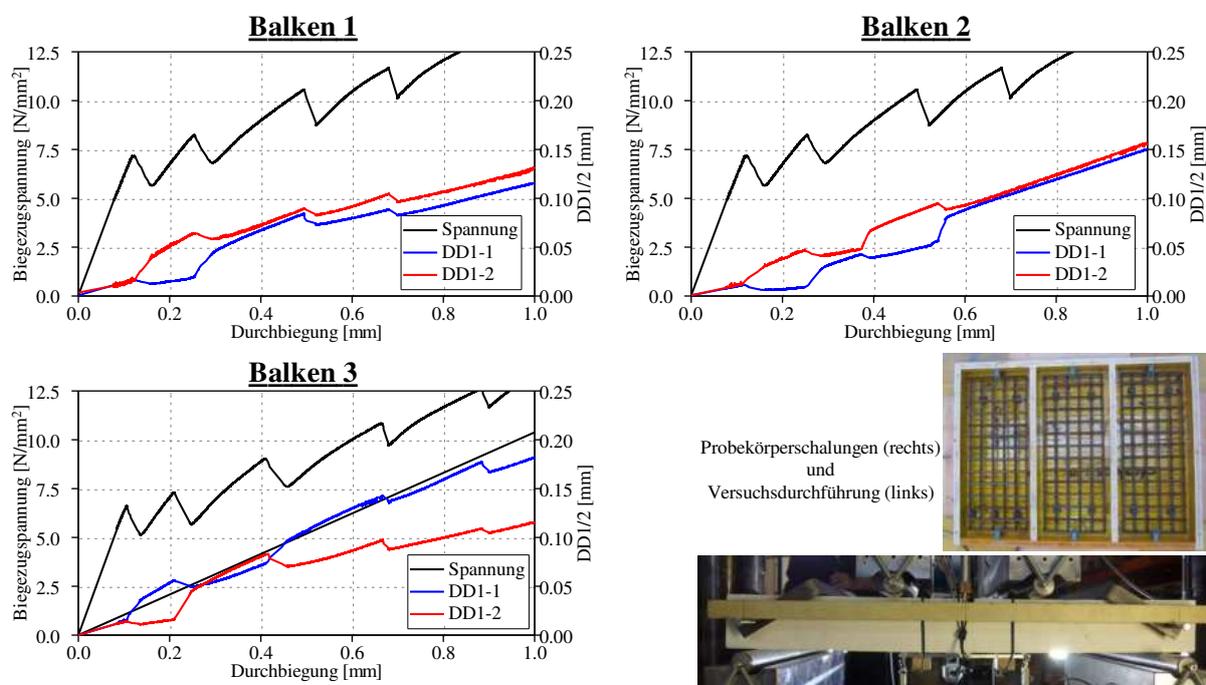


Abbildung C. 10: 4-Punkt-Biegezugversuche zur Studie der Rissbildung und Rissweite

C.5 Oberflächenbeschaffenheit

Die Rauigkeit und endgültige Oberfläche der direkt befahrenden Aufbetonschicht kann mittels herkömmlicher Betonfräse hergestellt werden. Erfahrungen bei der Steinbachbrücke haben gezeigt, dass mit dem Fräsen nicht nur eine ausreichende Griffigkeit erzielt, sondern auch die Bauungenaugigkeit ausgeglichen werden können. Alternativ dazu kann die Oberfläche wassergestrahlt werden. Nachteil am Wasserstrahlen ist die geringere Gleichmäßigkeit des Verfahrens. Kleinversuche haben gezeigt, dass nach dem Fräsen punktuell PVA-Fasern aus dem Beton herausragen. Diese stellen aber weder eine

Verletzungsgefahr dar, noch sind Rostflecken an der Oberfläche im Verlauf der Zeit zu erwarten. Die herausstehenden Fasern brechen mit der Zeit durch die UV-Strahlung und die mechanische Wirkung infolge des Verkehrs ab. Das Aufbringen einer dünnen Asphaltschicht stellt eine weitere Alternative dar. Bei der Kombination zwischen Fasern und Bewehrung muss hierfür zum einen die Betondeckung zum anderen die Aufbetonschicht deutlich reduziert werden, um das Eigengewicht auf die Stahlkonstruktion nicht zu erhöhen. Dies wirkt nachteilig auf die Spannungsreduzierung in der Stahlplatte. Weiterhin ist der Verbund zwischen Asphalt und UHPC dauerhaft sicherzustellen. Hierfür fehlt derzeit noch Erfahrung.

C.6 Zusammenfassung

Es wurde eine geeignete Betonrezeptur entwickelt und dessen Materialparameter charakterisiert. Alle relevanten Größen wie Druckfestigkeit, E-Modul und Zugfestigkeit sowie Schwinden liegen im angestrebten Bereich. Weiterhin kann mit dem entwickelten Beton durch eine Kombination zwischen PVA-Fasern und Betonstahl die Rissbildung so gezielt gesteuert werden, dass im Gebrauchszustand die Rissbreite deutlich kleiner als 0.1 mm bleibt.

C.7 Literaturverzeichnis

- [1] Dinger, D.; Funk, J.: Particle-Packing Phenomena and Their Application in Materials Processing. MRS Bulletin, 1997.
- [2] Schmidt, M.; Geisenhanslücke, C.: Optimierung der Zusammensetzung des Feinkorns von Ultra-Hochleistungs- und von Selbstverdichtendem Beton, in: Beton, 2005.
- [3] Kim, H.: A systematic mix design for Ultra High Performance Concrete, Dissertation, TU Graz, in Vorbereitung.
- [4] Ma, J.: „Faserfreier Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Materialeigenschaften“, Dissertation, Leipzig, 2010.

Anhang D

Entwicklung der Verbundfuge – Ausführungsart sowie Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften

Verfasser: Institut für Betonbau

Inhalt

D.1 Problemstellung	D-3
D.1.1 Beanspruchung der Verbundfuge	D-3
D.1.1.1 Beanspruchungen aus Schwerverkehr	D-3
D.1.1.2 Beanspruchungen aus Temperatur (einfach)	D-3
D.1.1.3 Beanspruchungen aus Temperatur (genau)	D-3
D.2 Untersuchung des Haftverbundes	D-4
D.2.1 Haftzugversuche (1. Versuchsreihe)	D-5
D.2.1.1 Probekörperherstellung.....	D-6
D.2.1.2 Versuchsanordnung.....	D-6
D.2.1.3 Ergebnisse	D-7
D.2.1.4 Schlussfolgerungen	D-11
D.2.2 Haftzugversuche (2. Versuchsreihe)	D-11
D.2.2.1 Probekörperherstellung.....	D-12
D.2.2.2 Versuchsaufbau	D-15
D.2.2.3 Ergebnisse	D-16
D.2.2.4 Schlussfolgerungen	D-18
D.2.3 Haftschubversuche (3. Versuchsreihe).....	D-18
D.2.3.1 Probekörperherstellung.....	D-18
D.2.3.2 Versuchsaufbau	D-18
D.2.3.3 Ergebnisse	D-21
D.2.3.4 Schlussfolgerungen	D-25
D.2.4 Haftschubversuche (4. Versuchsreihe).....	D-26
D.2.4.1 Probekörperherstellung.....	D-27
D.2.4.2 Versuchsanordnung.....	D-27
D.2.4.3 Ergebnisse	D-29
D.3 Zusammenfassung	D-35
D.4 Literaturverzeichnis.....	D-35

D.1 Problemstellung

Für das Zusammenwirken zwischen Stahl- und Fahrbahnplatte spielt die Verbundfuge eine entscheidende Rolle. Basierend auf einer eingehenden Literaturstudie (siehe Hauptteil) konnte festgestellt werden, dass die Qualität der Verbundfuge von verschiedenen Faktoren abhängig ist. Neben den Betoneigenschaften spielen vor allem die Beschaffenheit der Stahloberfläche und Randbedingungen wie Feuchtigkeit und Temperatur eine sehr große Rolle. Weiterhin kann sowohl die Verbundfestigkeit als auch die Steifigkeit der Fuge nur mittels experimentellen Untersuchungen zielsicher ermittelt werden.

D.1.1 Beanspruchung der Verbundfuge

In Anhang B wurden die Beanspruchungen des orthotropen Fahrbahndecks untersucht. Für die Verbundfuge sind die folgenden Beanspruchungen relevant.

D.1.1.1 Beanspruchungen aus Schwerverkehr

In Querrichtung ergeben sich in der Verbundfuge für Lastfall 4 (2x Achse C beidseits der QR – mittig zwischen HT) die größten Schubspannungen. Diese betragen für den Grenzfall starr $0,80 \text{ N/mm}^2$ und bei einer Annahme als nachgiebige Fuge $0,60 \text{ N/mm}^2$.

In Längsrichtung ist Lastfall 4 ebenfalls maßgebend und ergibt Spannungen von $0,60 \text{ N/mm}^2$ (starr) bzw. $0,48 \text{ N/mm}^2$.

D.1.1.2 Beanspruchungen aus Temperatur (einfach)

Im Rahmen einfacher Temperaturberechnungen für das verstärkte Fahrbahndeck ergaben sich bei einem Temperaturunterschied von 10°C zwischen Betonplatte und Stahldeck an den Rändern des Fahrbahndecks in der Verbundfuge Spannungen von $5,21 \text{ N/mm}^2$ (starr) und $1,84 \text{ N/mm}^2$ (nachgiebig)

D.1.1.3 Beanspruchungen aus Temperatur (genau)

Die Schubspannung die infolge der, in Anhang B genauer untersuchten, Temperaturbeanspruchung in der Harzschicht hervorgerufen wird, ist am äußeren Rand am größten und baut sich bis zum Ende eines Einleitungsbereichs kontinuierlich ab. Als Maximalwerte ergebend sich (jeweils bei vollem Verbund) für die Schubspannung rd. $2,0 \text{ N/mm}^2$ und für die Normalspannung $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Somit ist es von großer Relevanz, dass

- untersucht wird, wie sich die Fuge verhält, da sich daraus auch ihre Belastung ergibt.
- die Belastung aus Temperatur genau ermittelt wird, da sie eine weitaus größere Spannung als die Verkehrslast erzeugt.

D.2 Untersuchung des Haftverbundes

Im Rahmen der Untersuchungen wurden vier unterschiedliche Versuchsreihen durchgeführt. Es handelt sich hierbei um Haftzugversuche und Biegeversuche. Die Verbundfestigkeit an der Fuge konnte direkt aus den Versuchsergebnissen ermittelt werden, während die Steifigkeit der Fuge sowie die verschmierte Steifigkeit der Betonplatte durch Nachrechnung der Versuche ermittelt werden muss. Tabelle D. 1 und Tabelle D. 2 geben eine Übersicht der durchgeführten Versuche. Basierend auf den Ergebnissen der Literaturstudie und im Interesse einer einfachen und wirtschaftlichen Bauausführung wurden mechanische Verbundmittel (z.B. Kopfbolzen etc.) bewusst nicht in das Versuchsprogramm aufgenommen.

Haftzugversuche: 1. Versuchsreihe		Probenanzahl
Verbundfuge:	Oberflächenrauheit SR2 (alle Versuchskörper)	
Beton:	1) Normalbeton	3
	2) UHPC ohne Fasern	3
	3) UHPC mit Stahlfasern	3
	4) UHPC mit Basaltfasern	3
Summe der Probekörper:		12
Ziel:	<i>Eignung der Versuchskörper und Auswahl des Betons</i>	
Haftzugversuche: 2. Versuchsreihe		Probenanzahl
Beton:	Glasfaser-UHPC	
Verbundfuge:	1.1) Epoxidharz „SikaDur-31“ mit Basaltsplitt	6
	1.2) Epoxidharz „Indubond-VK4031“ mit Basaltsplitt	6
	2.1) Stahl mit Oberflächenrauheit SR2	6
Summe der Probekörper:		18
Ziel:	<i>Ermittlung der Haftzugfestigkeit und Feststellung des Einflusses der Verbundmittel</i>	

Tabelle D. 1: Übersicht der durchgeführten Versuche zu den Festigkeitseigenschaften

Biegeversuche: 3. Versuchsreihe		Probenanzahl
Beton:	Glasfaser-UHPC	
Verbundfuge:	1.1) Epoxidharz „SikaDur-31“ mit Basaltsplitt	3
	1.2) Epoxidharz „Indubond-VK4031“ mit Basaltsplitt	3
	2.1) Stahl mit Oberflächenrauheit SR2	3
Summe der Probekörper:		9
Ziel:	<i>Ermittlung der Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit der Fuge</i>	
Biegeversuche: 4. Versuchsreihe		
Beton:	PVA-Faser-UHPC (mit DM8/5 bewehrt)	Probenanzahl
Verbundfuge:	Epoxidharz „SikaDur-30 bzw. 31“ mit Basaltsplitt	
	a) weitere Versuche zur 3. Versuchsreihe	3
	b) 5-Punkt-Biegeversuche	3
Summe der Probekörper:		6
Ziele:	<i>Verifizierung der Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit für das gewählte Epoxidharz</i> <i>Ermittlung eines verschmierten (effektiven) E-Moduls für gerissene und ungerissen Bereiche</i>	

Tabelle D. 2: Übersicht der durchgeführten Versuche zu den Steifigkeitseigenschaften

D.2.1 Haftzugversuche (1. Versuchsreihe)

In der ersten Versuchsreihe wurden Haftzugversuche an Verbundprobekörpern mit rauen Stahloberflächen durchgeführt. Dabei wurden drei verschiedene UHPC-Rezepturen sowie eine Normalbeton-Rezeptur eingesetzt. Ziel war es, den Einfluss der Betonzusammensetzung und die Eignung der Probekörper, die in Anlehnung an [1] konzipiert wurden, festzustellen.

Die verwendeten Ultrahochleistungsbetone unterscheiden sich vor allem hinsichtlich ihrer Faserbewehrung. Es wurde eine Mischung mit Stahlfasern und eine weitere mit Basaltfasern verwendet. Weiterhin wurde eine dritte UHPC-Mischung ohne Fasern als Referenz eingesetzt. Die Versuchskörper mit Normalbeton sollten die unterschiedliche Adhäsion von UHPC und Normalbeton verdeutlichen. Die Stahloberfläche der Probekörper wurde sandgestrahlt. Die Beschaffenheit der Oberflächen wurde in dieser Versuchsreihe konstant

gehalten um die Haftzugfestigkeiten direkt vergleichen zu können. Die erzielte Rauheit entspricht etwa der Rauheit „SR2“ der Versuchsreihen in [1].

D.2.1.1 Probekörperherstellung

In Abbildung D. 1 ist der Aufbau der Probekörper schematisch dargestellt. Links sieht man den Zustand während der Herstellung und rechts den fertig vorbereitete Probekörper mit aufgeklebtem zweitem Stahlstempel.

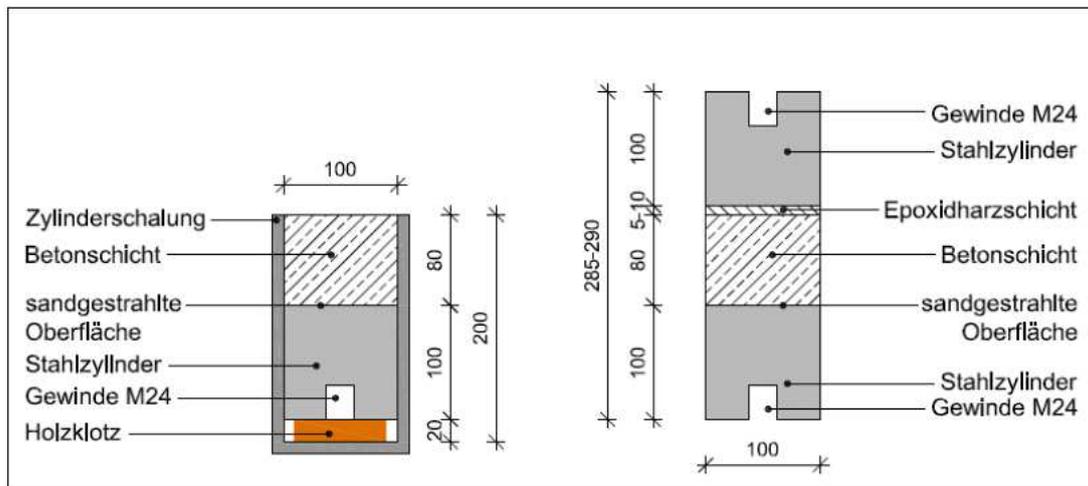


Abbildung D. 1: Probekörper für Haftzugversuche, Maße in [mm]

D.2.1.2 Versuchsanordnung

Nach 14 Tagen Lagerung wurden die Verbundproben einer zentrischen Zugprüfung unterzogen. In Abbildung D. 2 ist der prinzipielle Versuchsaufbau dargestellt. Die Versuche wurden weggeregelt mit einer Wegzunahme von 0,2 mm/min durchgeführt.

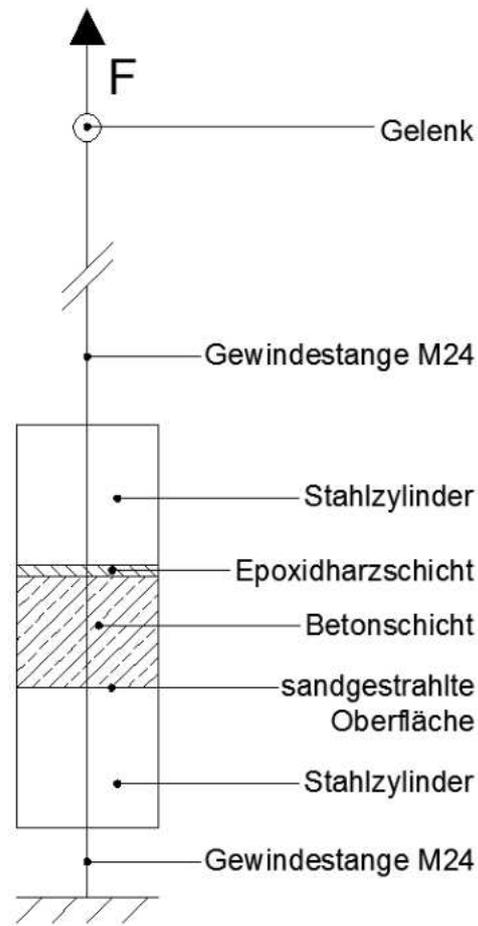


Abbildung D. 2: Universalprüfmaschine mit Verbundprobe (links), Skizze Versuchsaufbau (rechts)

D.2.1.3 Ergebnisse

Die eigentliche Prüffestigkeit wird gemäß Gleichung D.1 ermittelt. Hierbei wird der positive Effekt des Eigengewichts des oberen Stahlzylinders (ca. 6 kg) berücksichtigt.

$$\sigma_p = \frac{F_{max} - G}{A_g} \quad \text{D.1}$$

Da festgestellt wurde, dass bei allen Versuchskörpern in einem bestimmten Randbereich kein Verbund vorhanden war, wurde nach dem Versuchsende die tatsächliche Verbundfläche A_{red} für alle Versuchskörper ermittelt und die Haftzugfestigkeit nach Gleichung D.2 ermittelt. Diese Festigkeit wird im Weiteren als die echte Haftzugfestigkeit angenommen.

$$\sigma_{HZ} = \frac{F_{max} - G}{A_{red}} \quad \text{D.2}$$

In Tabelle D. 3 sind die Ergebnisse der Haftzugprüfung zusammengestellt und in Abbildung D. 3 sind die Prüfspannungen und Haftzugspannungen grafisch aufbereitet.

	Versuchskörper	Prüfkraft F_{\max} [N]	Geometrische Fläche A_g [mm ²]	Prüffestigkeit σ_P [N/mm ²]	Flächenverhältnis [%]	Reduzierte Fläche A_{red} [mm ²]	Haftzugfestigkeit σ_{HZ} [N/mm ²]
UHPC ohne Fasern	1	12779,00	7854	1,62	85	6671	1,91
	2	12877,00	7854	1,63	83	6549	1,96
	3	14529,00	7854	1,84	83	6542	2,21
	Mittelwert	13395,00	-	1,70	-	-	2,02
UHPC mit Stahlfasern	1	12086,00	7854	1,53	82	6450	1,86
	2	13318,00	7854	1,69	87	6869	1,93
	3	11091,00	7854	1,40	83	6493	1,70
	Mittelwert	12165,00	-	1,54	-	-	1,83
UHPC mit Basaltfasern	1	15706,00	7854	1,99	81	6342	2,47
	2	17443,00	7854	2,21	80	6263	2,78
	3	15146,00	7854	1,92	81	6358	2,37
	Mittelwert	16098,33	-	2,04	-	-	2,54
Normal-beton	1	6946,00	7854	0,88	75	5890	1,17
	2	8213,00	7854	1,04	80	6283	1,30
	3	9229,00	7854	1,17	85	6676	1,37
	Mittelwert	8129,33	-	1,03	-	-	1,28

Tabelle D. 3: Zusammenstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe

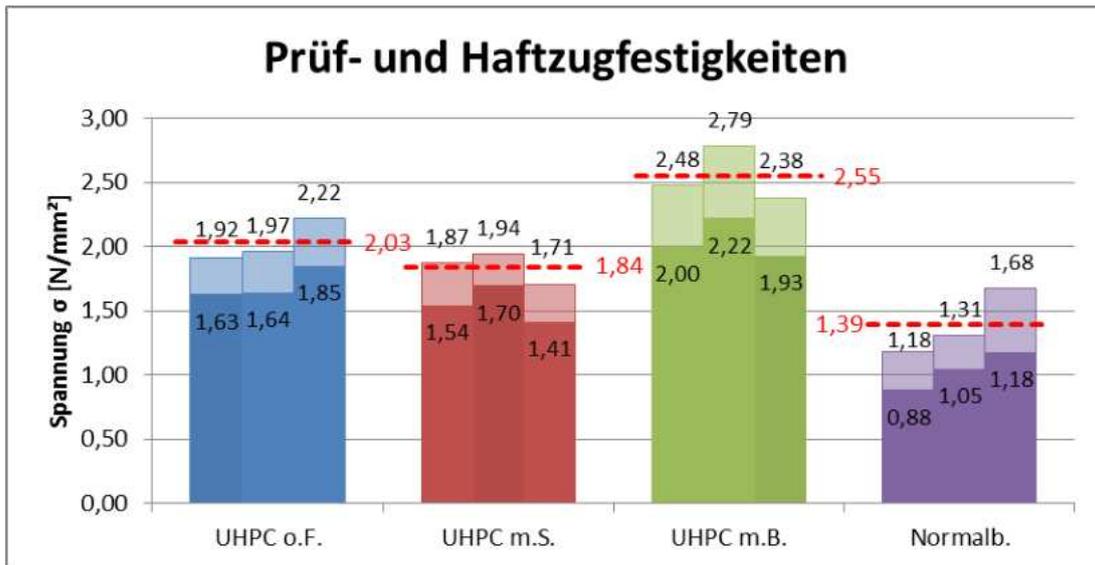


Abbildung D. 3: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe

Wird die Bruchfläche nach dem Versuchsende genau betrachtet, kann ihre Beschaffenheit in drei Zonen unterteilt werden. Am äußersten Rand ist eine Zone (Zone A) ohne Verbund. Diese ist offensichtlich durch das Betonschwinden verursacht worden. Die Breite der verbundlosen Randzone ist jedoch über den Umfang nicht gleich, wodurch sich eine unsymmetrische Restfläche ergibt. Abbildung D. 4 zeigt eine der Verbundproben mit UHPC ohne Fasern. Die erwähnte hellere Randzone ist auf dem Beton (rechts) sehr gut erkennbar.

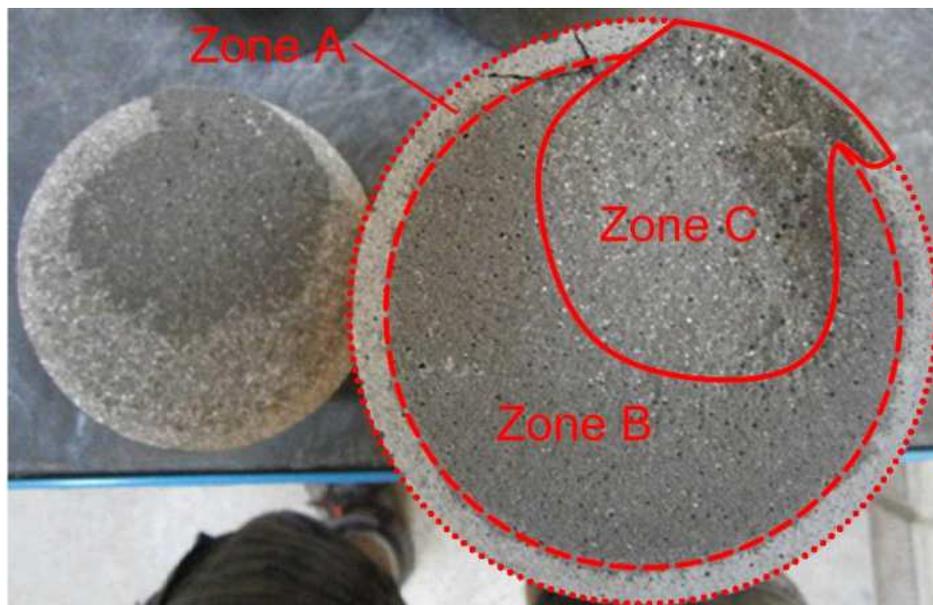


Abbildung D. 4: Bruchfläche UHPC ohne Fasern

Des Weiteren ist eine zweite Zone (Zone B) zu erkennen, in der der Bruch direkt in der Grenzschicht stattfand. In einer dritten Zone (Zone C) tritt der Bruch innerhalb des UHPC auf. Der anhaftende Betonausbruch ist in Abbildung D. 4 sowie in Abbildung D. 5 jeweils auf dem Stahlzylinder (links) gut ersichtlich. In dieser Zone muss die Haftzugfestigkeit höher als

Zugfestigkeit des Betons sein. Bemerkenswert ist, dass bei Beton mit Stahlfasern ein Teilbereich der Bruchfläche die herausgezogenen Fasern zu beobachten sind. Das hohe Haftvermögen des UHPC wird hiermit eindrucksvoll verdeutlicht.



Abbildung D. 5: Bruchfläche UHPC mit Stahlfasern

Die Proben mit Basaltfasern (siehe Abbildung D. 6) zeigen die gleiche Tendenz wie Proben mit Stahlfasern. Der Einfluss einer steiferen Konsistenz des Betons kann anhand der sichtbaren Poren in der Zone C erkannt werden. Diese Poren beeinflusst deutlich die Druckfestigkeit, die Haftzugfestigkeit jedoch kaum.

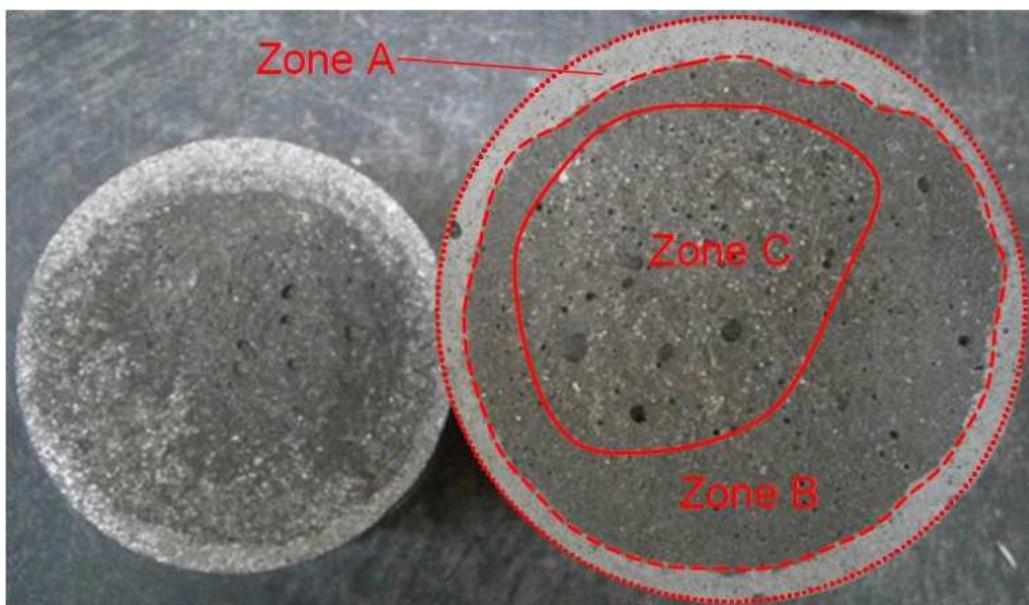


Abbildung D. 6: Bruchfläche UHPC mit Basaltfasern

Die unterschiedlichen Zonen können auch bei Normalbeton beobachtet werden (siehe Abbildung D. 7). Der Übergang zwischen den Bereich mit und ohne Verbund ist jedoch nicht so deutlich wie bei UHPC. Dies ist sicherlich auf die höheres Autogenschwinden des UHPC zurückzuführen.



Abbildung D. 7: Bruchfläche Normalbeton

D.2.1.4 Schlussfolgerungen

Insgesamt ist zu erkennen, dass die Haftzugfestigkeit von UHPC deutlich höher als die des Normalbetons ist. Der Unterschied zwischen UHPC mit und ohne Fasern ist sicherlich auf die Beschaffenheit der Grenzfläche zurückzuführen. Bezüglich der Versuchskörper kann festgestellt werden, dass der gewählte Versuchskörper in dieser Versuchsreihe wegen des nennenswerten Einflusses von Schwinden nicht geeignet ist, die Haftzugfestigkeit zielsicher zu ermitteln. Durch die deutliche ungleichmäßige Qualität in der Grenzfläche kommt es zu unterschiedlicher Exzentrizität bei einzelnen Versuchskörpern (siehe dazu auch [2]). Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zwischen den einzelnen Serien ist somit nur begrenzt vorhanden. Aus diesem Grund wurde eine weitere Versuchsreihe durchgeführt, um die Haftzugfestigkeit zu ermitteln.

D.2.2 Haftzugversuche (2. Versuchsreihe)

In dieser 2. Versuchsreihe zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit wurde eine gleichbleibende Betonrezeptur verwendet. Ursprünglich war geplant, die Betonrezeptur für diese Versuche aufgrund der Erkenntnisse der 1. Versuchsreihe auszuwählen. Aufgrund der Vorgabe keine Stahlfasern zu verwenden und da die Basaltfasern die Frischbetoneigenschaften sehr negativ beeinflussen, wurde eine neue UHPC-Rezeptur auf Basis der Rezeptur mit Stahlfasern entwickelt. Als Faserbewehrung kamen dabei Glasfasern zum Einsatz.

Um den Einfluss einer Haftbrücke auf die Haftzugfestigkeit zu untersuchen, wurde die Stahloberfläche unterschiedlich behandelt. Zum einen wurden Probekörper erstellt, bei denen der UHPC wie in der 1. Versuchsreihe auf die blanke, sandgestrahlte Stahloberfläche aufgebracht wurde und zum anderen wurde die sandgestrahlte Stahloberfläche mit Epoxidharz beschichtet, in welches in feuchtem Zustand Basaltsplitt eingestreut wurde. Hierbei wurden zwei verschiedene Epoxidharztypen verwendet.

D.2.2.1 Probekörperherstellung

Die Basis für alle Probekörper dieser Versuchsreihe waren Stahlplatten von 300 mm Breite, 700 mm Länge und 10 mm Höhe. Die Schichtstärke des UHPC war wiederum 80. In Abbildung D. 8 sind der Aufbau der Haftzugproben aus der 2. und der Hafts Schubproben aus der 3. Versuchsreihe (siehe D.2.3) schematisch dargestellt.

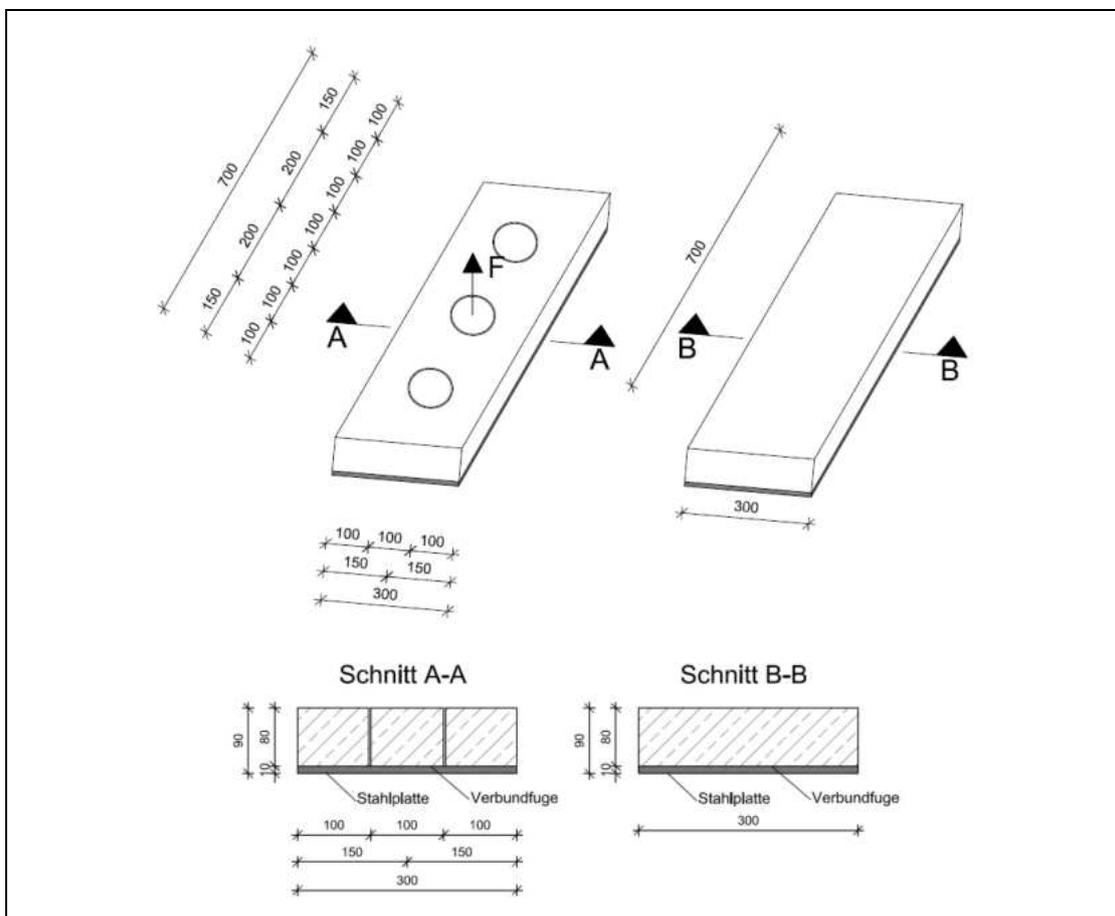


Abbildung D. 8: Haftzug- (links) und Hafts Schubprobekörper (rechts), Maße in [mm]

Zur Herstellung der Probekörper wurde UHPC auf vorbereitete Stahlplatte aufgebracht und verdichtet. Durch die Bohrung bis zur Stahlplatte und Aufkleben des Stahlzylinders wurden die Probekörper für die Ausziehversuche vorbereitet (siehe Abbildung D. 9 bis Abbildung D. 13)



Abbildung D. 9: Stahlplatten vor (oben) und nach (unten) dem Sandstrahlen



Abbildung D. 10: Stahlplatte mit Epoxidharzbeschichtung (oben) und mit Basaltspliteinstreuung (unten)



Abbildung D. 11: Bohren der Zylinder

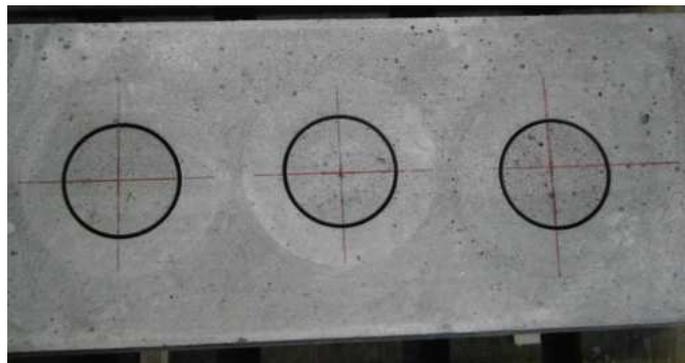


Abbildung D. 12: Probekörper mit gebohrten Zylindern



Abbildung D. 13: Aufkleben der Stahlzylinder für die Haftzugprüfung mit Abstandhalter

D.2.2.2 Versuchsaufbau

Für die Durchführung der Haftzugversuche dieser Versuchsserie wurde am LKI der TU Graz ein eigenes Prüfgerät gebaut. Es setzt sich aus einem Enerpac Hohlkolbenzylinder (RCH302) und einem M24 Gewindestab zusammen, welcher mit einem Dehnmessstreifen bestückt ist. Kalibriert wurde das Gerät bis zu einer Zugkraft von 150 kN. Die Hydraulikpumpe wurde von Hand bedient, wodurch keine konstante Wegzunahme möglich war. Abbildung D. 14 zeigt den Versuchstand. Es handelt sich hierbei um einen kraftgesteuerten Versuch.



Abbildung D. 14: Hohlkolbenzylinder (oben) und Hydraulikpumpe (unten)

D.2.2.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind in Tabelle D. 4 und Abbildung D. 15 dargestellt. In diesem Fall entspricht die Prüffestigkeit σ_P der Haftzugfestigkeit σ_{HZ} , da durch die gewählte Art der Probeherstellung keine verbundfreie Zone im Versuchskörper vorhanden ist. Durchgestrichene Werte stellen die ermittelten statistischen Ausreißer dar und werden in der Berechnung des Mittelwerts nicht berücksichtigt.

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Prüfkraft F_{max} [N]	Geometrische Fläche A_g [mm ²]	Prüffestigkeit $\sigma_P = \sigma_{HZ}$ [N/mm ²]
Indubond VK4031	1	26100	7854	3,32
	2	24200	7854	3,07
	3	23100	7854	2,93
	4	17500	7854	2,22
	5	24300	7854	3,09
	6	23500	7854	2,98
	Mittelwert	23117	-	3,02
SikaDur-31	1	22400	7854	2,84
	2	23900	7854	3,04
	3	18800	7854	2,39
	4	22700	7854	2,88
	5	21500	7854	2,73
	6	21300	7854	2,70
	Mittelwert	21767	-	2,76
sandgestrahlter Stahl	1	21600	7854	2,74
	2	23000	7854	2,92
	3	20100	7854	2,55
	4	23400	7854	2,97
	5	22900	7854	2,91
	6	22700	7854	2,88
	Mittelwert	22283	-	2,88

Tabelle D. 4: Zusammenstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe

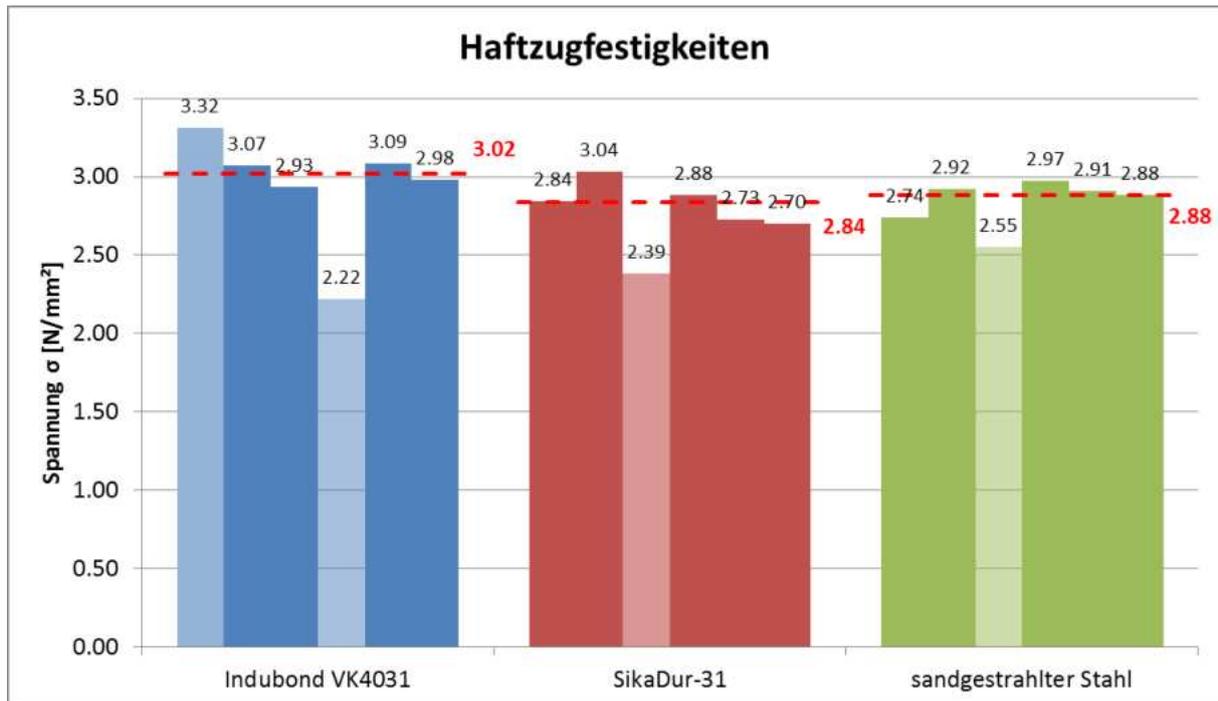


Abbildung D. 15: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 2.Versuchsreihe

Das Versagen trat ausschließlich in der Verbundfuge auf. Eine „eindeutige“ Schwachstelle konnte jedoch nicht identifiziert werden, da der Verbund der Basaltkörner sowohl zum Epoxidharz als auch zum Beton gleichermaßen versagte. Unter Berücksichtigung der Streuung der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass alle drei Varianten der Fugenvorbereitung etwa die gleiche Kapazität aufweist. Die Proben mit unterschiedlichen Epoxidharzen behandelten Fugen weisen nahezu identische Bruchfläche auf (siehe Abbildung D. 16).



Abbildung D. 16: Bruchbild Indubond 2 (links) SikaDur 2 (rechts)

D.2.2.4 Schlussfolgerungen

Die Haftzugfestigkeit ist bei allen Varianten deutlich größer als $1,50 \text{ N/mm}^2$, mit der bei Beschichtung bzw. Betonergänzung rechnerisch keine mechanischen Verbundmittel gefordert werden (siehe [3]).

Basierend auf den Ergebnissen kann festgestellt werden, dass die Haftzugfestigkeit mit und ohne Epoxidharzbeschichtung ausreichend groß ist, um ein Zusammenwirken der Stahl- und Betonplatte sicherzustellen. Die Ergebnisse liegen in der Größenordnung der in Niederlande im Rahmen eines Pilotprojekts erzielten Ergebnisse, wobei dort Granit als Einstreuungsmaterial verwendet wurde.

Anhand der vorliegenden Ergebnisse kann kein nennenswerter Unterschied zwischen Fugen mit und ohne Epoxidharzbeschichtung festgestellt werden. Da Erfahrung mit Verbundfugen ohne Epoxidharzbeschichtung nicht ausreichend vorhanden ist, und Fugen mit einer Epoxidharzbeschichtung ein gewisses Verformungsvermögen aufweist, wird für den Großversuch die Variante mit Epoxidharzbeschichtung vorgeschlagen.

D.2.3 Haftschubversuche (3. Versuchsreihe)

Es handelt sich hierbei um einen Dreipunktbiegeversuch zur Bestimmung der Haftscherfestigkeit und Steifigkeit der Fugen, sowie der Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Stahl und UHPC.

D.2.3.1 Probekörperherstellung

Wie in D.2.2.1 beschrieben bestanden die Probekörper dieser Versuchsreihe aus Stahlplatten von 300 mm Breite, 700 mm Länge und 10 mm Höhe und einer UHPC-Schicht von 80 mm (siehe Abbildung D. 8).

D.2.3.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden mit einer effektiven Stützweite von 600 mm gelagert. Abbildung D. 17 zeigt schematisch den Versuchsaufbau.

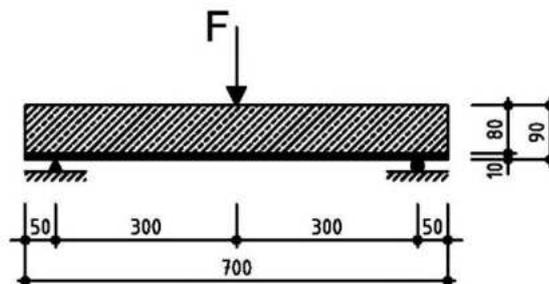


Abbildung D. 17: Skizze des Versuchsaufbaus für Versuchsreihe 3

Die Versuche wurden weggeregelt mit einer Wegzunahme von 0,4 mm/min durchgeführt, wobei zuerst bis zu einer Druckkraft von 140 kN belastet, anschließend auf 4 kN entlastet und dann bis zum Bruch der Probekörper wiederbelastet wurde.

Die Anordnung der Messinstrumente ist in Abbildung D. 18 dargestellt und die zu erfassenden Messgrößen sind Tabelle D. 5 zu entnehmen.

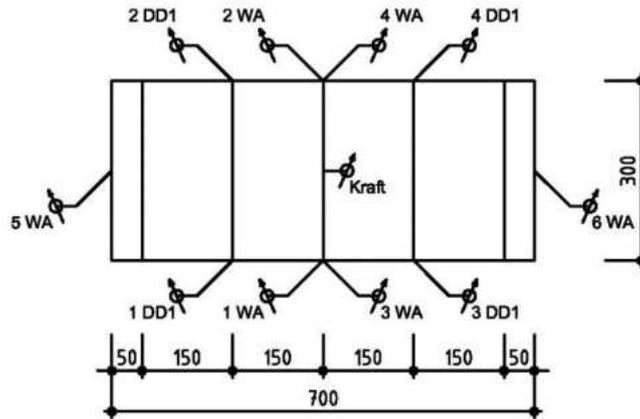


Abbildung D. 18: Skizze des Messkonzeptes für Versuchsreihe 3

Bezeichnung	Aufnehmer	Lage	Messgröße
1 ... 4 DD1	Dehnungsaufnehmer	Längsseite der Platte in den Viertelpunkten	Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
1 ... 4 WA	Induktive Wegaufnehmer	Längsseite der Platte neben Lasteinleitungsrolle	Durchbiegung
5 ... 6 WA	Induktive Wegaufnehmer	Stirnseite der Platte	Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
Kraft	Kraftmesseinrichtung Beta 1000	Integriert in die Prüfmaschine	Aufgebrachte Prüflast

Tabelle D. 5: Bezeichnung und Lage der Messeinheiten für Versuchsreihe 3

Abbildung D. 19 verdeutlicht den Versuchsstand und die Anordnung der Messinstrumente.

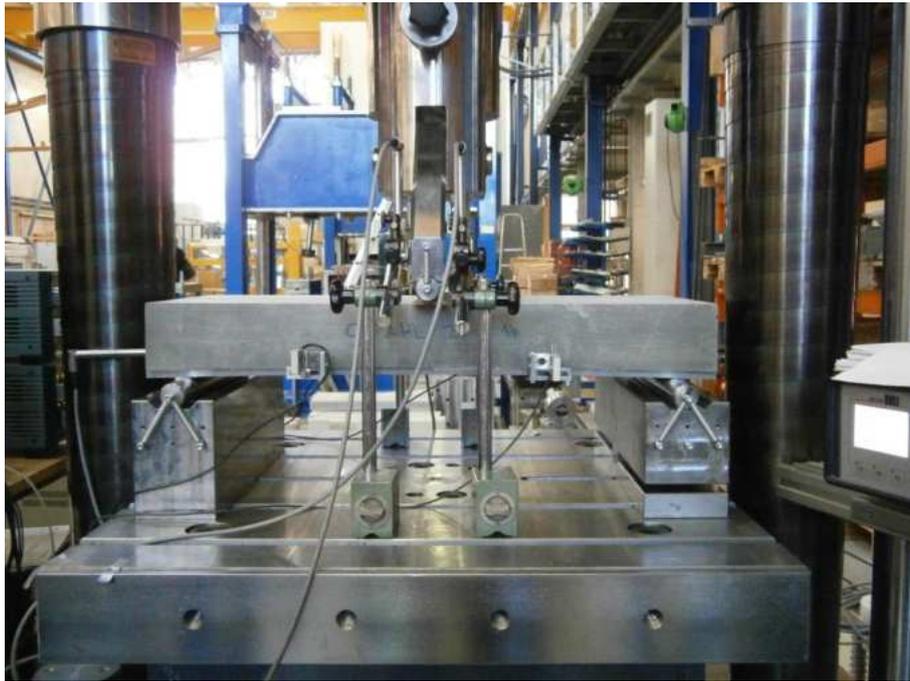


Abbildung D. 19: Versuchsaufbau

D.2.3.3 Ergebnisse

In Tabelle D. 6 sind die wesentlichen Ergebnisse der 3. Versuchsreihe zusammengestellt. Es wird unterschieden zwischen der maximal gemessenen Druckkraft F_{\max} , welche in weiterer Folge als Bruchlast bezeichnet wird und der Prüflast F_1 , bei welcher der erste Kraftabfall in der Messung aufgezeichnet wurde. Die Verformungen w_1 ist die gemittelte Verformung in Feldmitte abzüglich der bleibenden Verformung nach der Entlastung und zugehörig zu F_1 .

Verbundfugen- typ	Versuchs- körper	Bruchlast F_{\max} [kN]	Prüflast F_1 [kN]	Durchbiegung w_1 [mm]
Indubond VK4031	1	231,41	230,09	1,20
	2	199,45	196,54	1,10
	3	248,09	248,09	1,27
	Mittelwert	226,32	224,91	1,19
SikaDur-31	1	224,90	224,90	1,14
	2	218,62	218,62	1,20
	3	239,79	239,79	1,19
	Mittelwert	227,77	227,77	1,18
sandgestrahlter Stahl	1	199,44	199,44	0,97
	2	195,37	195,37	1,03
	3	210,19	210,19	1,03
	Mittelwert	201,67	201,67	1,01

Tabelle D. 6: Zusammenstellung der Ergebnisse: 3. Versuchsreihe

In Abbildung D. 20 und Abbildung D. 21 sind Prüflast F_1 und Durchbiegung w_1 grafisch dargestellt.

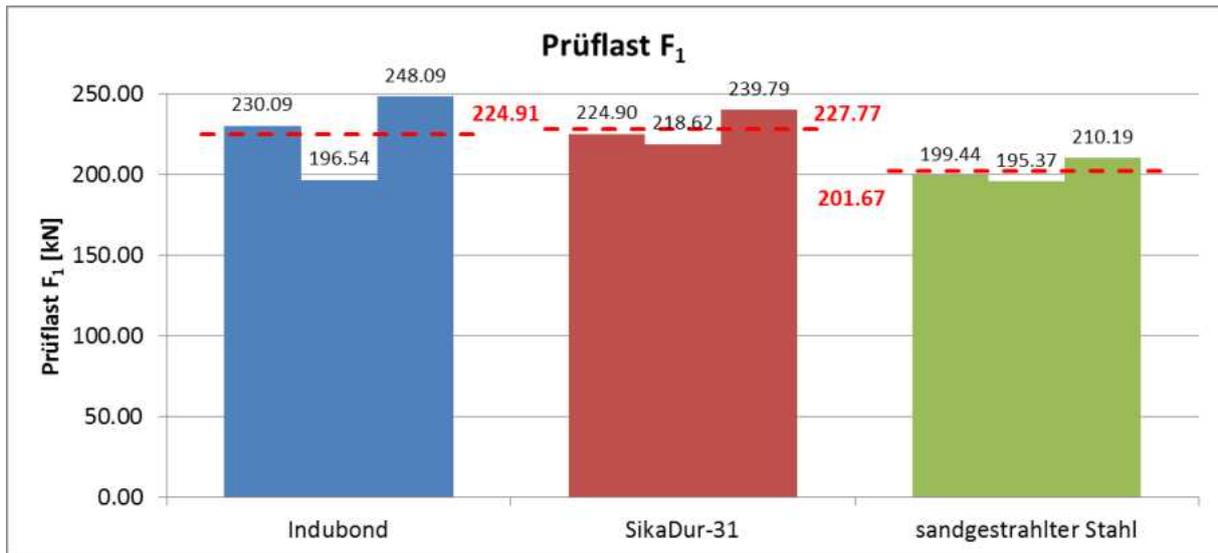


Abbildung D. 20: Grafische Darstellung der Prüflast F_1

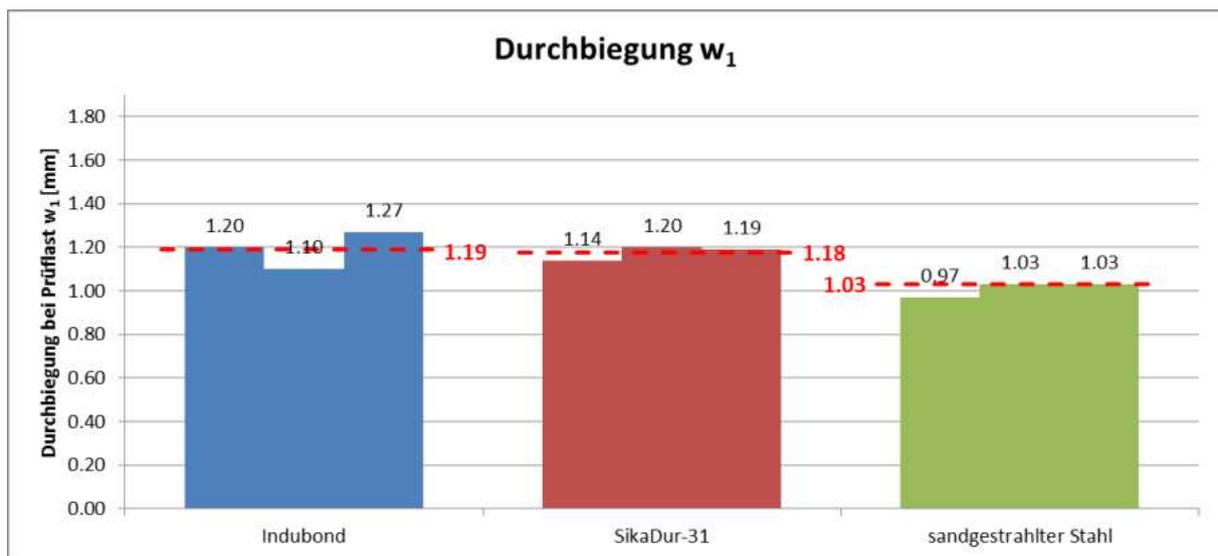


Abbildung D. 21: Grafische Darstellung der Durchbiegung w_1

Das Bruchbild (siehe Abbildung D. 22) sieht bei allen Proben ähnlich aus. Kurz vor der maximal erzielten Last traten feine Schubrisse im Ultrahochleistungsbeton auf, die anschließend bis zum Versagen anwuchsen. Beim Entstehen des ersten Haarrisses im Beton nimmt die Verformung sprunghaft zu und die Prüfkraft (wegeregelter Versuch) fällt dadurch kurzfristig ab. Anschließend konnte die Last auf die gleiche Größe bzw. geringfügig höher gesteigert werden. Die Erhöhung ist bei allen Versuchskörpern aber kaum nennenswert.



Abbildung D. 22: Probekörper SikaDur 31

In Abbildung D. 23 bis Abbildung D. 25 sind die Last-Verformungskurven für alle drei untersuchten Verbundfugen dargestellt. Zum Vergleich ist der rechnerische Verformungsverlauf unter Annahme eines starren Verbundes und das Lastniveau, bei dem unter Annahme eines starren Verbundes die Spannung an der Unterseite des Betons die Zugfestigkeit erreicht, angeführt. Es ist deutlich zu erkennen, dass das Verhalten aller Versuchskörper unterhalb der Risslast etwas weicher als das mit starrem Verbund ist. Bis zur Bildung des Schubrisses ändert sich die Steifigkeit des Bauteils jedoch kaum. Dies bedeutet, dass bis zum Schubriss eine geringere, aber konstante Steifigkeit und starrer Verbund vorhanden sind.

Die geringere Steifigkeit im Vergleich mit dem ungerissenen Zustand ist auf die Mikrorissbildung durch das Schwinden zurückzuführen. Unter Berücksichtigung des festgestellten Schwindmaßes in Begleitversuchen kann gezeigt werden, dass die Spannungen an der Unterseite der Betonplatte infolge Schwinden größer bzw. in Größenordnung der Zugfestigkeit des Betons sind. Durch den guten Verbund zwischen Stahl und Beton kommt es jedoch nicht zur Bildung von Makrorissen.

Insgesamt kann für alle Ausführungsvarianten der Verbundfuge von einem starren Verbund ausgegangen werden. Um den Einfluss des Schwindens auf die Reduzierung der Steifigkeit der Betonplatte zu berücksichtigen, sollte der E-Modul des Betons reduziert werden.

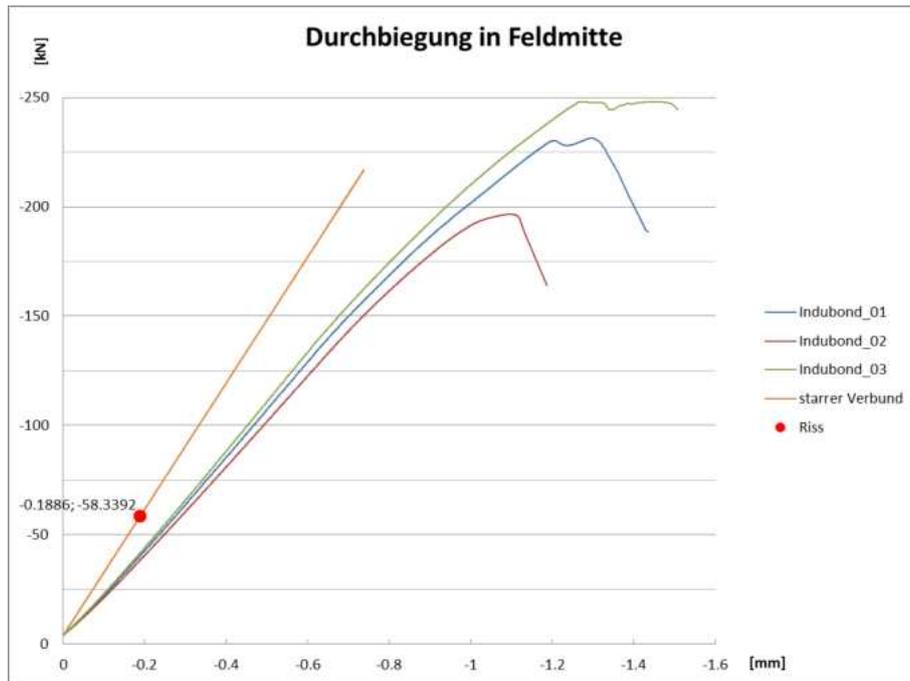


Abbildung D. 23 Last-Verformungskurve für Verbundfuge Indubond VK4031

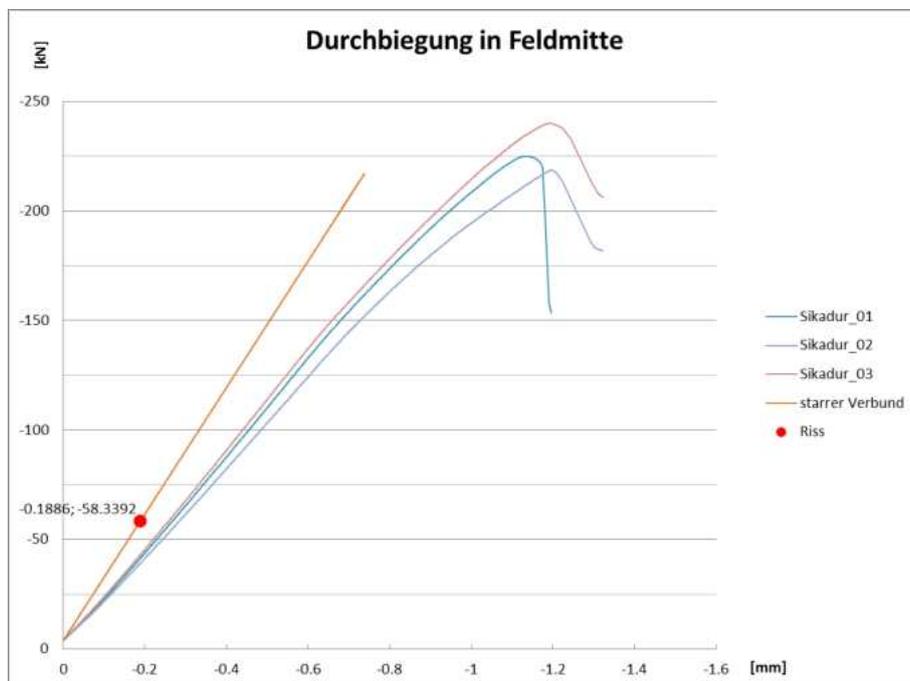


Abbildung D. 24 Last-Verformungskurve für Verbundfuge Sikadur-31

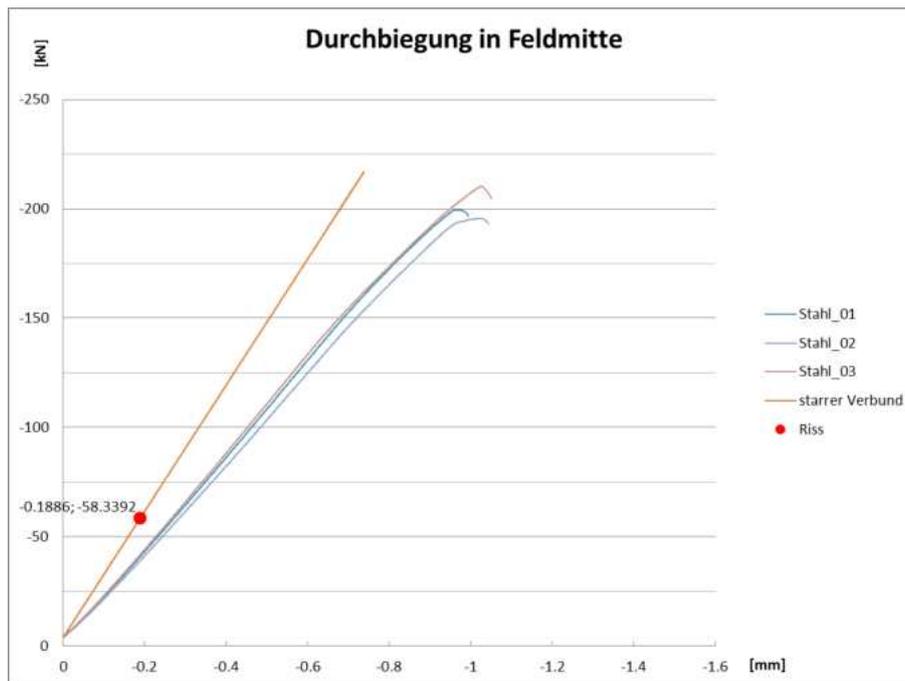


Abbildung D. 25 Last-Verformungskurve für Verbundfuge sandgestrahlter Stahl

D.2.3.4 Schlussfolgerungen

Im Mittel wurde bei Fugen mit Epoxidbeschichtung eine ca. 10 % höhere Traglast erreicht. Werden jedoch die einzelnen Versuchsergebnisse betrachtet, so kann kein eindeutiger Unterschied zwischen verschiedenen Fugenarten festgestellt werden. Basierend auf den Ergebnissen können alle drei Fugenausführungen als gleichwertig bewertet werden. Bei allen Versuchen wurde bis kurz vor Erreichen der Bruchlast kein Schlupf gemessen. Nennenswerte Verformung wurde erst festgestellt nach dem Schubrisse entstehen.

Weiterhin konnte auch kein Steifigkeitsabfall nach Erreichen der Risslast unter Annahme eines starren Verbunds festgestellt werden. Risse mit erkennbarer Rissbreite waren ebenfalls nicht vorhanden. Diese Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass ein sehr guter Verbund zwischen Stahl und Beton vorhanden ist, so dass der Rissabstand und die Rissbreite in der Betonplatte sehr gering sind. Weiterhin ist keine Schubverformung in der Verbundfuge vorhanden. Die hohen Beanspruchungen infolge des Schwindens führen jedoch dazu, dass Mikrorisse im Beton entstehen. Hiermit wird die Steifigkeit des Betons reduziert. In Tabelle D. 7 sind die Reduzierungsfaktoren für die durchgeführten Versuche dargestellt. Hiermit kann eine sehr gute Übereinstimmung zwischen rechnerischer und experimenteller Verformung bei Annahme eines starren Verbunds erzielt werden.

Dabei ist zu beachten, dass, abweichend von Anhang C, bei der Berechnung ein mittlerer E-Modul des UHPC nach 14 Tagen von 43.000 N/mm² und für Versuchsreihe 4a (und b) von 52.000 N/mm² nach 70 Tagen verwendet wurde. Diese E-Modul Werte wurden anhand von Begleitversuchen für die Betonmischungen der einzelnen Versuchskörper ermittelt (Versuche an Prismen nach ONR 23303:2010). Der E-Modul des Stahlblechs wurde ebenfalls in Begleitversuchen in der Größe von 190.000 N/mm² ermittelt (nach EN ISO 6892-1).

Verbundfugentyp	Faktor für $E_{c,m}$
Indubond	0,49
Sikadur-31	0,49
Stahl	0,52
Sikadur-31 (Beton bewehrt) (Versuchsreihe 4a)	0,55
E=43.000 N/mm ² nach 14 Tagen	

Tabelle D. 7 Faktor zur rechnerischen Erfassung der Mikrorissbildung bei Dreipunktbiegeversuchen

D.2.4 Haftschubversuche (4. Versuchsreihe)

Um die Änderung der Biegetragfähigkeit bei negativer Biegebeanspruchung experimentell zu bestimmen und um die Ergebnisse der 3. Versuchsreihe zu ergänzen wurde zusätzlich eine 4. Versuchsreihe durchgeführt. Somit gliedert sich diese Versuchsreihe wie folgt:

- 3 Versuchskörper für 3-Punkt-Biegung (vgl. D.2.3)
- 3 Versuchskörper für 5-Punkt-Biegung (Zweifeldträger)

Aufgrund der Wirkung der Längsrippen des orthotropen Fahrbahndecks kann das statische System für Fall b) vereinfacht als gebetteter Mehrfeldträger dargestellt werden (siehe Abbildung D. 26). Um einen repräsentativen 2-Feld-Ausschnitt abbilden zu können werden die äußeren Lager auf die Momenten-Nulldurchgänge verschoben (die Stützweiten zwischen den LR werden verkürzt). Die FEM-Untersuchung in Anhang B ergab, dass für die realen Steifigkeitsverhältnisse die Momente aus der Doppelradbelastung ab der dritten LR nach der Belastung auf ein vernachlässigbar geringes Maß abklingen. Dies zeigt auch das Momentenbild bei starren Auflagern und linear-elastischer Berechnung für Durchlaufträger.

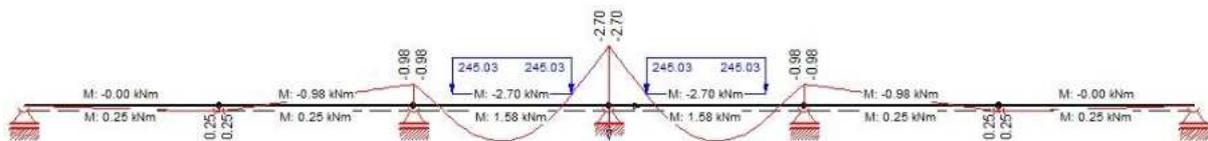


Abbildung D. 26: linear-elastisches System zur Darstellung des Einflusses der benachbarten Längsrippen

Die Nulldurchgänge befinden sich dabei (ähnlich wie beim gebetteten bzw. FEM-System) bei 320 mm. Der Längsrippen-Abstand beträgt im Vergleich dazu 360 mm.

Die Probekörper dieser Versuchsreihe wurden mit derselben Betonrezeptur wie der Großversuch hergestellt und weisen daher Bewehrung auf. Als Epoxidharz wurden Sikadur-31 (Fall a) und -30 (Fall b) verwendet, um Versuchsreihe 3 (siehe D.2.3.1) bzw. dem Großversuch (siehe Anhang E) zu entsprechen. Aufgrund der zusätzlichen konventionellen Bewehrung sind im Vergleich zu Versuchsreihe 3 höhere (Schub-)Bruchlasten zu erwarten.

D.2.4.1 Probekörperherstellung

Die Probekörper entsprechen im Fall a den Abmessungen der Probekörper für Versuchsreihe 3 (siehe Abbildung D. 8) und für Fall b weisen sie bei einer Breite von 300 mm eine Länge von 750 mm auf, um die Abbildung der Durchlaufwirkung im Großversuch in der vorhandenen Prüfmaschine zu ermöglichen.

Die Herstellung erfolgte analog zur 3. Versuchsreihe (siehe D.2.2.1)

D.2.4.2 Versuchsanordnung

Die Probekörper wurden, entsprechend der langen Aushärtedauer des Großversuchs von 54 Tagen, nach 65 Tagen (Versuchsreihe 4a) und nach 70 Tagen (Versuchsreihe 4b) geprüft.

Im Vergleich zu Versuchsreihe 3 (siehe D.2.3.2) wurde die Messinstrumentierung für Fall a dahingehend verändert, dass die Dehnungsdifferenzen über die Höhe des Querschnitts erfasst werden können. Dies ersetzt die in Versuchsreihe 3 durchgeführte Schlupfmessung an den Enden und in den Viertelpunkten. Die Erfassung der Durchbiegung blieb unverändert. Die Lasteinleitung erfolgte, ebenfalls abweichend, über ein Elastomerkissen mit den Abmessungen 300 mm x 220 mm und einem ergänzenden wassergefüllten Schlauch für die zyklische Belastung, um Einfluss der Bauteilverformung auf die Lastverteilung zu minimieren.

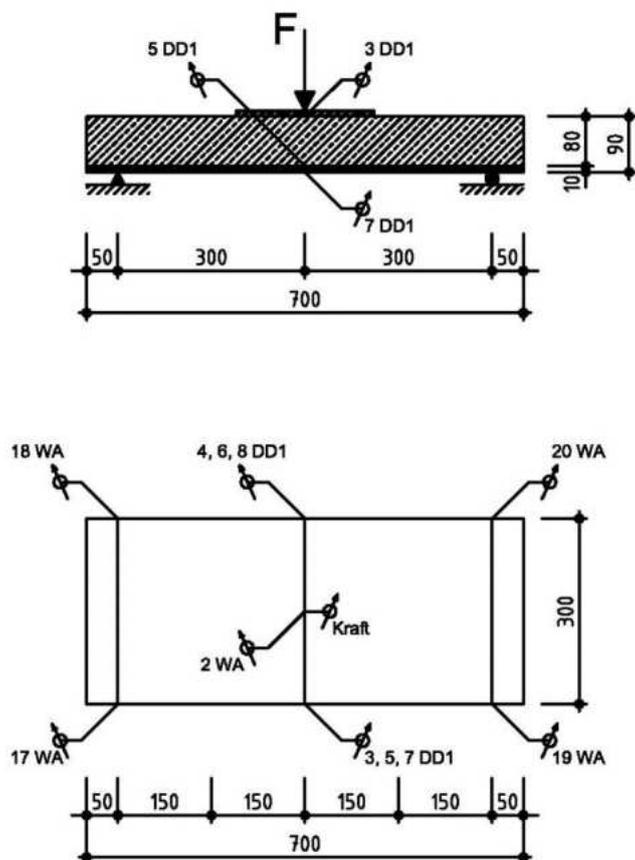


Abbildung D. 27: Skizze des Versuchsaufbaus für Versuchsreihe 4a

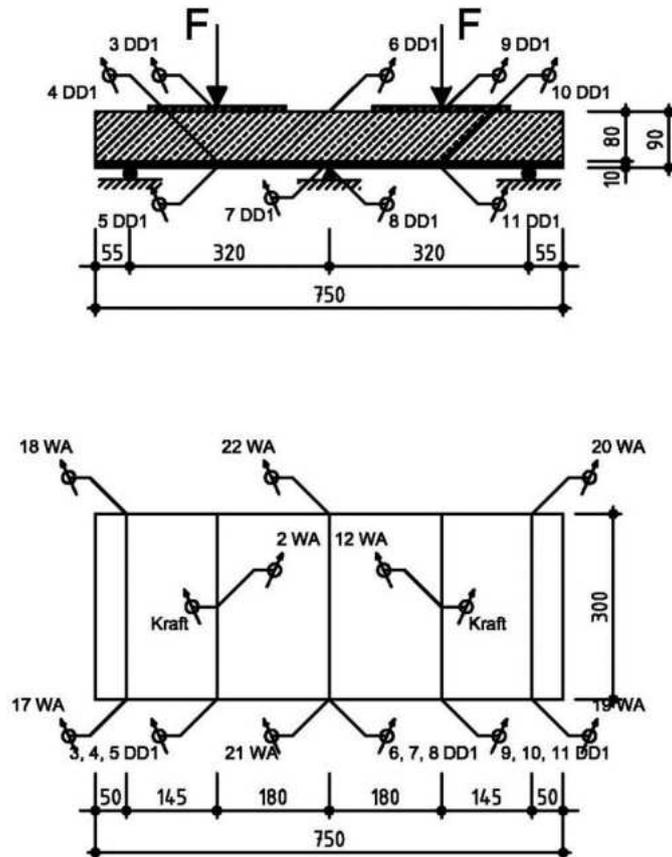


Abbildung D. 28: Skizze des Versuchsaufbaus für Versuchsreihe 4b

Für beide Versuchsreihen wurde zuerst eine zyklische Belastung mit einem Maximum von bis zu 185 kN aufgebracht (siehe Tabelle D. 8 bzw. Tabelle D. 9), dann wurden die Schläuche entfernt und die Probekörper wurden zum Bruch gefahren. Abbildung D. 29 zeigt den Versuchsaufbau für Versuchsreihe 4b während der zyklischen Belastung.



Abbildung D. 29 Versuchsaufbau für Versuchsreihe 4b

D.2.4.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse für Versuchsreihe 4a sind in Tabelle D. 8 dargestellt. Im Vergleich zu Versuchsreihe 3 (siehe Tabelle D. 6) zeigt sich eine deutliche Erhöhung der Prüf- und Bruchlasten, welche durch die zusätzliche konventionelle Bewehrung erzielt wird. Zur Verdeutlichung des Unterschieds sind in Abbildung D. 30 die Ergebnisse aller vier Versuchsreihen mit 3-Punkt-Biegeversuch dargestellt.

Versuchskörper		Ablauf zyklische Belastung [kN]	Prüflast F_1 [kN]	Bruchlast F_{max} [kN]	Durchbiegung w_1 [mm]
1	4P-1	0 - 100 - 0 - 100 - 0	230	299.38	1.06
2	4P-2	0 - 100 - 0	281	329.66	1,31
3	4P-3	0 - 100 - 0 - 100 - 0	279.95	366.43	1,47
Mittelwert		-	265.26	331.82	1,28

Tabelle D. 8 Zusammenstellung der Ergebnisse von Versuchsreihe 4a

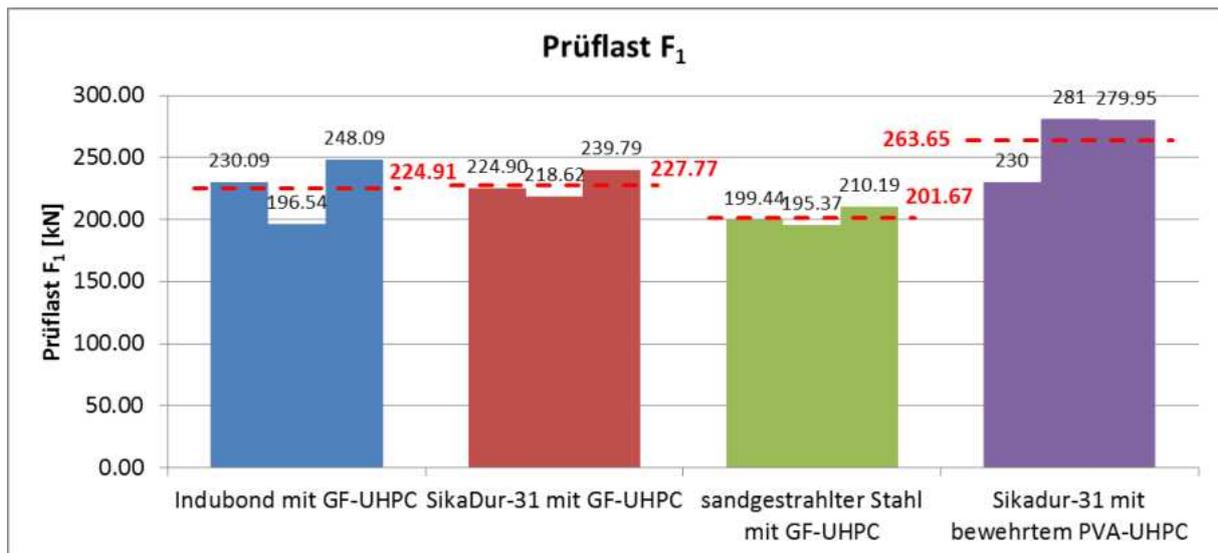


Abbildung D. 30: Gegenüberstellung der Prüflast F_1 für alle 3-Punkt-Versuche

Das Bruchbild (siehe Abbildung D. 31) bei diesen Proben entspricht dem in Versuchsreihe 3 (siehe Abbildung D. 22). Maßgebend für das Versagen in diesem Fall ist auch die Bildung eines Schubrisses. Der Einfluss der zusätzlichen Bewehrung ist jedoch sehr deutlich zu erkennen.

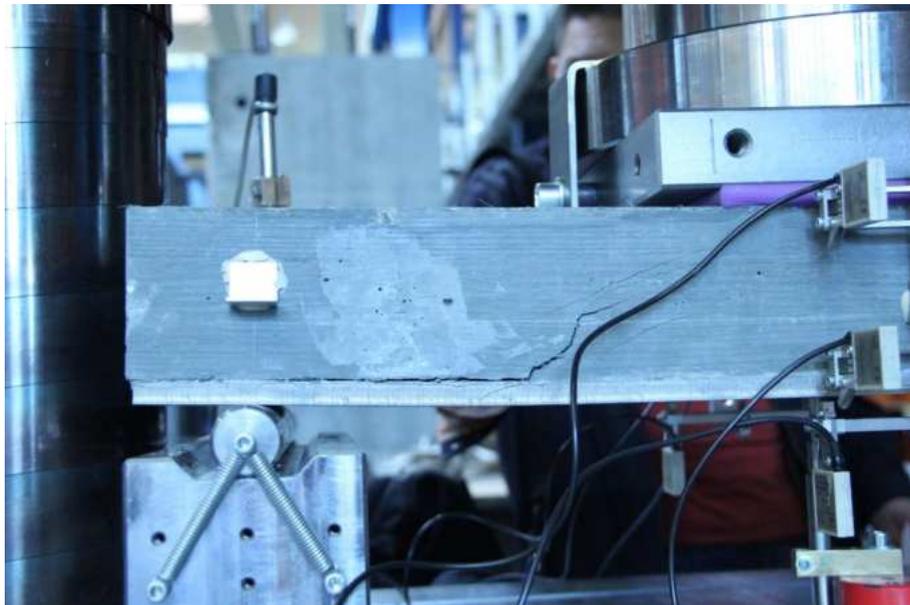


Abbildung D. 31: Probekörper 2 der Versuchsreihe 4a nach dem Versagen

In Abbildung D. 32 sind die Last-Verformungskurven für Versuchsreihe 4a dargestellt. Zum Vergleich sind der rechnerische Verformungsverlauf unter Annahme eines linearelastischen Verhaltens mit starrem Verbund zwischen Stahlplatte und Beton und das Lastniveau, bei dem die Spannung an der Unterseite der Betonplatte die Zugfestigkeit erreicht, angeführt. Auch hier bleibt die Steifigkeit nach Erreichen der Risslast bis zur Bildung des Schubrisses

annähernd konstant. Das Verhalten des Versuchskörpers ist jedoch deutlich weicher als das des ungerissenen Zustands mit starrem Verbund.

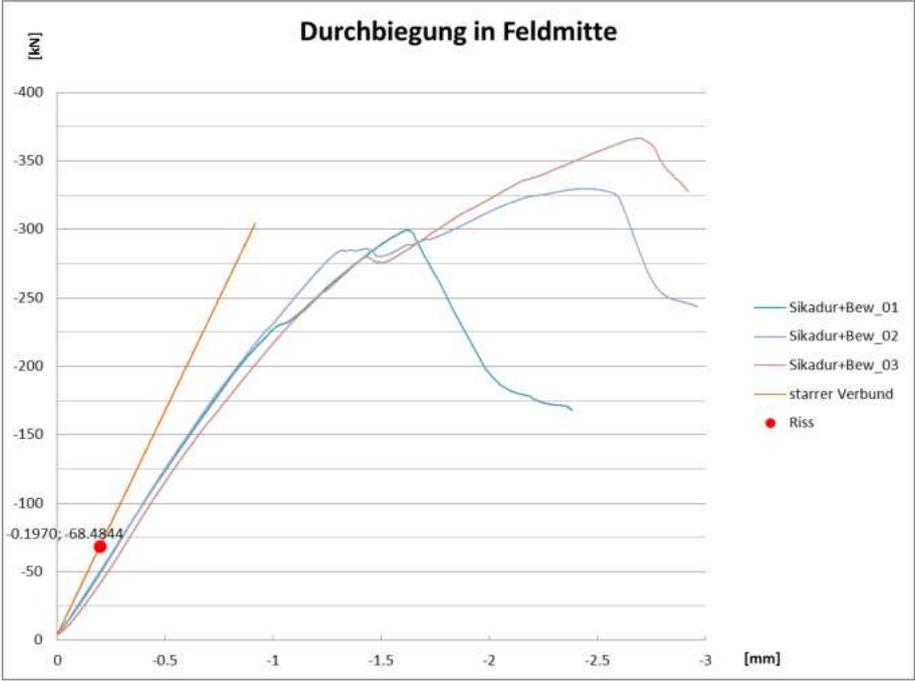


Abbildung D. 32 Last-Verformungskurve für Versuchsreihe 4a

Bei den 5-Punkt-Biegeversuchen in Versuchsreihe 4b entstand in der Betonplatte über dem Mittelaufleger in zwei von drei Fällen bereits bei der zyklischen Beanspruchung ein Biegeriss. Ursache für diese Rissbildung ist die Nachgiebigkeit der beiden Randaufleger. Dies erklärt den großen Unterschied der Risslast in Tabelle D. 9 (Spalte 3).

Da die maximale Last durch die Prüfmaschine auf 1000 kN begrenzt ist, konnte keiner der Versuchskörper zum Bruch gebracht werden. In Tabelle D. 9 sind aus diesem Grund nur die Prüflasten, bei denen die ersten Schubrisse im linken (l) und/oder rechten (r) Feld auftraten, angeführt (siehe Abbildung D. 32). Die aufgebrachte Last ist deutlich höher als die aufzunehmende Last von 95 kN für Achse B im ELM2. Die Konstruktion weist somit sehr hohe Kapazität auf.

Versuchskörper		Ablauf zyklische Belastung [kN]	Biegeriss i.d.M [kN]	von ELM2, Achse B	Prüflast F_1 [kN]	Durchbiegung im Feld w_f [mm]
4	5P-1	0 - 185 - 2 - 150 - 0	110.19	124%	580 (l) (& 800 (r))	0,13 (& 0,24)
5	5P-2	0 - 150 - 2 - 150 - 0	77.44	87%	470 (l) (& 625 (r))	0,14 (& 0,22)
6	5P-3	0 - 150 - 2 - 150 - 0	205.00	230%	480(r)	0,08
Mittelwert		-	130.88	147%	510	0,12

Tabelle D. 9 Zusammenstellung der Ergebnisse von Versuchsreihe 4b

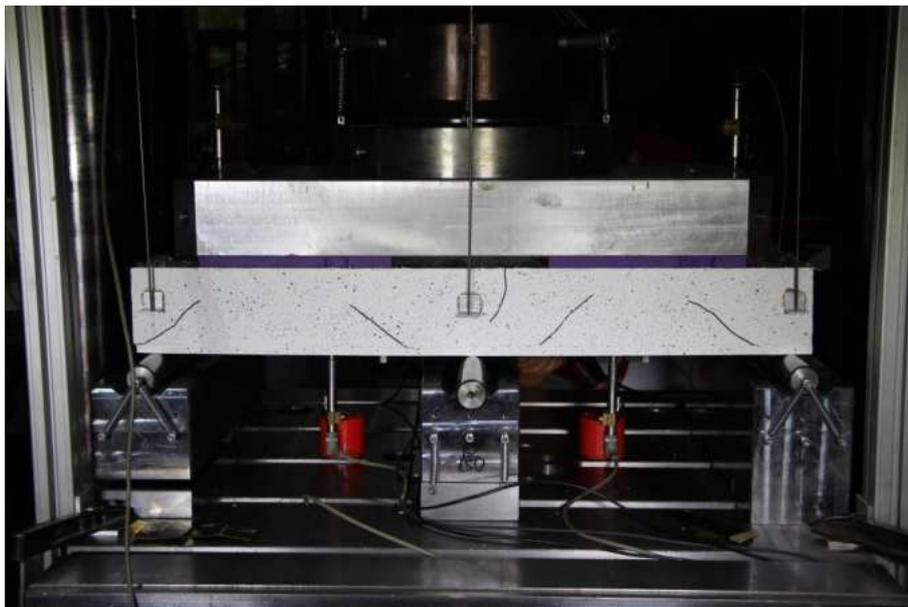


Abbildung D. 33 Schub- und Biegerisse bei Prüfkörper 3, Versuchsreihe 4b

In allen drei Versuchen kann ebenfalls festgestellt werden, dass vor der Bildung des Schubrisses die Steifigkeit annähernd konstant und deutlich geringer als die Steifigkeit unter Annahme eines linearelastischen Verhalten mit vollem Verbund ist. Abbildung D. 34 zeigt die Last-Verformungskurve der Balken im Anschluss an die zyklische Belastung. Die Bildung des ersten Schubrisses liegt im Bereich zwischen 500 und 600 kN. Abgesehen vom Anfangsbereich, wo die Messgenauigkeit und die Nachgiebigkeit der Lagerungen eine große Rolle auf die Ergebnisse spielen, ist die Steifigkeit aller drei Balken annähernd gleich.

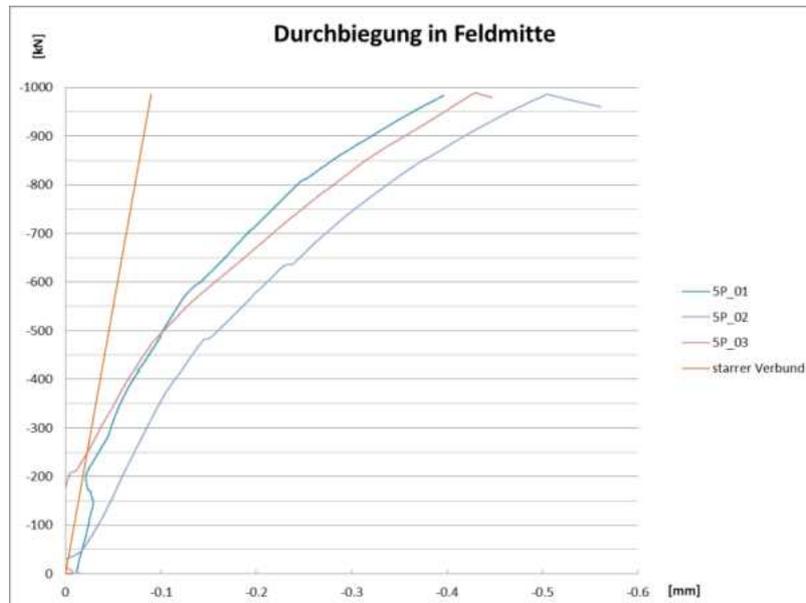


Abbildung D. 34 Last-Verformungskurve nach zyklischer Belastung, Versuchsreihe 4b

Ähnlich wie bei den Dreipunktbiegeversuchen kann das Last-Verformung-Verhalten der Versuchskörper durch die Reduzierung des Beton-E-Moduls bei Annahme eines starren Verbunds mit sehr guter Übereinstimmung bis zur Bildung des Schubrisses nachgerechnet werden. Tabelle D. 10 zeigt die rechnerisch ermittelten Reduzierungsfaktoren für alle drei Versuche. Im Vergleich mit den Einfeldträgern ist die Reduzierung bei den Durchlaufträgern doch deutlich höher. Offensichtlich nimmt mit der Länge des Bauteils auch der Einfluss des Schwindens auf die Mikrorissbildung zu. Die Bildung des Biegerisses an der Oberseite der Betonplatte hat jedoch kaum Einfluss auf die Steifigkeit. Dies ist zum einen auf die geringe Rissbreite und zum anderen auf einen einzigen Riss im Zugbereich zurückzuführen.

Versuchskörper	Faktor für $E_{c,m}$
5P-1	0,190
5P-2	0,275
5P-3	0,210
Mittelwert	0,225
E=52.000 N/mm ² nach 70 Tagen	

Tabelle D. 10 Faktor zur rechnerischen Erfassung der Mikrorissbildung bei 5-Punkt-Biegeversuchen

In den Dreipunktbiegeversuchen konnte bis zum Auftreten des Schubrisses kein Schlupf zwischen Beton und Stahl gemessen werden. Mit der Änderung der Anordnung der Messgeber in der 4. Versuchsserie besteht die Möglichkeit über die Dehnungsebene einen eventuell Schlupf an der Fuge zwischen Beton und Stahl zu ermitteln.

Da von allen drei Versuchen in Versuchsreihe 4b die Nachgiebigkeit der Lager bei Versuchskörper 3 am geringsten und somit der Einfluss einer Rissbildung erst bei einem höheren Lastlevel festzustellen ist, wird im Folgenden die gemessene Dehnungsebene für zwei Schnitte, einerseits am Mitteaufleger und andererseits in einem der beiden Felder, analysiert. Hierbei wird angenommen, dass die gemessenen Betondehnungen über die Höhe die Solldehnungsebene bilden. Hiermit kann die Solldehnung des Stahls ermittelt werden. (siehe Abbildung D. 35)

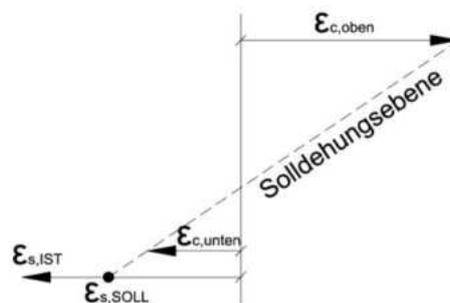


Abbildung D. 35 Berechnungsmodell für die Soll-Stahldehnung

Diese Sollstahldehnung wird mit der gemessenen Stahldehnung verglichen. Bei einem elastischen Verbund muss die Solldehnung kleiner als die gemessene Dehnung sein. In Abbildung D. 36 ist die Auswertung für 5 verschiedene Lastniveaus dargestellt.

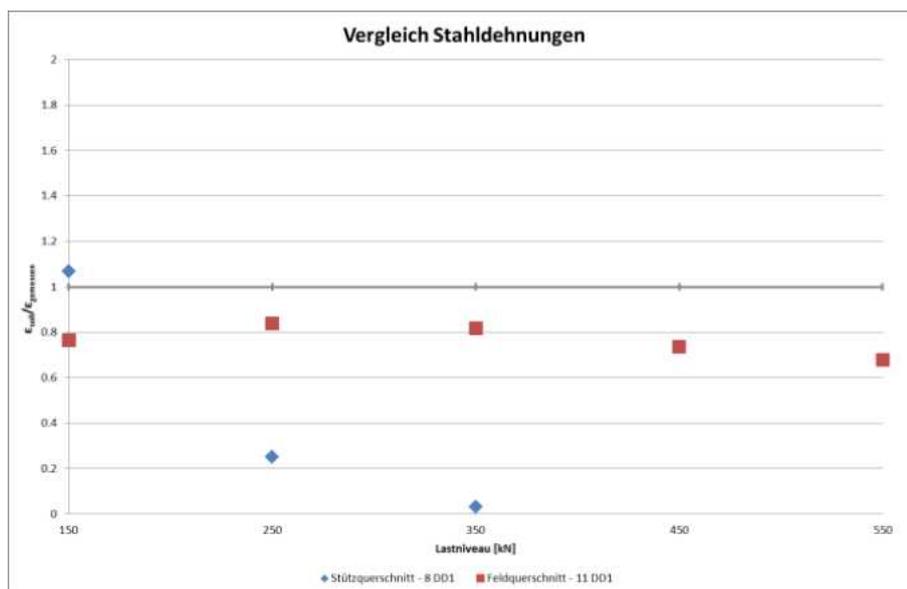


Abbildung D. 36 Vergleich von Soll- zu Ist-Stahldehnungen für Versuchskörper 3, Versuchsreihe 4b

Im Feldquerschnitt weist die Tendenz auf eine elastische Verbundfuge hin, während dies im Stützenquerschnitt nicht eindeutig festgestellt werden kann. Weiterhin soll in diesem Zusammenhang erwähnt werden, dass ein Ebenbleiben des Querschnitts bei dem vorliegenden Versuchsaufbau nicht ohne jeden Zweifel gegeben ist. Für die weitere Untersuchung wird vorgeschlagen, von einer starren Verbundfuge auszugehen.

D.3 Zusammenfassung

Insgesamt kann mit den vorliegenden Ergebnissen davon ausgegangen werden, dass die Verbundfuge zwischen Stahl und Beton als schubstarr betrachtet werden kann. Hierbei kann die Stahlplatte die Aufgabe der Rissbreitenbegrenzung für die Unterseite der Betonplatte übernehmen. Die angeordnete konventionelle Bewehrung sollte unter Berücksichtigung des Korrosionsschutzes und der Einleitung der Verbundkraft mit der geringsten Betondeckung verlegt werden, um die Rissbreite infolge Zwangbeanspruchung zu begrenzen. Aus heutiger Sicht ist eine Betondeckung von 2 cm mit einem Vorhaltemaß von 1 cm ausreichend.

Mechanische Verbundmittel sind für die Sicherstellung des Zusammenwirkens zwischen Stahl und Beton nicht erforderlich. Entsprechend den Versuchsergebnissen ist sogar ein direktes Betonieren auf durch Sandstrahlen vorbereitetes Stahlblech möglich ist. Da die Fuge mit einer Epoxidharzbeschichtung ein besseres Verformungsvermögen aufweist und Erfahrung für einen Verbund ohne Haftbrücke im Verbundbau fehlt, sollte die Fuge mit Epoxidharz „Sikadur-30“ zur Anwendung kommen.

Der Einfluss der Mikrorisse und möglicher Makrorisse infolge der Zwangbeanspruchung auf die Lastverteilung nach der Verstärkung kann auf der sicheren Seite liegend durch die Reduzierung des E-Moduls des Betons erfasst werden. Entsprechend den Vorliegenden Ergebnissen liegt man auf der sicheren Seite, wenn für die statische Berechnung 20% des Beton-E-Moduls angesetzt werden.

D.4 Literaturverzeichnis

[1] J. Juhart, *Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas*, Graz - Villach: Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Juni 2011.

[2] G. Moritz, *Untersuchung der Verbundfuge zwischen UHPC und Stahl für die Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten*, Graz: Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Januar 2015.

[3] FSV, *RVS 15.02.34*, 2011.

Anhang E

Großversuch am verstärkten Fahrbahndeck – Konzeption, Versuchsdurchführung, Ergebnisse

Inhalt

E.1 Einleitung	E-3
E.2 Versuchskörper: Anlageverhältnisse & Herstellung	E-4
E.2.1 Stahldeck	E-4
E.2.2 Betonplatte und Verbundfuge	E-6
E.2.3 Herstellung der Betonverstärkung	E-7
E.3 Messeinrichtung & Versuchsablauf.....	E-12
E.3.1 Versuchsanordnung	E-12
E.3.2 Messeinrichtung	E-14
E.3.3 Versuchsablauf	E-16
E.3.4 Haftzugversuche am Großversuchskörper	E-19
E.4 Numerische Vergleichsergebnisse für den Referenzfall – unverstärktes Stahldeck mit Asphaltbelag.....	E-20
E.5 Wesentliche Messergebnisse	E-22
E.5.1 Beanspruchungen am Stahldeck – Vergleich zu Referenzfall	E-22
E.5.1.1 Ergebnisse Lastniveau 1	E-25
E.5.1.2 Ergebnisse Lastniveau 2.....	E-27
E.5.1.3 Ergebnisse Lastniveau 3.....	E-29
E.5.1.4 Ergebnisse Lastniveau 4.....	E-31
E.5.1.5 Ergebnisse Lastniveau 5.....	E-35
E.5.1.6 Ergebnisse Lastniveau 6.....	E-37
E.5.1.7 Ergebnisse Lastniveau 7.....	E-39
E.5.2 Messergebnisse an der Betonplatte	E-43
E.5.2.1 Dehnungen an der Betonoberfläche	E-43
E.5.2.2 Aufnahme der Rissbildung	E-45
E.5.3 Messergebnisse in der Verbundfuge	E-47
E.6 Auswertungen zu den Messergebnissen	E-49
E.6.1 Beanspruchungen am Stahldeck – Zusammenfassung der Ergebnisse	E-49

E.6.1.1 Allgemein	E-49
E.6.1.2 Detail D1 – Deckblechbiegung	E-50
E.6.1.3 Detail D2 – Längsrippenbeanspruchung an der mittigen Querrippe	E-52
E.6.2 Beanspruchungen der Betonplatte – Zusammenfassung der Ergebnisse	E-56

E.1 Einleitung

In diesem Anhang werden nachfolgend die durchgeführten Messreihen am Großversuch erläutert und es erfolgt eine ausführliche Darstellung der Messergebnisse am Stahldeck, sowie an der Betonplatte. Abbildung E. 1 zeigt vorab den Versuchskörper, bestehend aus Stahldeck und Betonplatte aus hochfestem Beton, mit den Versuchseinrichtungen in Aktion.

In Abschnitt E.2 werden die Anlageverhältnisse und die Herstellung des Versuchskörpers näher erläutert. In diesem Abschnitt ist ein Bauplan des Versuchskörpers dargestellt, in dem die Geometrie, die Lagerung und Belastung, als auch die Positionen der insgesamt 27 Dehnmessstreifen an der Stahlkonstruktion erkennbar sind. Weiters wird in diesem Abschnitt die Herstellung der Betonplatte sowie der Verbundfuge näher erläutert und in Bildern dokumentiert.

In Abschnitt E.3 werden die verwendeten Messeinrichtungen dargestellt und der gewählte Versuchsablauf wird beschrieben. Es wurden insgesamt 7 Laststufen aufgebracht, sowohl statisch als auch dynamisch.

In Abschnitt E.4 werden die Ergebnisse in Form der Dehnungen am Stahldeck für den Referenzfall, unverstärktes Stahldeck mit Asphaltbelag, präsentiert. Diese wurden numerisch ermittelt, wobei das hierfür verwendete FEM-Modell ebenfalls in diesem Kapitel beschrieben wird. Das numerische Rechenmodell wurde analog dem FEM-Modell M0 (siehe Anhang A, Abschnitt A.1.2) aufgebaut, welches der Ermittlung der Vorschädigung des Stahldecks in Anhang A diente.

In Abschnitt E.5 folgt eine umfangreiche Darstellung der Messergebnisse am Großversuch. Es erfolgten Dehnungsmessungen an 27 ausgewählten Detailpunkten am Stahldeck, sowie Dehnungsmessungen an der Betonplatte und eine Rissaufnahme des Betons.

In Abschnitt E.6 befindet sich die Auswertung der Messergebnisse aus Abschnitt E.5. Es erfolgte eine zusammenfassende Darstellung der Reduktionsfaktoren für die Dehnungen am Stahldeck, infolge der Betonverstärkung gegenüber dem Altbestand mit Asphaltbelag an den betrachteten Detailpunkten.



Abbildung E. 1.: Durchführung der Versuche am Versuchskörper

E.2 Versuchskörper: Anlageverhältnisse & Herstellung

Im folgenden Abschnitt werden Geometrie, Herstellung, gewählte Messpunkte und Belastungen des Versuchskörpers dargestellt und erläutert.

In Abschnitt E.2.1 wird die Stahlkonstruktion der orthotropen Platte dargestellt, Abschnitt E.2.2 beschreibt die Betonplatte als Verstärkungsmaßnahme auf dem Stahldeck und Abschnitt E.2.3 erläutert die Herstellung der Betonplatte sowie der Verbundfuge zwischen Stahl und Beton.

E.2.1 Stahldeck

Das Stahldeck besteht aus folgenden Bauteilen:

- Querrippe QR:
 - Blechstärke des Querrippensteges $t_{QR} = 10[mm]$
 - Höhe der Querrippe $h_{QR} = 420[mm]$
 - Stützweite der Querrippe $l_{QR} = 2,0[m]$
 - Querrippenabstand $e_{QR} = 2,0[m]$
- Längsrippe LR:
 - Blechstärke $t_{LR} = 10[mm]$
 - Höhe der Längsrippe $h_{LR} = 210[mm]$
 - Längsrippenabstand $e_{LR} = 360[mm]$
- Deckblech DB:
 - Blechstärke $t_{DB} = 10[mm]$
 - Deckblechschlankheit $e_{LR}/t_{DB} = 360/10 = 36$

In Abbildung E. 2 ist die Geometrie des Versuchskörpers dargestellt und die Lage der Messwertgeber DMS 1 bis DMS 27 (Plan Nr.: 002c).

- Messwertgeber zur Beurteilung der Deckblechbiegung (an der Unterseite des Stahldeckbleches):
 - DMS 1 bis DMS 4 in Messachse MA-1
 - DMS 5 bis DMS 8 in Messachse MA-2
- Messwertgeber zur Beurteilung der Dehnungen an der Längsrippe im Anschlussbereich der Längsrippen an die mittlere Querrippe:
 - DMS 9 bis DMS 17: Längsrippe in Achse SA (Bereich L2)
 - DMS 18 bis DMS 22: Längsrippe in Achse A4 (Bereich L3)
 - DMS 23 bis DMS 27: Längsrippe in Achse A5 (Bereich L1)

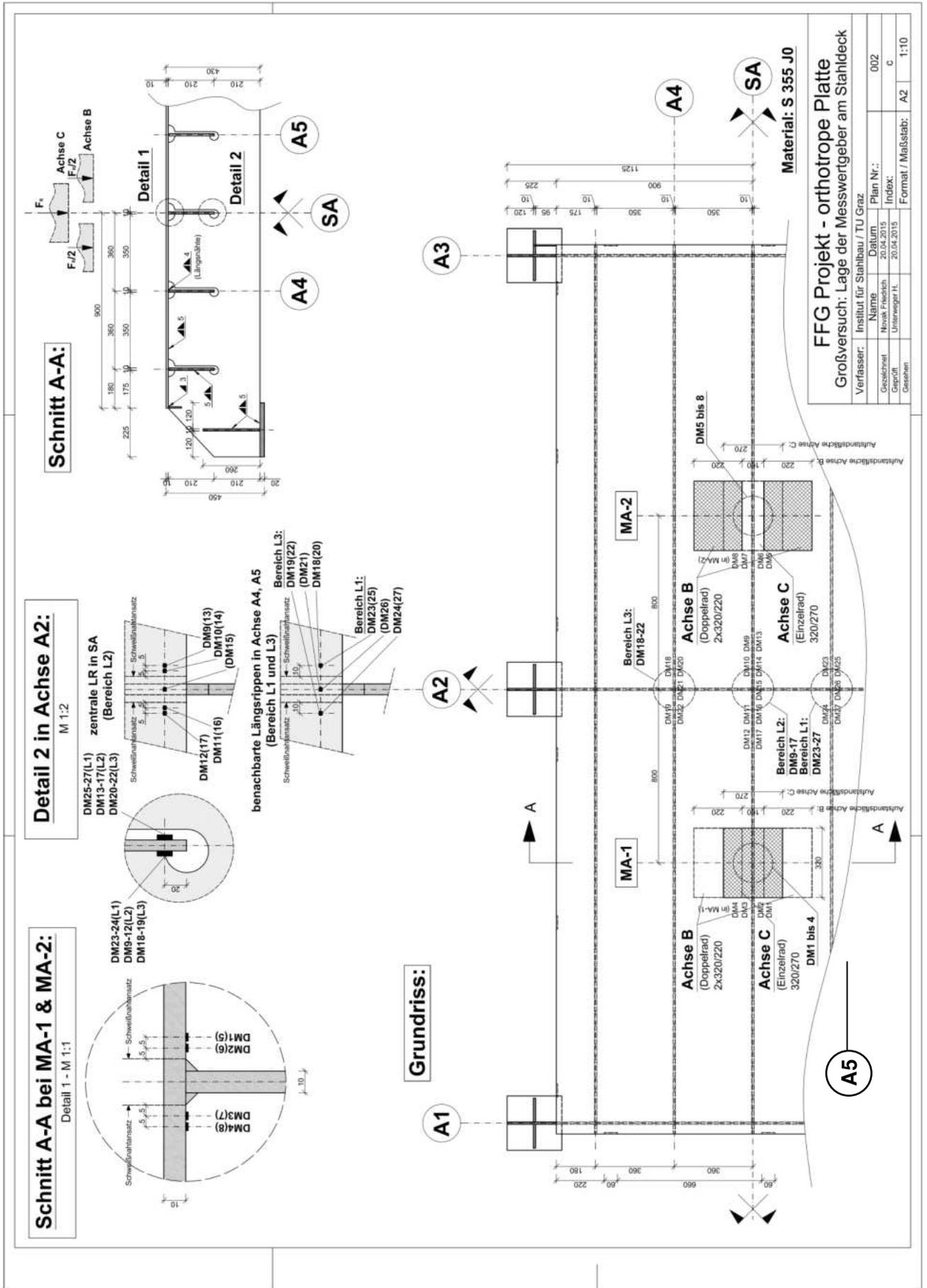
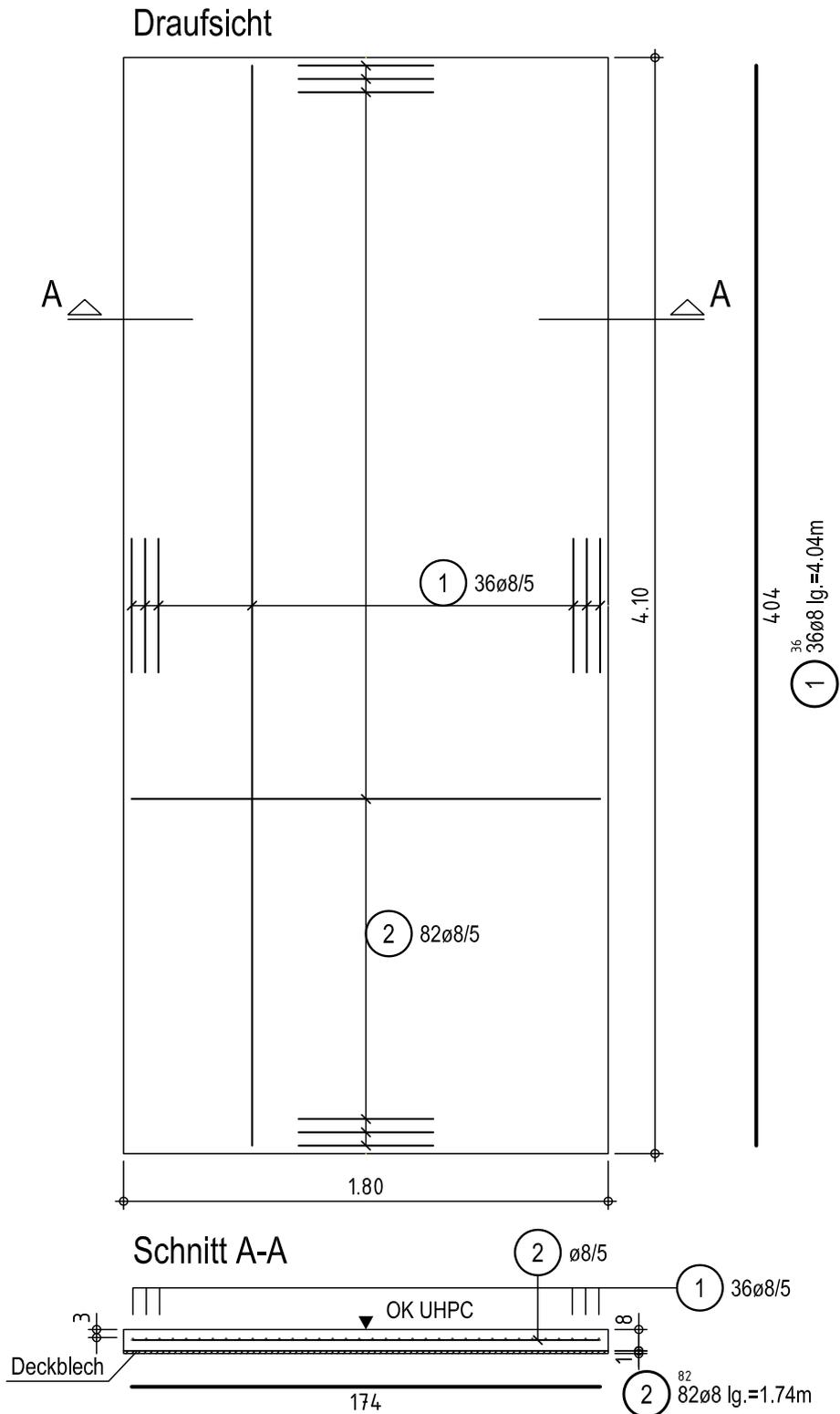


Abbildung E. 2: Planliche Darstellung des Stahldecks

E.2.2 Betonplatte und Verbundfuge

Die Aufbetonplatte inklusive Verbundfuge wird mit einer Dicke von 8 [cm] ausgeführt und mit 8 [mm]-Stabstahl orthogonal bewehrt, wobei die Längsstäbe über den Querstäben liegen. Die Betondeckung zur abgezogenen Oberfläche beträgt 3 [cm] (siehe Abbildung E. 3). Die Fuge wird entsprechend der „Variante Sikadur“ in Anhang D ausgeführt.



E.2.3 Herstellung der Betonverstärkung

In Tabelle E. 1 wird ein Überblick über die einzelnen Herstellungsschritte gegeben.

	Arbeitsschritt	Datum	Details
1	Sandstrahlen der Stahloberfläche (Klasse Sa 2,5)	5.3.2015	gemessene Rautiefe nach DIN 4776: 1990-05 $R_a=14\mu\text{m}$, $R_z=76\mu\text{m}$, $R_q=17\mu\text{m}$
2	Auftragen der Epoxidharzschichte	27.3.2015	3mm Sikadur 30
3	Einstreuen des Splitts	27.3.2015	getrockneter Basalt Streusplitt \varnothing 4-8 mm
4	Schalen und Bewehren	bis 2.4.2015	Stabstahl punktgeschweißt
5	Betonieren	9.4.2015	

Tabelle E. 1: Herstellung der Verstärkung mittels Aufbeton

Um eine gleichmäßige Schichtdicke des Epoxidharzklebers zu erreichen, wurde dieser feldweise mittels Zahnspachtel aufgetragen und anschließend mittels Aluschiene entlang von aufgelegten Profilschienen abgezogen (siehe Abbildung E. 4 links). Unmittelbar darauf wurde der ofengetrocknete Basaltsplitt per Hand aufgestreut und mittels Reibbrett in die Klebeschicht eingedrückt (siehe Abbildung E. 4 rechts). Überschüssiger Splitt wurde in mehreren Arbeitsgängen abwechselnd mit grobem Besen gelockert und abgesaugt.



Abbildung E. 4: Herstellen der Verbundschichte

Die Bewehrungsstäbe wurden zu einem Gitter verschweißt und auf herkömmlichen Kunststoffabstandhaltern auf der Splittschicht aufgelegt.

Die Herstellung des Betons (nach der Rezeptur in Anhang C) erfolgte parallel in zwei unterschiedlichen Mischern; einem Eirich Intensivmischer R09 und einem Zyklus Hochleistungsmischer ZK150. Es wurden insgesamt 6 Mischen hergestellt, die mittels Scheibtruhen in einem 1000 Liter-Krankübel vereinigt wurden (Abbildung E. 5).



Abbildung E. 5 Manipulation des Frischbetons

In Tabelle E. 2 bis Tabelle E. 4 wurde der Misch- und Manipulationsprozess im Detail protokolliert. Die Verarbeitbarkeit des UHPC wurde mittels Ausbreitversuch nach ÖNorm EN 12350-5 überprüft. Die Ergebnisse können Tabelle E. 5 entnommen werden.

Eirich			Zyklus		
Zeit		Wirbler U/min	Zeit		Wirbler U/min
M1 E (Mischung 1)			M1 Z (Mischung 1)		
09:45	Zugabe Feinstoffe: Zement, Microsilika, Quarzmehl			Zugabe Feinstoffe: Zement, Microsilika, Quarzmehl	
09:49	Zugabe Flüssigkeit: Wasser, Fließmittel, Verzögerer	150	09:48	Zugabe Flüssigkeit: Wasser, Fließmittel, Verzögerer	
	Mischen	500		Mischen	1420
09:55	Zugabe Gesteinskörnungen 1/3	150	09:52	Zugabe Gesteinskörnungen	
09:56	Stop: Mischer öffnen, Zugabe Gesteinskörnungen 1/3		09:58	Faserzugabe	
10:00	Mischen: Zugabe Gesteinsk. 1/3 fertig	150		Mischen	0
10:06	Stop- Faserzugabe- Mischen	150			
10:08	Mischende- Entnahme		10:00	Mischende - Entnahme	
10:11	2 Führen in Krankübel		10:05	2 Führen in Krankübel	

Tabelle E. 2: Protokoll der jeweils 1. Mischung

Eirich			Zyklus		
Zeit		Wirbler U/min	Zeit		Wirbler U/min
M2 E (Mischung 2)			M2 Z (Mischung 2)		
10:18	Zugabe Feinstoffe			Zugabe Feinstoffe	
10:19	Mischen, Zugabe Flüssigkeit	150	10:19	Zugabe Flüssigkeit	
10:21	Mischen	500	10:20	Mischen	1420
10:26	Stop, Mischer öffnen, Abkratzen, Zugabe Gesteinskörnung 1/2 Schließen, Zugabe Gesteinsk. 1/2		10:24	Zugabe Gesteinskörnung	
10:30	Mischen	150	10:26	Mischen	
10:35	Stop – Faserzugabe - Mischen	150	10:29	Faserzugabe 2/3 (35 sec) Faserzugabe 1/3 (35 sec)	0
10:37	Mischende- Entnahme		10:32	Mischende - Entnahme	
10:40	2 Führen in Krankübel		10:37	2 Führen in Krankübel	

Tabelle E. 3: Protokoll der jeweils 2. Mischung

M3 E (Mischung 3)			M3 Z (Mischung 3)		
Zeit		Wirbler U/min	Zeit		Wirbler U/min
10:44	Zugabe Feinstoffe			Zugabe Feinstoffe	
10:45	Mischen, Zugabe Flüssigkeit	150	10:48	Zugabe Flüssigkeit	
10:47	Mischen	500	10:49	Mischen	1420
10:52	Stop, Mischer öffnen, Abkratzen, Zugabe Gesteinskörnung 1/2 Schließen, Zugabe Gesteinsk. 1/2		10:53	Zugabe Gesteinskörnung	
10:55	Mischen	150	10:55	Mischen	0
11:01	Stop – Faserzugabe - Mischen	150	10:58	Faserzugabe 1/2 (30 sec) Faserzugabe 1/2 (30 sec)	
11:03	Mischende – Entnahme (11:05)		11:00	Mischende - Entnahme	
11:10	2 Führen in Krankübel		11:04	3 Führen in Krankübel (bis 11:11)	

Tabelle E. 4: Protokoll der jeweils 3. Mischung

Eirich				Zyklus			
Mischung	Zeit	Ausbreitmaß [cm]		Mischung	Zeit	Ausbreitmaß [cm]	
M1 E	10:17	43,5	43	M1 Z	10:05	45	46
M2 E	10:40	41,5	42	M2 Z	10:37	43	45
M3 E	11:10	44,5	44,5	M3 Z	11:04	44	45
aus dem Krankübel	11:26	42	43				

Tabelle E. 5: Ergebnisse der Frischbetonprüfung

Die Befüllung der Schalung erfolgte direkt aus dem Krankübel, der in einer Schlangenlinie über die zu betonierende Fläche geführt wurde. Der erste Schritt der Verdichtung wurde mittels einer kleinen Rüttelpatsche, der zweite mit einer großen Rüttelbohle (über die gesamte Breite des Versuchskörpers reichend) bewerkstelligt. Durch Besprühen mit Wasser und Verreiben mit Reibbrett wurde die Oberfläche von Hand finalisiert. Der gesamte Prozess ist in Tabelle E. 6 protokolliert und in Abbildung E. 6 und Abbildung E. 7 dokumentiert.

11:19	Beginn Herstellung; Entnahme in die Scheibtruhe für Ausbreitversuch
11:20	Befüllung Versuchskörper (Brückendeck); Beginn Ecke Süd-West; Verteilung mit Krankübel und Eisenrechen
11:25	Ende Befüllung (Ost-Seite)
11:26 bis 11:30	Befüllung Begleitprobekörper, Biegezug (3 St.) und Zug (4 St.); Verdichten mit Rüttelbohle ab 11:37
11:30	Restlicher Beton in Scheibtruhe für Begleitproben
11:38	Aufsetzen Rüttelbohle (groß) auf Brückendeck (West-Seite)
11:39	Start 1: Rütteln / Abziehen
11:44	Rücksetzen Rüttelbohle an den Rand; Vorverdichten Brückendeck mit kleiner Hand-Rüttelpatsche
11:47	Start 2: Abziehen m. Rüttelbohle groß, Fehlstellen von Hand nachgefüllt. Besprühen mit Wasser u. verreiben
11:50	Beginn Befüllung Würfel u. Zylinder für Begleitproben; Verdichten am Rütteltisch
12:07	Abziehen mit großer Rüttelbohle abgeschlossen, Nachbearbeitung (Besprühen m. Wasser und verreiben)
12:22	Abschluss Nachbearbeitung; Fertigstellung Begleitproben; Befüllung der Schwindrinnen, Abdecken aller Proben (auch Großversuchskörper) mit Folie.
12:40	Abschluss Herstellung

Tabelle E. 6: Einbau des Betons



Abbildung E. 6: Einbringen des Betons



Abbildung E. 7: Verdichten und Abziehen des Betons

Für die begleitende Materialcharakterisierung wurden 28 Würfel (100mm) und 12 Zylinder (100mm / 200mm) hergestellt. Weiters wurden großformatige Begleitkörper für Zug (4 Stk.) und Biegezug (3 Stk.) hergestellt sowie 2 Schwindrinnen mit UHPC befüllt (Abbildung E. 8). Die Ergebnisse der Materialprüfungen an diesen Proben sind in Anhang C zu finden.



Abbildung E. 8: Probekörper für Begleitprüfungen (Materialcharakterisierung)

E.3 Messeinrichtung & Versuchsablauf

E.3.1 Versuchsanordnung

Der Großversuch ist ein Biegeversuch an einer Platte die in 6 Punkten vertikal gelagert wird. Simuliert werden die lokalen Beanspruchungen infolge von Radlasten aus dem Schwerverkehr am tatsächlichen Brückendeck. Die Lager sollen in alle Richtungen drehbar und horizontal verschieblich sein. Die Belastung wird in zwei unterschiedlichen Anordnungen als Teilflächenbelastung aufgebracht. Dabei entspricht die Größe und Form der Belastungsflächen den Radaufstandsflächen nach EN 1991-2 (Tab. 4.8). Anordnung 1 entspricht zwei Einzelrädern zentral auf der mittleren Längsrippe mit einem Achsabstand von jeweils 800 mm von der mittleren Querrippe gemessen. Diese Anordnung wird – wie in EN 1991-2 – mit Achse C bezeichnet. Die 2. Anordnung besteht aus 4 Belastungsflächen, die zwei Doppelräder – ebenfalls zentral über der Längsrippe mit jeweils 800 mm Achsabstand zur mittleren Querrippe – repräsentieren. Dieser Belastungstyp wird entsprechend EN 1991-2 als Achse B bezeichnet. Lager- und Belastungskonzept ist in Abbildung E. 9 dargestellt.

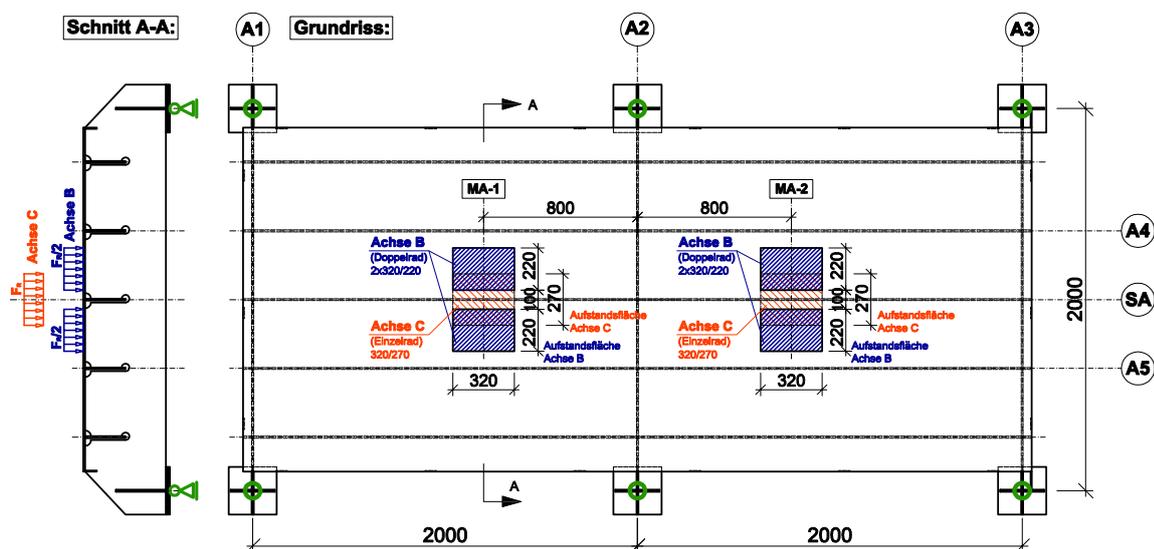


Abbildung E. 9: Versuchsanordnung im Großversuch

Die Lagerung auf 6 Punkten ist statisch unbestimmt und erfordert eine Möglichkeit zum Ausgleich der Imperfektionen des Versuchskörpers (Abweichungen aus der Deckblechebene). Diese Möglichkeit wird durch Verwendung von hochfesten Gewindestäben ($\varnothing 47$) als „Lagersockel“ geschaffen. Eine aufgeschraubte Kugelbundmutter kann über das Gewinde höhenmäßig an den Versuchskörper angepasst werden und dient als sphärische Auflagefläche für eine konisch gebohrte Lagerplatte. Die im Versuch auftretenden Drehbewegungen finden in der Kontaktfläche zwischen Kugelbundmutter und aufgesetzter Lagerplatte statt. Diese Kontaktfläche wird geschmiert ausgeführt. Um kleine Horizontalverformungen des Versuchskörpers durch die Lagerung möglichst wenig zu behindern, werden zwischen die Lagerplatte und den Versuchskörper sehr weiche Elastomerplatten mit einer Dicke von 3 mm gelegt. Das Lagerdetail ist in Abbildung E. 10 links dokumentiert.

Da während der Versuchsdurchführung oftmals zwischen den beiden Belastungsanordnungen gewechselt werden muss, wird mit zwei Lastverteilterplatten (Dicke 80 mm) gearbeitet, die so groß sind, dass nicht nur die Einzelradanordnung sondern auch die Doppelradanordnung damit umgesetzt werden kann. Unter jeder Lastverteilterplatte werden die gewünschten Belastungsflächen auf der Oberfläche des Versuchskörpers mit 12,5 mm dicken Elastomerplatten (syldyn®) belegt. Die beiden Lastverteilterplatten drücken dann jeweils entweder auf eine (Achse C) oder zwei (Achse B) Elastomerplatten. Die Lastverteilterplatten werden mit einem Lastverteilterbalken (Profil IPB 300) fest verschraubt. Dieser ist mit dem Prüfzylinder über ein Kugelgelenk verbunden, sodass die Prüflast möglichst gleichmäßig auf die 4 bzw. 2 Belastungsflächen aufgeteilt wird (siehe auch Abbildung E. 10 rechts). Die Abbildung E. 11 zeigt den gesamten Versuchsaufbau im Überblick.

Versuchsausrüstung:

- 4 Säulen-Prüfgerüst (Säulenabstand: 1,5x3,5m, höhenverstellbar mit Passivklemmung)
- 4 MN Prüfantrieb (Servohydraulischer Hohlkolbenzylinder $F_{\text{stat}} = \pm 4 \text{ MN}$, $F_{\text{dyn}} = \pm 3 \text{ MN}$, Kolbenhub $w_{\text{max}} = 270 \text{ mm}$, Innendurchmesser $d_i = 250 \text{ mm}$)
- GTM Hohlkraftmessdose 4MN (Genauigkeitsklasse 1)



Abbildung E. 10: links: Lagerung der Querrippen, rechts: Lasteinleitung über Lastverteilterbalken (IPB 300)



Abbildung E. 11: Versuchsaufbau – Gesamtansicht

E.3.2 Messeinrichtung

Bereits vor der Herstellung der Aufbetonverstärkung wurden an der Unterseite des Stahldecks 27 Linear-Dehnmessstreifen für die Ermittlung der Stahlspannungen appliziert (genaue Lage siehe Abbildung E. 2). Dabei wurde ausschließlich die Type LY61 / 1,5 mm / 120 Ohm von Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) eingesetzt (siehe Abbildung E. 12 rechts). Zur Applikation wurde der Kleber Z 70, ebenfalls von HBM, verwendet. DMS 1 bis DMS 8 sind quer zur Längsachse SA ausgerichtet. DMS 9 bis 27 sind parallel zu den Längsrippen ausgerichtet.

An der Betonoberfläche wurden 12 Setzdehnungsaufnehmer der Type DD1 von HBM montiert, um das lokale Verformungsverhalten des Versuchskörpers möglichst vollständig zu erfassen und evtl. eintretende Rissbildung frühzeitig erkennen zu können. DD1-Aufnehmer haben eine feste und eine bewegliche Spitze. Beide Spitzen werden mit der Betonoberfläche über Kontakt und Anpressdruck verbunden. Der erforderliche Anpressdruck wird mittels Spiralfedern von aufgeklebte Gewindestangen aus auf den Sensor aufgebracht (siehe Abbildung E. 12 links). Der Aufnehmer ist gegenüber der Gewindestange, aufgrund des vorgesehenen Lochspiels, frei verschiebbar. Eine Verbindung zwischen Aufnehmer und Gewindestange ist ausschließlich durch den Druckkontakt der Spiralfeder gegeben. Die eigentliche Messgröße ist die Verschiebung der verschieblichen Spitze. Diese repräsentiert die Längenänderung der Probe zwischen den beiden Spitzen. Der Initialabstand der beiden Spitzen (Messbasis) betrug bei allen Aufnehmern 230 mm. Die Aufnehmer entsprechen der Genauigkeitsklasse 1 gemäß ISO 9513. Die genaue Lage der DD1-Aufnehmer kann Abbildung E. 13 entnommen werden (grün dargestellt).

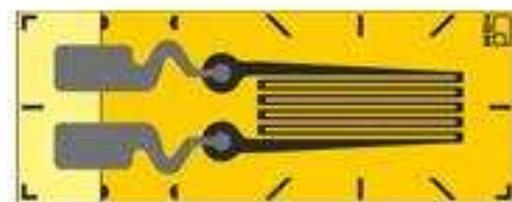


Abbildung E. 12: links: Setzdehnungsaufnehmer, rechts: Dehnmessstreifen

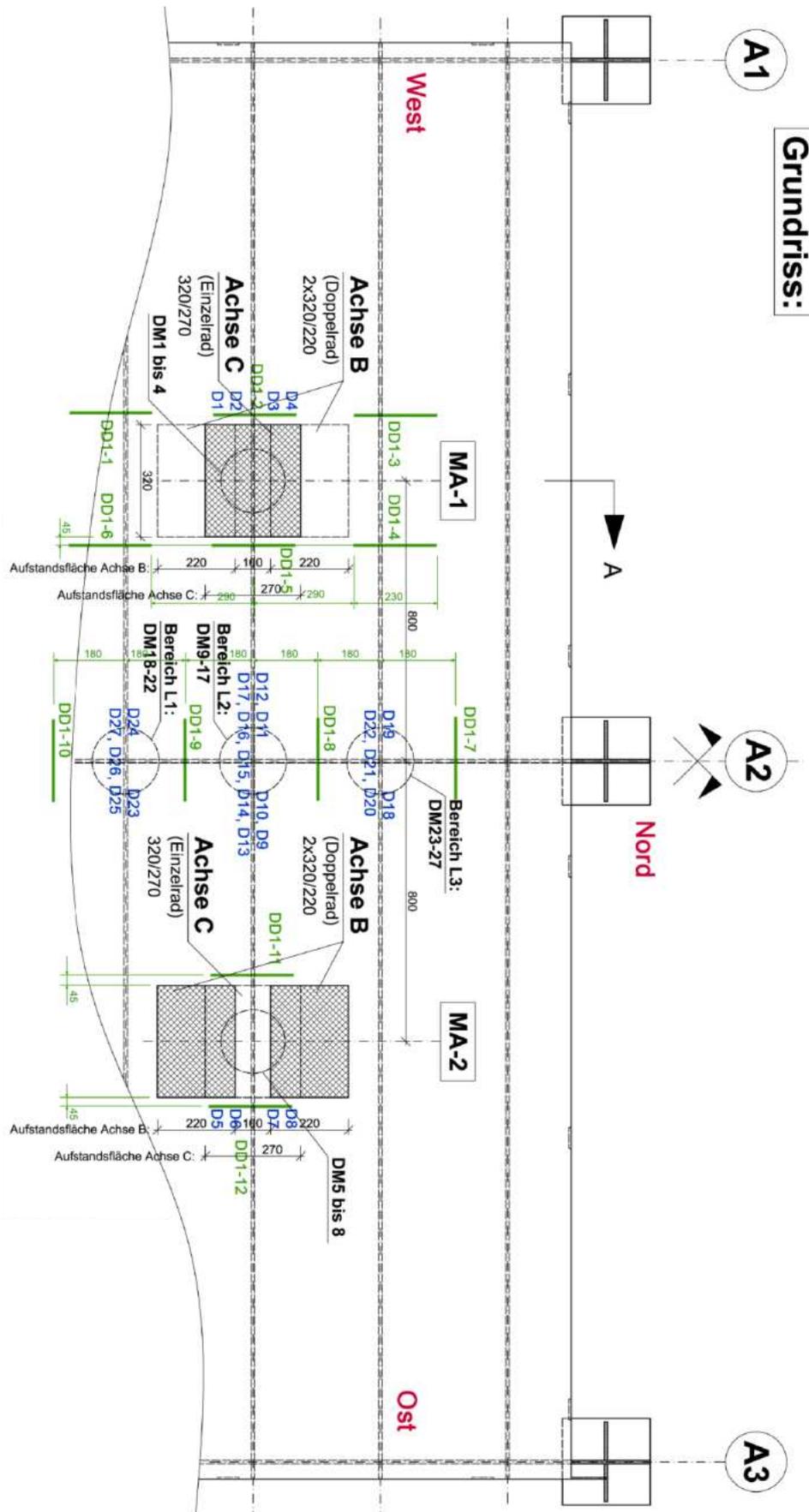


Abbildung E. 13: Messanordnung der Setzdehnungsaufnehmer DD1-i

E.3.3 Versuchsablauf

Die Belastung des Versuchskörpers erfolgte nicht nur in den bereits beschriebenen unterschiedlichen Anordnungen (Achse B und Achse C) sondern auch mit unterschiedlich hohen Lasten. Dabei wurde im Allgemeinen für jedes Lastniveau ein dynamischer Versuch mit 1000 Lastspielen durchgeführt. Vor und nach jedem dynamischen Versuch wurde je ein statischer Versuch auf dasselbe Lastniveau gefahren. Die festgelegten Lastniveaus sind in Tabelle E. 7, sowohl für Achse C, als auch für Achse B, zusammengefasst. Welcher Hintergrund den unterschiedlichen Lastniveaus zugrunde liegt, wird im Folgenden erläutert:

- Lastniveau 1: Abschätzung der charakteristischen Nutzlasten auf Straßenbrücken für die häufige Einwirkungskombination nach EN 1990, 6.5.3 (b); Startwert der Belastung des Versuchskörpers;
- Lastniveau 2: Reduziertes Ermüdungslastmodell ELM 4 red.; ELM 4 mit realitätsnahen, auf einer österreichischen Autobahn gemessenen reduzierten Achslasten des aktuellen Schwerverkehrs, welche geringer sind als jene laut EN 1991-2;
- Lastniveau 3: Ermüdungslastmodell ELM 4 nach EN 1991-2, 4.7; Idealisierte Schwerverkehrsbelastung; Mit diesem Ermüdungslastmodell erfolgt die Restlebensdauerberechnung, wenn zum Zeitpunkt der Verstärkung noch keine rechnerische Vollschädigung am betrachteten Kerbdetail vorliegt;
- Lastniveau 4: Ermüdungslastmodell ELM 2 nach EN 1991-2, Tab. 4.6; Zur Ermittlung von maximal auftretenden Spannungsspielen; Mit diesem Ermüdungslastmodell erfolgt die Restlebensdauerberechnung für eine dauerfeste Auslegung, welche notwendig ist, wenn zum Zeitpunkt der Verstärkung rechnerisch bereits eine Vollschädigung vorliegt;
- Lastniveau 5 und 6: Zwischenschritte der Steigerung von Lastniveau 4 (ELM 2) auf Lastniveau 7 (LM 1);
- Lastniveau 7: Lastmodell LM 1 nach EN 1991-2, Tab. 4.2, maximale Achslast für Doppelachse auf Fahrstreifen 1; Mit diesem Lastmodell werden die statischen Nachweise am Tragwerk geführt.

Lastniveau [kN] Nr. i		1	2	3	4	5	6	7
Achse C	Gesamt	33(28%)	66(55%)	90(75%)	120(100%)	144(120%)	180(150%)	300(250%)
	je Rad	16,5	33	45	60	72	90	150
Achse B	Gesamt	55(29%)	110(58%)	150(79%)	190(100%)	228(120%)	285(150%)	
	je Rad	27,5	55	75	95	114	142.5	
Hintergrund		SLS	① ELM4-reduziert	ELM4	ELM2	1.2xELM2	1.5xELM2	LM1

Anm.: ELM = Ermüdungslastmodell nach EN 1991-2

① Lastniveau aus Messungen Praterbrücke

Tabelle E. 7: Angabe der Rad- bzw. Gesamtlasten in [kN] für die einzelnen Lastniveaus

Es wurden insgesamt 55 Teilversuche durchgeführt, die in Tabelle E. 8 chronologisch geordnet, dokumentiert sind.

Nr.	Datum	Uhrzeit	Lastniveau	Lastanordnung Achse B / Achse C	Belastungsart	maximale Prüflast gesamt	minimale Prüflast gesamt	Belastungs frequenz	Belastungs geschwindigkeit	Belastungszyklen
						[kN]	[kN]	[Hz]	[mm/s]	[-]
1	01.06.2015	15:30	1	C	stat.	33			0,05	
2	02.06.2015	09:41		C	dyn.	33	12	3		1000
3	02.06.2015	09:54		C	stat.	33			0,05	
4	02.06.2015	10:16		B	stat.	55			0,05	
5	02.06.2015	10:27		B	dyn.	55	12	3		1000
6	02.06.2015	10:39	B	stat.	55			0,05		
7	02.06.2015	11:18	2	C	stat.	66			0,05	
8	02.06.2015	11:22		C	dyn.	66	12	3		1000
9	02.06.2015	11:34		C	stat.	66			0,05	
10	02.06.2015	11:57		B	stat.	110			0,05	
11	02.06.2015	12:05		B	dyn.	110	12	2		1000
12	02.06.2015	13:06	B	stat.	110			0,05		
13	02.06.2015	13:27	3	C	stat.	90			0,05	
14	02.06.2015	13:33		C	dyn.	90	12	2		1000
15	02.06.2015	13:47		C	stat.	90			0,05	
16	02.06.2015	14:05		B	stat.	150			0,05	
17	02.06.2015	14:14		B	dyn.	150	12	1,5		1000
18	02.06.2015	14:28	B	stat.	150			0,05		
19	02.06.2015	14:55	4	C	stat.	120			0,05	
20	02.06.2015	15:02		C	dyn.	120	12	1,5		1000
21	02.06.2015	15:16		C	stat.	120			0,05	
22	02.06.2015	15:43		B	stat.	190			0,05	
23	02.06.2015	16:12		B	dyn.	190	12	1,5		1000
24	02.06.2015	16:27	B	stat.	190			0,05		
25	09.06.2015	08:00	2	B	stat.	110			0,05	
26	09.06.2015	08:06		B	dyn.	110	12	2		1000
27	09.06.2015	08:43		B	dyn.	110	12	1,5		1000
28	09.06.2015	09:55		B	stat.	110			0,05	
29	09.06.2015	10:01		B	dyn.	110	12	1,5		1000
30	09.06.2015	10:16	B	stat.	110			0,05		
31	09.06.2015	10:23	4	B	stat.	190			0,05	
32	09.06.2015	10:30		B	dyn.	190	12	1,5		1000
33	09.06.2015	10:44		B	stat.	190			0,05	
34	09.06.2015	11:05	5	C	stat.	144			0,05	
35	09.06.2015	11:12		C	dyn.	144	12	1,5		1000
36	09.06.2015	11:25		C	stat.	144			0,05	
37	09.06.2015	11:44		B	stat.	228			0,05	
38	09.06.2015	11:52		B	dyn.	228	12	1,3		1000
39	09.06.2015	12:08	B	stat.	228			0,05		
40	09.06.2015	14:58	6	C	stat.	180			0,05	
41	09.06.2015	15:05		C	dyn.	180	12	1,4		1000
42	09.06.2015	15:20		C	stat.	180			0,05	
43	09.06.2015	15:38		B	stat.	285			0,05	
44	09.06.2015	15:46		B	dyn.	285	12	1,3		1000
45	09.06.2015	16:07	B	stat.	285			0,05		
46	09.06.2015	16:25	7	C	stat.	300			0,05	
47	09.06.2015	16:33		C	dyn.	300	12	1,2		1000
48	09.06.2015	16:51		C	stat.	300			0,05	
	11.06.2015	11:30			Bewitterung	ca. 47°C ^①	ca. 23°C ^②	ca. 0,11°C/min Erwärmung	ca. -1,8°C/min Abkühlung	
49	12.06.2015	11:29	4	B	stat.	190			0,05	
50	12.06.2015	11:42		B	dyn.	190	12	1,5		1000
51	12.06.2015	11:55		B	stat.	190			0,05	
52	12.06.2015	12:10	7	C	stat.	300			0,05	
53	12.06.2015	12:18		C	dyn.	300	12	1,2		1000
54	12.06.2015	12:35		C	stat.	300			0,05	

① Oberfläche maximal ca. 47°C

② Oberfläche minimal ca. 23°C

Tabelle E. 8: Versuchsprogramm

Da der Versuchskörper nach Abschluss des ursprünglich geplanten Versuchsprogramms eigentlich ungeschädigt war, war es möglich, aus weiteren Versuchen zusätzliche Erkenntnisse zu gewinnen. Deshalb wurde der Versuchskörper einer realistischen thermischen Zwangsbeanspruchung ausgesetzt (siehe Tabelle E. 8, zwischen Versuch Nr. 48 und 49). Dabei wurde der Versuchskörper ausgebaut und im Freien auf den vier Ecklagerpunkten gelagert. Die Oberfläche wurde mit einer schwarzen Folie abgedeckt, um größtmögliche Erwärmung durch die Sonneneinstrahlung zu erreichen. Um ca. 14:00 Uhr konnte die Oberflächentemperatur, aufgrund von aufziehender Schleierwolken, nicht weiter gesteigert werden. Als Simulation eines Starkregens wurde der Versuchskörper per Schlauch bewässert (Abbildung E. 15). Zur Quantifizierung dieser Zwangsbeanspruchung wurde die Lufttemperatur unter dem Versuchskörper, die Temperatur an der Betonoberfläche und an der Unterseite des Stahldecks gemessen (siehe Abbildung E. 14).

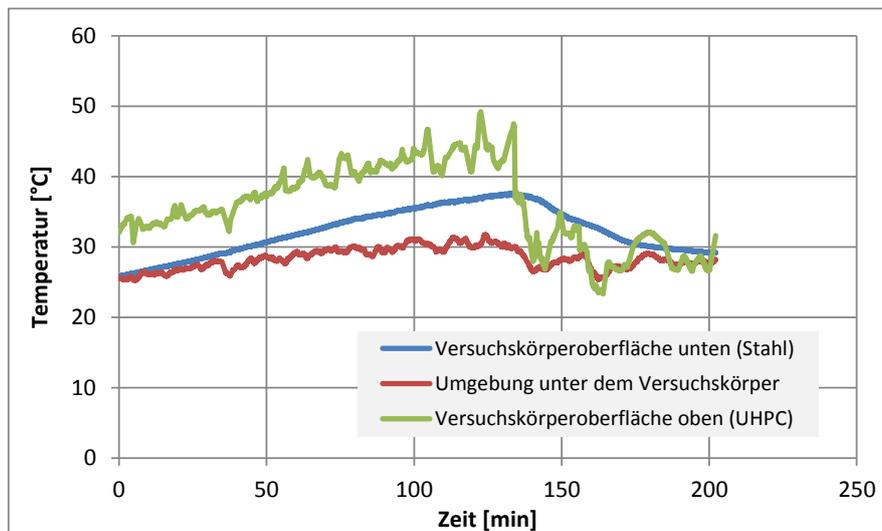


Abbildung E. 14: Temperaturverlauf während des Bewitterungsversuchs



Abbildung E. 15: Bewitterung: links Aufheizen, rechts: Abschrecken durch Beregnung

Die in diesem Versuch entstandenen Risse werden in Abschnitt E.5.2 dokumentiert. Nach Abschluss des Bewitterungsversuchs wurde der Versuchskörper wieder in die Prüfmaschine eingebaut und die Versuche 49 bis 54 gefahren (vgl. Tabelle E. 8).

E.3.4 Haftzugversuche am Großversuchskörper

Nach Abschluss des eigentlichen Großversuchs (nach Teilversuch Nr. 54) wurde an 10 ausgewählten Stellen des Großversuchskörpers die verbleibende Haftzugfestigkeit zwischen Betonverstärkung und Stahldeck bestimmt. Die Lage der Messstellen und deren Bezeichnung zeigt die Abbildung E. 16. Zu diesem Zweck wurden zuerst Betonzyylinder mit einem Durchmesser von ca. 100 mm freigestellt, indem mittels Kernbohrmaschine von der Oberfläche bis zum Stahldeck gebohrt wurde. Auf den Zylinder wurde mittels Epoxidharzkleber ein 100 mm hoher Stahlstempel aufgebracht. Der Stahlstempel besitzt eine zentrische Gewindebohrung, über die im Haftzugversuch die Prüfkraft mittels Gewindestange eingeleitet wird (Abbildung E. 17 links). Der Fuß des Haftzugprüfgeräts (kreisringförmige Aufstandsfläche) hat einen Innendurchmesser von 185 mm und eine Ringbreite von 15 mm. Die Aufbringung der Kraft erfolgt mittels Hydraulikhandpumpe (Abbildung E. 17 rechts). Die Messung der Kraft erfolgt über einen mit DMS bestückten und kraftkalibrierten Messstab.

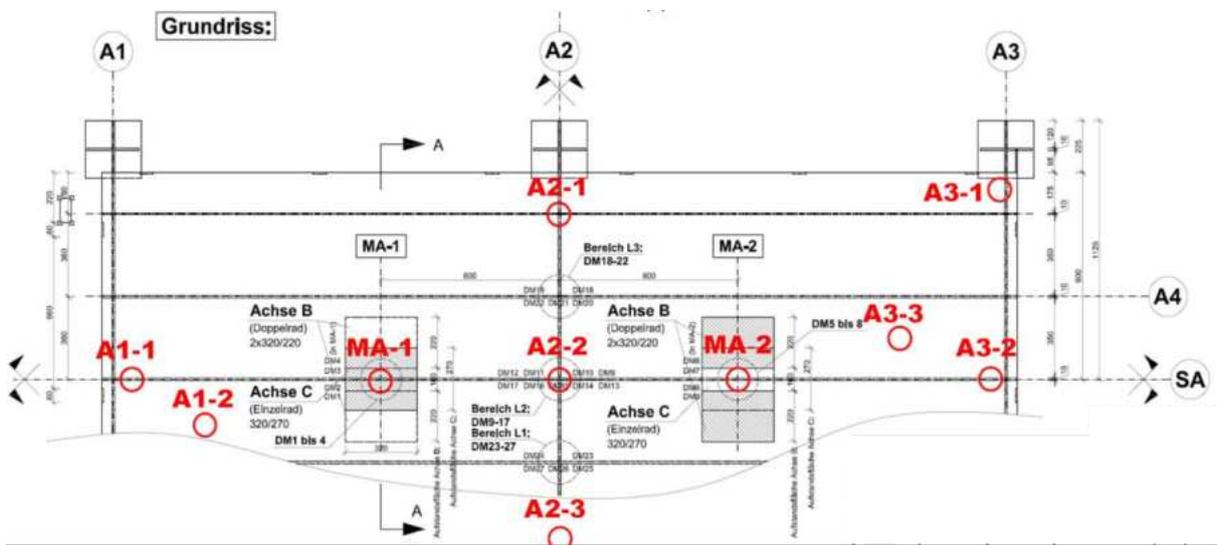


Abbildung E. 16: Positionen und Bezeichnung der Haftzugprüfungen



Abbildung E. 17: links: aufgeklebter Stempel, rechts: Haftzugprüfgerät mit Hohlkolbenzylinder

E.4 Numerische Vergleichsergebnisse für den Referenzfall – unverstärktes Stahldeck mit Asphaltbelag

Die Dehnungen an den Messpunkten für den Referenzfall (unverstärktes Fahrbahndeck) wurden numerisch ermittelt. Hierfür wurde ein FEM-Modell erstellt mit den Abmessungen nach Abbildung E. 2 (Plan Nr.: 002c; siehe Abschnitt E.2.1).

Abbildung E. 18 zeigt eine Übersicht des FEM-Modells zur Ermittlung der Referenzdehnungen für das unverstärkte Stahldeck. Der Asphaltbelag wurde indirekt mittels einer verbreiterten Lastaufstandsfläche berücksichtigt, wobei ein Lastausbreitungswinkel von 45° über die Dicke des Asphaltbelages angesetzt wurde (siehe Abbildung E. 19). Die Netzverfeinerung des FEM-Modells im Detailbereich D1 (Anschluss Längsrippe an Deckblech) ist ebenfalls in Abbildung E. 19 zu sehen.

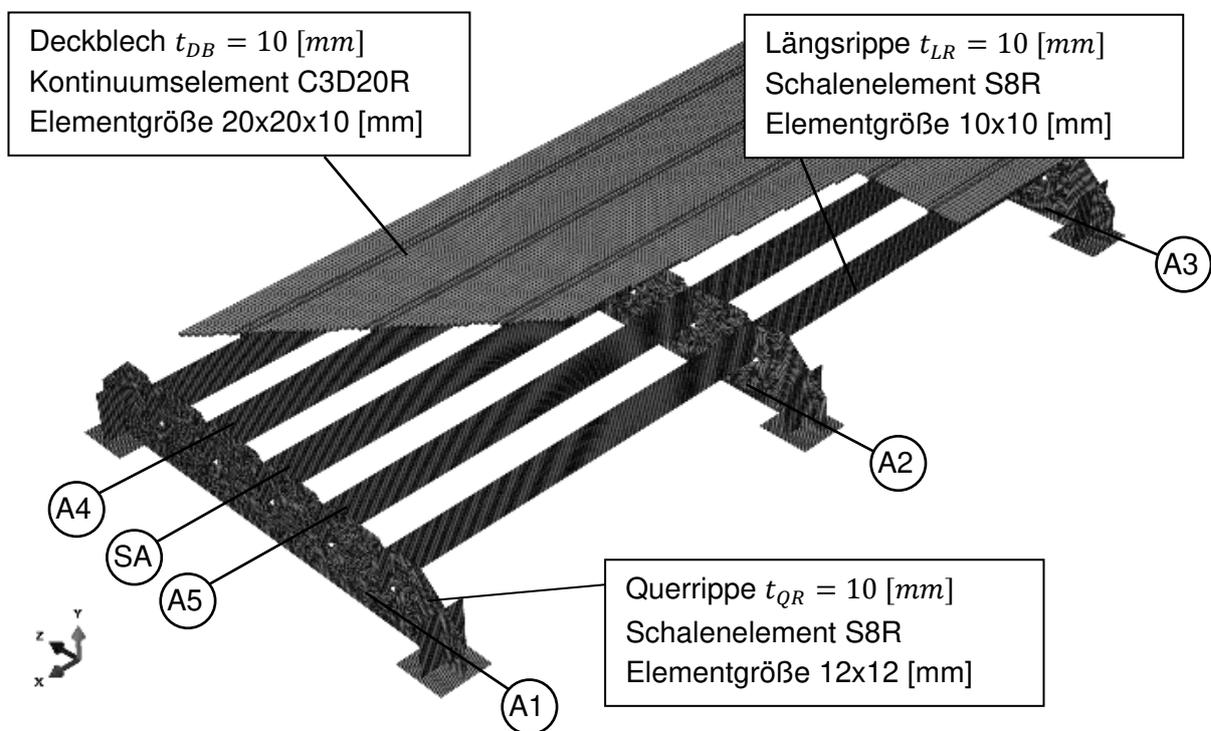


Abbildung E. 18: Übersicht des FEM-Modells zum Großversuch – Referenzfall, unverstärktes Stahldeck

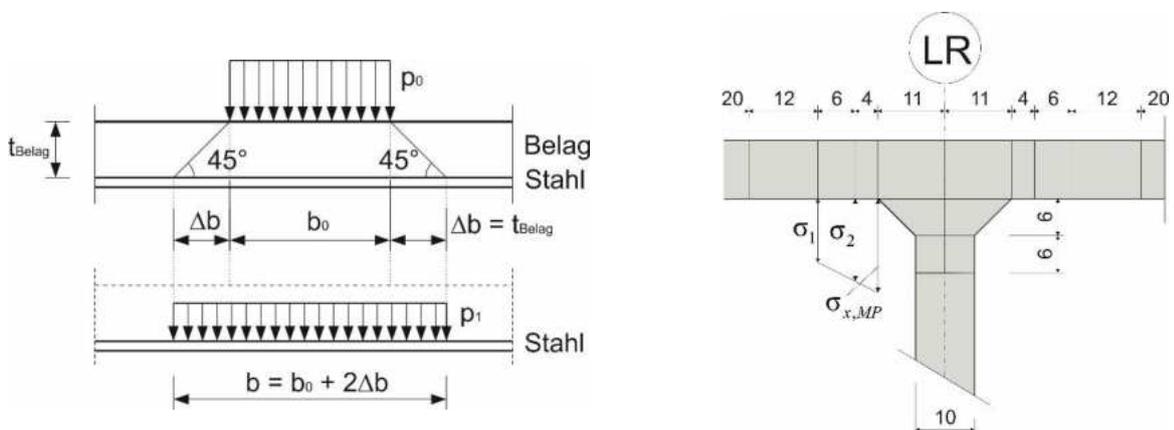


Abbildung E. 19: Links: Lastausbreitung nach EN 1991-2, Abschnitt 4.3.6 (3); Rechts: Netzverfeinerung für Detail D1 (Deckblechbiegung)

Es wurden die Stahldehnungen in den Messpunkten DMS 1 bis DMS 27 ermittelt. Als Belastung wurde Achse B und Achse C, nach EN 1991-2: 4.6.5 – Tab. 4.8, mit den Lastniveaus nach Tabelle E. 7 angesetzt.

Tabelle E. 9 zeigt stellvertretend die Ergebnisse aus den Berechnungen am unverstärkten Stahldeck infolge des Lastniveaus 4 (ELM 2) nach Tabelle E. 7 für beide untersuchten Radlasten.

Anm.: Berechnung mit $E_s = 210.000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ im FEM-Modell

DMS	Achse B, F=190 [kN]		Achse C, F=120 [kN]	
	Dehnung [-]	Spannung [N/mm ²]	Dehnung [-]	Spannung [N/mm ²]
1	-5.664E-04	-135.7	-3.700E-04	-89.3
2	-6.407E-04	-151.5	-4.316E-04	-102.6
3	-6.455E-04	-152.6	-4.356E-04	-103.5
4	-5.709E-04	-136.7	-3.739E-04	-90.1
5	-5.664E-04	-135.7	-3.700E-04	-89.3
6	-6.407E-04	-151.6	-4.315E-04	-102.6
7	-6.454E-04	-152.6	-4.355E-04	-103.5
8	-5.709E-04	-136.7	-3.738E-04	-90.1
9	-5.267E-04	-112.7	-4.508E-04	-96.5
10	-5.327E-04	-113.4	-4.560E-04	-97.1
11	-5.326E-04	-113.4	-4.559E-04	-97.1
12	-5.264E-04	-112.6	-4.506E-04	-96.4
13	-5.649E-04	-118.1	-4.822E-04	-100.8
14	-5.731E-04	-120.0	-4.890E-04	-102.4
15	-6.289E-04	-133.0	-5.363E-04	-113.4
16	-5.717E-04	-119.7	-4.879E-04	-102.1
17	-5.638E-04	-117.9	-4.812E-04	-100.6
18	-2.759E-04	-59.4	-1.158E-04	-25.0
19	-2.748E-04	-59.1	-1.152E-04	-24.8
20	-1.357E-04	-27.6	-2.119E-05	-3.9
21	-1.315E-04	-26.1	-1.088E-05	-1.2
22	-1.355E-04	-27.6	-2.128E-05	-4.0
23	-1.060E-04	-22.5	-4.958E-06	-1.0
24	-1.064E-04	-22.4	-5.027E-06	-0.9
25	-2.817E-04	-59.7	-1.161E-04	-24.8
26	-3.351E-04	-72.8	-1.437E-04	-31.6
27	-2.817E-04	-59.8	-1.161E-04	-24.8

Tabelle E. 9: Numerisch ermittelte Spannungen und Dehnungen in den Knoten der Messwertgeber aus Achse B bzw. C infolge Lastniveau ELM2 (100%) am Versuchskörper ohne Betonbelag

E.5 Wesentliche Messergebnisse

E.5.1 Beanspruchungen am Stahldeck – Vergleich zu Referenzfall

Vorab soll mit den folgenden 5 Diagrammen lediglich ein Überblick über die bei den statischen Versuchen gemessenen Dehnungen gegeben werden. Die Dehnmessstreifen werden dazu in 5 Gruppen entsprechend ihrer örtlichen Zusammengehörigkeit am Deck zusammengefasst. Auf der horizontalen Achse ist die Nummer des jeweiligen Teilversuchs (chronologisch, vgl. Tabelle E. 8) aufgetragen. Dementsprechend handelt es sich eigentlich nicht um eine Kurve sondern um Einzelpunkte. Die Einzelpunkte wurden geradlinig miteinander verbunden, um die Diagramme besser lesen zu können. Für jeden Dehnmessstreifen wurden pro Versuch 2 Werte ausgelesen; jener bei der Last F entsprechend des aufgebracht Lastniveaus und jener zu Beginn des Versuchs bei F=0. Bei den Teilversuchen 25, 28, 40 und 50 wurden die Sensoren bei F=0 tariert (auf Null gestellt).

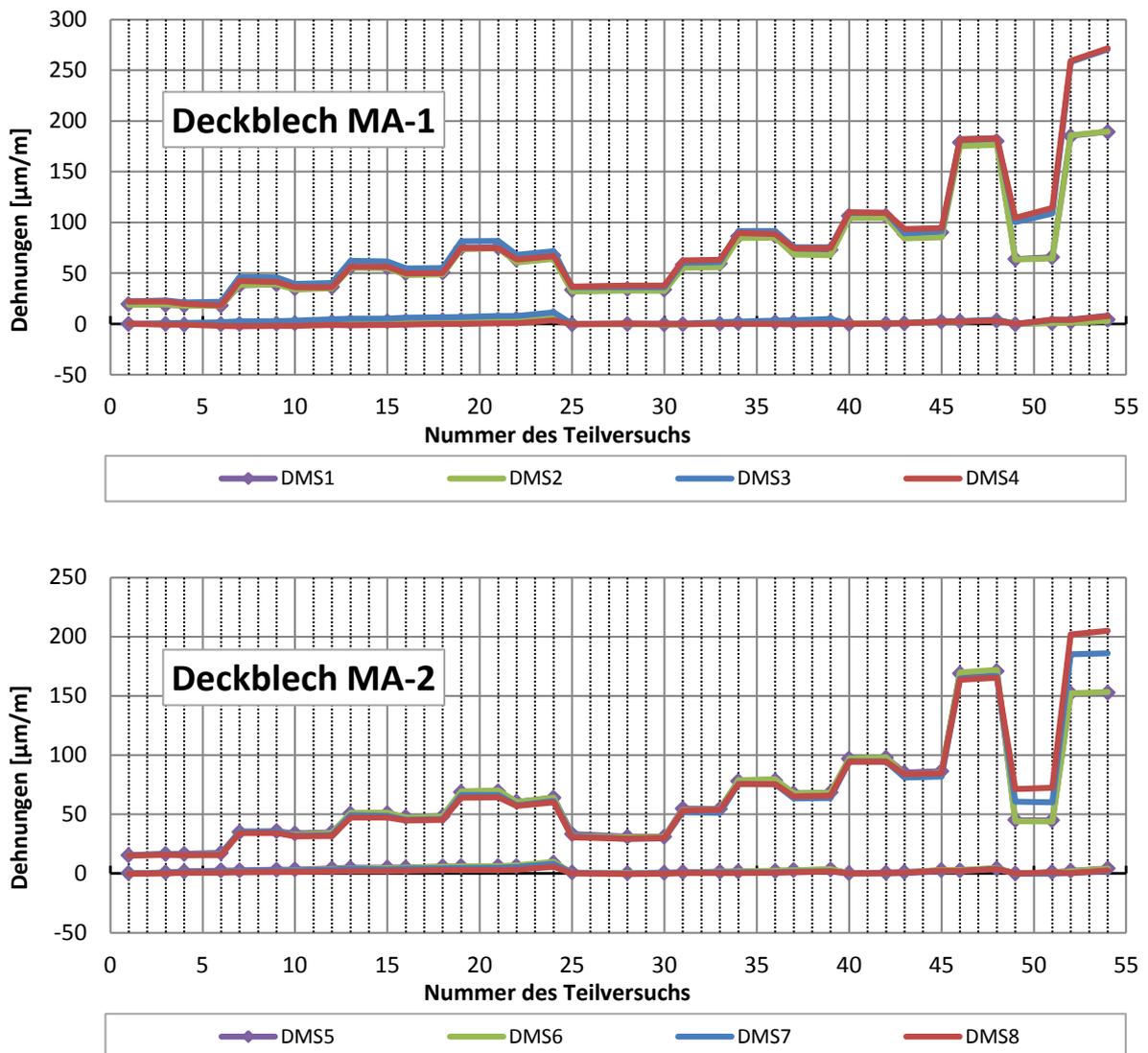


Abbildung E. 20: Gemessene Dehnungen am Deckblech (statische Versuche)

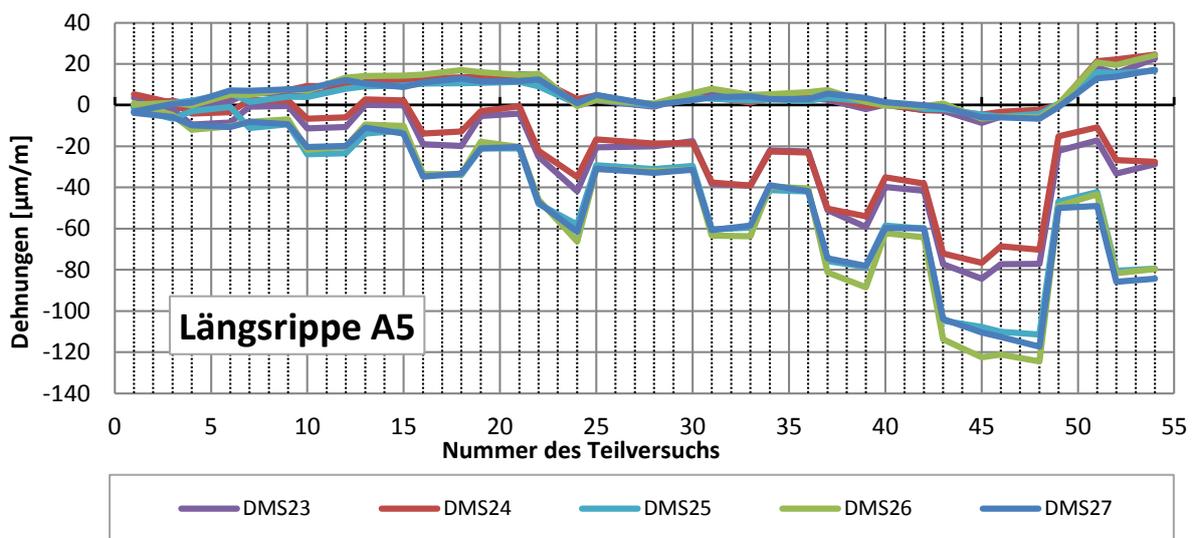
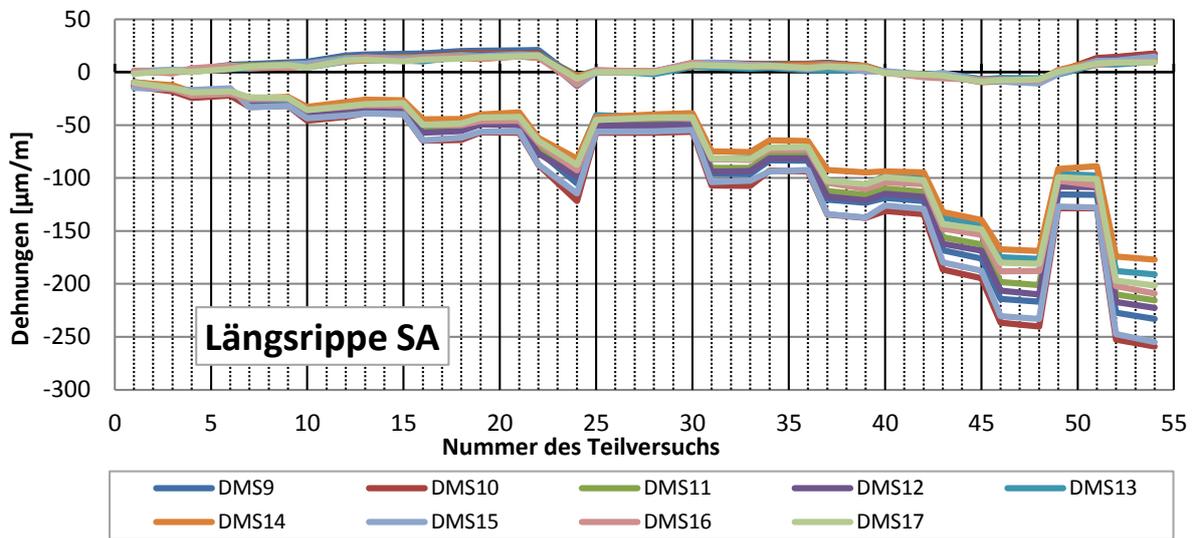
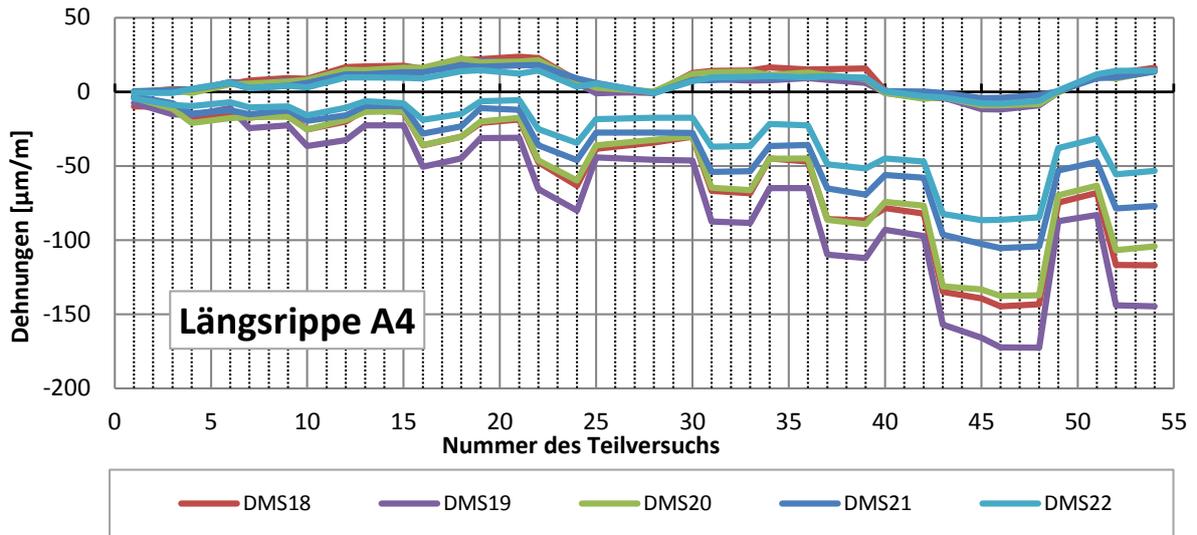


Abbildung E. 21: Gemessene Dehnungen an den Längsrippen (statische Versuche) – Fortsetzung

In Tabelle E. 11 bis Tabelle E. 28 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Stahldeck angeführt und es werden folgende Werte dargestellt:

- $\varepsilon_{(1)}$ sind die am Versuchskörper gemessenen Dehnungen infolge des jeweiligen Lastniveaus unter der Belastung der Achse C oder der Achse B, mit der jeweils zugehörigen Achslast F_A [kN];
- $\varepsilon_{(0)}$ sind die am FEM-Modell ermittelten Referenzdehnungen am unverstärkten Stahldeck, welches in Abschnitt E.4 näher erläutert wird, ebenfalls unter der Belastung der Achse C oder der Achse B, mit der jeweils zugehörigen Achslast F_A [kN];
- In der letzten Spalte ist der Reduktionsfaktor $f = \varepsilon_{(1)}/\varepsilon_{(0)}$ angeführt, welcher die Dehnungsreduktion infolge der Verstärkungsmaßnahme angibt;

Es erfolgte pro Lastniveau eine statische Belastung bis zum jeweiligen Lastmaximum des Lastniveaus, dann erfolgten etwa 1000 dynamische Lastzyklen mit dem selben Lastmaximum als Oberlast und darauf wieder eine statische Belastung, ebenfalls mit dem selben Lastmaximum.

Nach Durchlauf aller 7 Lastniveaus (vgl. Tabelle E. 7) folgte eine Zwangsbeanspruchung. Der gesamte Versuchskörper wurde an einem heißen Sommertag im Freien gelagert, bei direkter Sonneneinstrahlung, sodass sich der Belag stark erhitzte. Danach wurde der Betonbelag mit kühlem Wasser begossen. Dieser Vorgang simulierte somit eine plötzliche Abkühlung an der Betonoberfläche, ähnlich eines Platzregens an heißen Sommertagen.

Nach der Zwangsbeanspruchung wurde dasselbe Prozedere (statisch, dynamisch, statisch) für Lastniveau 4 mit Achse B und Lastniveau 7 mit Achse C am Versuchskörper mit durch die Zwangsbeanspruchung gerissener Betonplatte durchgeführt. Tabelle E. 10 zeigt die Vorgehensweise der Lastaufbringung für jedes Lastniveau.

Lastniveau	Belastungsmodus	Belastungsart
1 bis 7	1	statische Belastung
	2	dynamische Belastung, etwa 1000 Zyklen mit ca. 2 Hz
	3	statische Belastung
<u>Zwangsbeanspruchung:</u> Erwärmung und plötzliche Temperaturänderung (Simulation eines Platzregens an heißen Sommertagen); Rissbildung in der Betonplatte;		
7 (Achse C) 4 (Achse B)	4	statische Belastung
	5	dynamische Belastung, etwa 1000 Zyklen mit ca. 2 Hz
	6	statische Belastung

Tabelle E. 10: Belastungsmodus je Lastniveau und zusätzliche Belastungen nach Rissbildung infolge Zwangsbeanspruchung

Zur Position der Messwertgeber siehe Abschnitt E.2.1, Abbildung E. 2.

E.5.1.1 Ergebnisse Lastniveau 1

Lastniveau 1 – Belastungsmodus 1							
		Statische Belastung, vor dynamischer Belastung					
		Achse C, F=33[kN]			Achse B, F=55[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	1.99E-05	-1.02E-04	-0.20	1.84E-05	-1.64E-04	-0.11
	DMS2	1.89E-05	-1.19E-04	-0.16	1.78E-05	-1.85E-04	-0.10
	DMS3	2.21E-05	-1.20E-04	-0.18	2.13E-05	-1.87E-04	-0.11
	DMS4	2.21E-05	-1.03E-04	-0.21	1.98E-05	-1.65E-04	-0.12
	DMS5	1.53E-05	-1.02E-04	-0.15	1.65E-05	-1.64E-04	-0.10
	DMS6	1.55E-05	-1.19E-04	-0.13	1.55E-05	-1.85E-04	-0.08
	DMS7	1.55E-05	-1.20E-04	-0.13	1.61E-05	-1.87E-04	-0.09
	DMS8	1.49E-05	-1.03E-04	-0.14	1.50E-05	-1.65E-04	-0.09
Längsrippenanschluss	DMS9	-1.12E-05	-1.24E-04	0.09	-2.06E-05	-1.52E-04	0.14
	DMS10	-1.28E-05	-1.25E-04	0.10	-2.43E-05	-1.54E-04	0.16
	DMS11	-1.04E-05	-1.25E-04	0.08	-1.92E-05	-1.54E-04	0.12
	DMS12	-1.05E-05	-1.24E-04	0.08	-2.08E-05	-1.52E-04	0.14
	DMS13	-9.28E-06	-1.33E-04	0.07	5.51E-05	-1.64E-04	-0.34
	DMS14	-8.49E-06	-1.34E-04	0.06	-1.80E-05	-1.66E-04	0.11
	DMS15	-1.45E-05	-1.47E-04	0.10	-1.72E-05	-1.82E-04	0.09
	DMS16	-1.01E-05	-1.34E-04	0.08	-2.26E-05	-1.65E-04	0.14
	DMS17	-1.09E-05	-1.32E-04	0.08	-1.98E-05	-1.63E-04	0.12
	DMS18	-8.49E-06	-3.19E-05	0.27	-1.66E-05	-7.99E-05	0.21
	DMS19	-7.03E-06	-3.17E-05	0.22	-1.51E-05	-7.96E-05	0.19
	DMS20	-4.67E-06	-5.83E-06	0.80	-2.08E-05	-3.93E-05	0.53
	DMS21	-2.60E-06	-2.99E-06	0.87	-1.46E-05	-3.81E-05	0.38
	DMS22	-4.76E-06	-5.85E-06	0.81	-1.01E-05	-3.92E-05	0.26
	DMS23	4.76E-06	-1.36E-06	-3.49	-1.01E-05	-3.07E-05	0.33
DMS24	7.06E-06	-1.38E-06	-5.11	-4.61E-06	-3.08E-05	0.15	
DMS25	-1.61E-06	-3.19E-05	0.05	-2.59E-06	-8.15E-05	0.03	
DMS26	4.63E-07	-3.95E-05	-0.01	-1.20E-05	-9.70E-05	0.12	
DMS27	-3.27E-06	-3.19E-05	0.10	-9.43E-06	-8.15E-05	0.12	

Tabelle E. 11: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 1 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 1 – Belastungsmodus 3							
		Statische Belastung, nach dynamischer Belastung					
		Achse C, F=33[kN]			Achse B, F=55[kN]		
		$\epsilon(1)$	$\epsilon(0)$	$f=\epsilon(1)/\epsilon(0)$	$\epsilon(1)$	$\epsilon(0)$	$f=\epsilon(1)/\epsilon(0)$
Deckblechdehnung	DMS1	1.95E-05	-1.02E-04	-0.19	1.87E-05	-1.64E-04	-0.11
	DMS2	1.93E-05	-1.19E-04	-0.16	1.80E-05	-1.85E-04	-0.10
	DMS3	2.31E-05	-1.20E-04	-0.19	2.16E-05	-1.87E-04	-0.12
	DMS4	2.23E-05	-1.03E-04	-0.22	1.84E-05	-1.65E-04	-0.11
	DMS5	1.64E-05	-1.02E-04	-0.16	1.77E-05	-1.64E-04	-0.11
	DMS6	1.60E-05	-1.19E-04	-0.14	1.65E-05	-1.85E-04	-0.09
	DMS7	1.69E-05	-1.20E-04	-0.14	1.61E-05	-1.87E-04	-0.09
	DMS8	1.60E-05	-1.03E-04	-0.16	1.53E-05	-1.65E-04	-0.09
Längsrippenanschluss	DMS9	-1.58E-05	-1.24E-04	0.13	-1.79E-05	-1.52E-04	0.12
	DMS10	-1.77E-05	-1.25E-04	0.14	-2.24E-05	-1.54E-04	0.15
	DMS11	-1.44E-05	-1.25E-04	0.11	-1.70E-05	-1.54E-04	0.11
	DMS12	-1.56E-05	-1.24E-04	0.13	-1.90E-05	-1.52E-04	0.12
	DMS13	-1.34E-05	-1.33E-04	0.10	5.50E-05	-1.64E-04	-0.34
	DMS14	-1.20E-05	-1.34E-04	0.09	-1.85E-05	-1.66E-04	0.11
	DMS15	-1.54E-05	-1.47E-04	0.10	-1.59E-05	-1.82E-04	0.09
	DMS16	-1.65E-05	-1.34E-04	0.12	-2.01E-05	-1.65E-04	0.12
	DMS17	-1.41E-05	-1.32E-04	0.11	-1.73E-05	-1.63E-04	0.11
	DMS18	-1.04E-05	-3.19E-05	0.33	-1.61E-05	-7.99E-05	0.20
	DMS19	-1.55E-05	-3.17E-05	0.49	-1.08E-05	-7.96E-05	0.14
	DMS20	-1.13E-05	-5.83E-06	1.95	-1.78E-05	-3.93E-05	0.45
	DMS21	-8.24E-06	-2.99E-06	2.75	-1.18E-05	-3.81E-05	0.31
	DMS22	-8.36E-06	-5.85E-06	1.43	-7.53E-06	-3.92E-05	0.19
	DMS23	-1.92E-06	-1.36E-06	1.41	-7.50E-06	-3.07E-05	0.24
DMS24	1.12E-06	-1.38E-06	-0.81	-3.43E-06	-3.08E-05	0.11	
DMS25	-6.36E-06	-3.19E-05	0.20	-8.42E-07	-8.15E-05	0.01	
DMS26	-4.95E-06	-3.95E-05	0.13	-1.07E-05	-9.70E-05	0.11	
DMS27	-5.62E-06	-3.19E-05	0.18	-1.02E-05	-8.15E-05	0.13	

Tabelle E. 12: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 1 – Belastungsmodus 3

E.5.1.2 Ergebnisse Lastniveau 2

Lastniveau 2 – Belastungsmodus 1							
		Statische Belastung, vor dynamischer Belastung					
		Achse C, F=66[kN]			Achse B, F=110[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	3.84E-05	-2.04E-04	-0.19	3.49E-05	-3.28E-04	-0.11
	DMS2	3.82E-05	-2.37E-04	-0.16	3.26E-05	-3.71E-04	-0.09
	DMS3	4.60E-05	-2.40E-04	-0.19	3.64E-05	-3.74E-04	-0.10
	DMS4	4.21E-05	-2.06E-04	-0.20	3.78E-05	-3.31E-04	-0.11
	DMS5	3.44E-05	-2.03E-04	-0.17	3.11E-05	-3.28E-04	-0.09
	DMS6	3.42E-05	-2.37E-04	-0.14	3.08E-05	-3.71E-04	-0.08
	DMS7	3.54E-05	-2.40E-04	-0.15	2.92E-05	-3.74E-04	-0.08
	DMS8	3.41E-05	-2.06E-04	-0.17	2.98E-05	-3.31E-04	-0.09
Längsrippenanschluss	DMS9	-2.69E-05	-2.48E-04	0.11	-5.13E-05	-3.05E-04	0.17
	DMS10	-3.26E-05	-2.51E-04	0.13	-5.68E-05	-3.08E-04	0.18
	DMS11	-2.61E-05	-2.51E-04	0.10	-4.81E-05	-3.08E-04	0.16
	DMS12	-2.84E-05	-2.48E-04	0.11	-4.91E-05	-3.05E-04	0.16
	DMS13	-2.56E-05	-2.65E-04	0.10	-4.33E-05	-3.27E-04	0.13
	DMS14	-2.47E-05	-2.69E-04	0.09	-4.01E-05	-3.32E-04	0.12
	DMS15	-3.24E-05	-2.95E-04	0.11	-5.57E-05	-3.64E-04	0.15
	DMS16	-2.54E-05	-2.68E-04	0.09	-4.25E-05	-3.31E-04	0.13
	DMS17	-2.44E-05	-2.65E-04	0.09	-4.22E-05	-3.26E-04	0.13
	DMS18	-1.64E-05	-6.37E-05	0.26	-3.34E-05	-1.60E-04	0.21
	DMS19	-2.44E-05	-6.34E-05	0.38	-4.65E-05	-1.59E-04	0.29
	DMS20	-1.69E-05	-1.17E-05	1.45	-3.27E-05	-7.86E-05	0.42
	DMS21	-1.54E-05	-5.98E-06	2.58	-2.87E-05	-7.61E-05	0.38
	DMS22	-1.06E-05	-1.17E-05	0.90	-1.73E-05	-7.84E-05	0.22
	DMS23	-2.59E-07	-2.73E-06	0.09	-2.02E-05	-6.14E-05	0.33
DMS24	3.07E-06	-2.76E-06	-1.11	-1.84E-05	-6.16E-05	0.30	
DMS25	-1.09E-05	-6.39E-05	0.17	-3.12E-05	-1.63E-04	0.19	
DMS26	-8.43E-06	-7.90E-05	0.11	-3.20E-05	-1.94E-04	0.16	
DMS27	-7.80E-06	-6.39E-05	0.12	-3.36E-05	-1.63E-04	0.21	

Tabelle E. 13: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 2 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 2 – Belastungsmodus 3							
		Statische Belastung, nach dynamischer Belastung					
		Achse C, F=66[kN]			Achse B, F=110[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	3.91E-05	-2.04E-04	-0.19	3.44E-05	-3.28E-04	-0.10
	DMS2	3.91E-05	-2.37E-04	-0.16	3.25E-05	-3.71E-04	-0.09
	DMS3	4.59E-05	-2.40E-04	-0.19	3.64E-05	-3.74E-04	-0.10
	DMS4	4.15E-05	-2.06E-04	-0.20	3.79E-05	-3.31E-04	-0.11
	DMS5	3.56E-05	-2.03E-04	-0.17	3.15E-05	-3.28E-04	-0.10
	DMS6	3.51E-05	-2.37E-04	-0.15	3.08E-05	-3.71E-04	-0.08
	DMS7	3.56E-05	-2.40E-04	-0.15	2.96E-05	-3.74E-04	-0.08
	DMS8	3.41E-05	-2.06E-04	-0.17	3.00E-05	-3.31E-04	-0.09
Längsrippenanschluss	DMS9	-2.65E-05	-2.48E-04	0.11	-5.03E-05	-3.05E-04	0.16
	DMS10	-3.20E-05	-2.51E-04	0.13	-5.62E-05	-3.08E-04	0.18
	DMS11	-2.58E-05	-2.51E-04	0.10	-4.77E-05	-3.08E-04	0.15
	DMS12	-2.79E-05	-2.48E-04	0.11	-4.90E-05	-3.05E-04	0.16
	DMS13	-2.60E-05	-2.65E-04	0.10	-4.52E-05	-3.27E-04	0.14
	DMS14	-2.34E-05	-2.69E-04	0.09	-3.91E-05	-3.32E-04	0.12
	DMS15	-3.18E-05	-2.95E-04	0.11	-5.46E-05	-3.64E-04	0.15
	DMS16	-2.49E-05	-2.68E-04	0.09	-4.48E-05	-3.31E-04	0.14
	DMS17	-2.45E-05	-2.65E-04	0.09	-4.20E-05	-3.26E-04	0.13
	DMS18	-1.49E-05	-6.37E-05	0.23	-3.01E-05	-1.60E-04	0.19
	DMS19	-2.26E-05	-6.34E-05	0.36	-4.70E-05	-1.59E-04	0.30
	DMS20	-1.69E-05	-1.17E-05	1.45	-3.00E-05	-7.86E-05	0.38
	DMS21	-1.25E-05	-5.98E-06	2.10	-2.72E-05	-7.61E-05	0.36
	DMS22	-9.98E-06	-1.17E-05	0.85	-1.68E-05	-7.84E-05	0.21
	DMS23	-3.67E-07	-2.73E-06	0.13	-1.85E-05	-6.14E-05	0.30
DMS24	2.33E-06	-2.76E-06	-0.84	-1.84E-05	-6.16E-05	0.30	
DMS25	-9.25E-06	-6.39E-05	0.14	-2.94E-05	-1.63E-04	0.18	
DMS26	-7.01E-06	-7.90E-05	0.09	-3.00E-05	-1.94E-04	0.15	
DMS27	-9.32E-06	-6.39E-05	0.15	-3.19E-05	-1.63E-04	0.20	

Tabelle E. 14: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 2 – Belastungsmodus 3

E.5.1.3 Ergebnisse Lastniveau 3

Lastniveau 3 – Belastungsmodus 1							
		Statische Belastung, vor dynamischer Belastung					
		Achse C, F=90[kN]			Achse B, F=150[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	5.58E-05	-2.78E-04	-0.20	5.08E-05	-4.47E-04	-0.11
	DMS2	5.48E-05	-3.24E-04	-0.17	4.83E-05	-5.06E-04	-0.10
	DMS3	6.20E-05	-3.27E-04	-0.19	5.49E-05	-5.10E-04	-0.11
	DMS4	5.61E-05	-2.80E-04	-0.20	5.02E-05	-4.51E-04	-0.11
	DMS5	5.03E-05	-2.77E-04	-0.18	4.79E-05	-4.47E-04	-0.11
	DMS6	5.10E-05	-3.24E-04	-0.16	4.72E-05	-5.06E-04	-0.09
	DMS7	4.91E-05	-3.27E-04	-0.15	4.53E-05	-5.10E-04	-0.09
	DMS8	4.75E-05	-2.80E-04	-0.17	4.50E-05	-4.51E-04	-0.10
Längsrippenanschluss	DMS9	-3.16E-05	-3.38E-04	0.09	-5.43E-05	-4.16E-04	0.13
	DMS10	-3.89E-05	-3.42E-04	0.11	-6.43E-05	-4.21E-04	0.15
	DMS11	-3.18E-05	-3.42E-04	0.09	-5.34E-05	-4.20E-04	0.13
	DMS12	-3.44E-05	-3.38E-04	0.10	-5.63E-05	-4.16E-04	0.14
	DMS13	-3.02E-05	-3.62E-04	0.08	-4.89E-05	-4.46E-04	0.11
	DMS14	-2.62E-05	-3.67E-04	0.07	-4.48E-05	-4.52E-04	0.10
	DMS15	-3.94E-05	-4.02E-04	0.10	-6.43E-05	-4.97E-04	0.13
	DMS16	-3.13E-05	-3.66E-04	0.09	-4.93E-05	-4.51E-04	0.11
	DMS17	-2.94E-05	-3.61E-04	0.08	-4.94E-05	-4.45E-04	0.11
	DMS18	-1.27E-05	-8.69E-05	0.15	-3.54E-05	-2.18E-04	0.16
	DMS19	-2.23E-05	-8.64E-05	0.26	-5.00E-05	-2.17E-04	0.23
	DMS20	-1.33E-05	-1.59E-05	0.84	-3.50E-05	-1.07E-04	0.33
	DMS21	-1.03E-05	-8.16E-06	1.27	-2.83E-05	-1.04E-04	0.27
	DMS22	-6.30E-06	-1.60E-05	0.39	-1.86E-05	-1.07E-04	0.17
	DMS23	1.91E-06	-3.72E-06	-0.51	-1.84E-05	-8.37E-05	0.22
DMS24	2.52E-06	-3.77E-06	-0.67	-1.27E-05	-8.40E-05	0.15	
DMS25	-1.40E-05	-8.71E-05	0.16	-3.33E-05	-2.22E-04	0.15	
DMS26	-9.93E-06	-1.08E-04	0.09	-3.33E-05	-2.65E-04	0.13	
DMS27	-1.10E-05	-8.71E-05	0.13	-3.35E-05	-2.22E-04	0.15	

Tabelle E. 15: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 3 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 3 – Belastungsmodus 3							
		Statische Belastung, nach dynamischer Belastung					
		Achse C, F=90[kN]			Achse B, F=150[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	5.62E-05	-2.78E-04	-0.20	5.14E-05	-4.47E-04	-0.11
	DMS2	5.49E-05	-3.24E-04	-0.17	4.86E-05	-5.06E-04	-0.10
	DMS3	6.16E-05	-3.27E-04	-0.19	5.52E-05	-5.10E-04	-0.11
	DMS4	5.60E-05	-2.80E-04	-0.20	5.00E-05	-4.51E-04	-0.11
	DMS5	5.08E-05	-2.77E-04	-0.18	4.81E-05	-4.47E-04	-0.11
	DMS6	5.13E-05	-3.24E-04	-0.16	4.81E-05	-5.06E-04	-0.10
	DMS7	4.87E-05	-3.27E-04	-0.15	4.58E-05	-5.10E-04	-0.09
	DMS8	4.74E-05	-2.80E-04	-0.17	4.52E-05	-4.51E-04	-0.10
Längsrippenanschluss	DMS9	-3.22E-05	-3.38E-04	0.10	-5.30E-05	-4.16E-04	0.13
	DMS10	-3.94E-05	-3.42E-04	0.12	-6.31E-05	-4.21E-04	0.15
	DMS11	-3.26E-05	-3.42E-04	0.10	-5.23E-05	-4.20E-04	0.12
	DMS12	-3.48E-05	-3.38E-04	0.10	-5.52E-05	-4.16E-04	0.13
	DMS13	-2.99E-05	-3.62E-04	0.08	-4.87E-05	-4.46E-04	0.11
	DMS14	-2.68E-05	-3.67E-04	0.07	-4.31E-05	-4.52E-04	0.10
	DMS15	-3.96E-05	-4.02E-04	0.10	-6.18E-05	-4.97E-04	0.12
	DMS16	-3.14E-05	-3.66E-04	0.09	-4.93E-05	-4.51E-04	0.11
	DMS17	-2.95E-05	-3.61E-04	0.08	-4.77E-05	-4.45E-04	0.11
	DMS18	-1.28E-05	-8.69E-05	0.15	-3.08E-05	-2.18E-04	0.14
	DMS19	-2.27E-05	-8.64E-05	0.26	-4.57E-05	-2.17E-04	0.21
	DMS20	-1.29E-05	-1.59E-05	0.81	-3.01E-05	-1.07E-04	0.28
	DMS21	-9.85E-06	-8.16E-06	1.21	-2.23E-05	-1.04E-04	0.21
	DMS22	-7.02E-06	-1.60E-05	0.44	-1.62E-05	-1.07E-04	0.15
	DMS23	-1.74E-07	-3.72E-06	0.05	-2.06E-05	-8.37E-05	0.25
DMS24	2.36E-06	-3.77E-06	-0.63	-1.22E-05	-8.40E-05	0.15	
DMS25	-1.21E-05	-8.71E-05	0.14	-3.33E-05	-2.22E-04	0.15	
DMS26	-1.06E-05	-1.08E-04	0.10	-3.38E-05	-2.65E-04	0.13	
DMS27	-1.34E-05	-8.71E-05	0.15	-3.28E-05	-2.22E-04	0.15	

Tabelle E. 16: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 3 – Belastungsmodus 3

E.5.1.4 Ergebnisse Lastniveau 4

Lastniveau 4 – Belastungsmodus 1								
			Statische Belastung, vor dynamischer Belastung					
			Achse C, F=120[kN]			Achse B, F=190[kN]		
			$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	7.52E-05	-3.70E-04	-0.20	5.91E-05	-5.66E-04	-0.10
		DMS2	7.38E-05	-4.32E-04	-0.17	5.56E-05	-6.41E-04	-0.09
		DMS3	8.12E-05	-4.36E-04	-0.19	6.01E-05	-6.45E-04	-0.09
		DMS4	7.47E-05	-3.74E-04	-0.20	6.22E-05	-5.71E-04	-0.11
	MA-2	DMS5	6.86E-05	-3.70E-04	-0.19	5.49E-05	-5.66E-04	-0.10
		DMS6	6.96E-05	-4.32E-04	-0.16	5.41E-05	-6.41E-04	-0.08
		DMS7	6.61E-05	-4.36E-04	-0.15	5.19E-05	-6.45E-04	-0.08
		DMS8	6.42E-05	-3.74E-04	-0.17	5.30E-05	-5.71E-04	-0.09
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-4.68E-05	-4.51E-04	0.10	-9.63E-05	-5.27E-04	0.18
		DMS10	-5.70E-05	-4.56E-04	0.12	-1.07E-04	-5.33E-04	0.20
		DMS11	-4.68E-05	-4.56E-04	0.10	-9.02E-05	-5.33E-04	0.17
		DMS12	-4.95E-05	-4.51E-04	0.11	-9.36E-05	-5.26E-04	0.18
		DMS13	-4.24E-05	-4.82E-04	0.09	-8.12E-05	-5.65E-04	0.14
		DMS14	-4.03E-05	-4.89E-04	0.08	-7.39E-05	-5.73E-04	0.13
		DMS15	-5.64E-05	-5.36E-04	0.11	-1.03E-04	-6.29E-04	0.16
		DMS16	-4.62E-05	-4.88E-04	0.09	-8.38E-05	-5.72E-04	0.15
	LR-A4	DMS17	-4.28E-05	-4.81E-04	0.09	-8.01E-05	-5.64E-04	0.14
		DMS18	-2.08E-05	-1.16E-04	0.18	-6.65E-05	-2.76E-04	0.24
		DMS19	-3.16E-05	-1.15E-04	0.27	-8.80E-05	-2.75E-04	0.32
		DMS20	-2.06E-05	-2.12E-05	0.97	-6.47E-05	-1.36E-04	0.48
		DMS21	-1.12E-05	-1.09E-05	1.03	-5.25E-05	-1.31E-04	0.40
	LR-A5	DMS22	-6.43E-06	-2.13E-05	0.30	-3.67E-05	-1.36E-04	0.27
		DMS23	-5.51E-06	-4.96E-06	1.11	-3.91E-05	-1.06E-04	0.37
		DMS24	-2.54E-06	-5.03E-06	0.51	-3.87E-05	-1.06E-04	0.36
		DMS25	-2.11E-05	-1.16E-04	0.18	-6.08E-05	-2.82E-04	0.22
DMS26		-1.79E-05	-1.44E-04	0.12	-6.47E-05	-3.35E-04	0.19	
DMS27		-2.11E-05	-1.16E-04	0.18	-5.96E-05	-2.82E-04	0.21	

Tabelle E. 17: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 4 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 4 – Belastungsmodus 3										
			Statische Belastung, nach dynamischer Belastung							
			Achse C, F=120[kN]				Achse B, F=190[kN]			
			$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$		
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	7.57E-05	-3.70E-04	-0.20	6.02E-05	-5.66E-04	-0.11	1.8%	Zunahme der Dehnungen infolge dynamischer Belastung
		DMS2	7.47E-05	-4.32E-04	-0.17	5.63E-05	-6.41E-04	-0.09	1.2%	
		DMS3	8.13E-05	-4.36E-04	-0.19	6.20E-05	-6.45E-04	-0.10	3.1%	
		DMS4	7.45E-05	-3.74E-04	-0.20	6.26E-05	-5.71E-04	-0.11	0.7%	
	MA-2	DMS5	6.91E-05	-3.70E-04	-0.19	5.57E-05	-5.66E-04	-0.10	1.5%	
		DMS6	7.03E-05	-4.32E-04	-0.16	5.51E-05	-6.41E-04	-0.09	1.8%	
		DMS7	6.64E-05	-4.36E-04	-0.15	5.21E-05	-6.45E-04	-0.08	0.3%	
		DMS8	6.42E-05	-3.74E-04	-0.17	5.32E-05	-5.71E-04	-0.09	0.4%	
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-4.70E-05	-4.51E-04	0.10	-9.76E-05	-5.27E-04	0.19	1.4%	
		DMS10	-5.71E-05	-4.56E-04	0.13	-1.09E-04	-5.33E-04	0.20	1.9%	
		DMS11	-4.71E-05	-4.56E-04	0.10	-9.09E-05	-5.33E-04	0.17	0.8%	
		DMS12	-4.98E-05	-4.51E-04	0.11	-9.48E-05	-5.26E-04	0.18	1.3%	
		DMS13	-4.15E-05	-4.82E-04	0.09	-8.26E-05	-5.65E-04	0.15	1.8%	
		DMS14	-3.80E-05	-4.89E-04	0.08	-7.49E-05	-5.73E-04	0.13	1.4%	
		DMS15	-5.57E-05	-5.36E-04	0.10	-1.07E-04	-6.29E-04	0.17	3.6%	
		DMS16	-4.51E-05	-4.88E-04	0.09	-8.35E-05	-5.72E-04	0.15	-0.3%	
	DMS17	-4.20E-05	-4.81E-04	0.09	-8.21E-05	-5.64E-04	0.15	2.5%		
	LR-A4	DMS18	-1.89E-05	-1.16E-04	0.16	-6.61E-05	-2.76E-04	0.24	-0.7%	
		DMS19	-3.16E-05	-1.15E-04	0.27	-8.97E-05	-2.75E-04	0.33	1.9%	
		DMS20	-1.77E-05	-2.12E-05	0.84	-6.57E-05	-1.36E-04	0.48	1.6%	
		DMS21	-1.20E-05	-1.09E-05	1.10	-5.51E-05	-1.31E-04	0.42	5.0%	
		DMS22	-5.78E-06	-2.13E-05	0.27	-3.88E-05	-1.36E-04	0.29	5.8%	
	LR-A5	DMS23	-4.23E-06	-4.96E-06	0.85	-4.15E-05	-1.06E-04	0.39	6.1%	
		DMS24	-9.56E-07	-5.03E-06	0.19	-4.17E-05	-1.06E-04	0.39	7.7%	
		DMS25	-2.10E-05	-1.16E-04	0.18	-6.12E-05	-2.82E-04	0.22	0.6%	
DMS26		-1.96E-05	-1.44E-04	0.14	-6.60E-05	-3.35E-04	0.20	2.0%		
DMS27		-2.03E-05	-1.16E-04	0.17	-6.21E-05	-2.82E-04	0.22	4.2%		

Tabelle E. 18: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 4 – Belastungsmodus 3

Anm.: Die nachfolgenden Versuche auf diesem Lastniveau erfolgten erst nach Durchschreiten aller Lastniveaus (vgl. Tabelle E. 10)

Lastniveau 4 – Belastungsmodus 4						
			Stat. Belastung nach Rissbildung, vor dyn. Belastung			
			Achse B, F=190[kN]			
			$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	6.41E-05	-5.66E-04	-0.11	8.5%
		DMS2	6.31E-05	-6.41E-04	-0.10	13.5%
		DMS3	1.00E-04	-6.45E-04	-0.16	66.9%
		DMS4	1.05E-04	-5.71E-04	-0.18	69.0%
	MA-2	DMS5	4.48E-05	-5.66E-04	-0.08	-18.4%
		DMS6	4.38E-05	-6.41E-04	-0.07	-19.1%
		DMS7	6.02E-05	-6.45E-04	-0.09	15.9%
		DMS8	7.15E-05	-5.71E-04	-0.13	34.8%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-1.16E-04	-5.27E-04	0.22	20.1%
		DMS10	-1.28E-04	-5.33E-04	0.24	20.3%
		DMS11	-1.04E-04	-5.33E-04	0.20	15.7%
		DMS12	-1.08E-04	-5.26E-04	0.20	15.3%
		DMS13	-9.56E-05	-5.65E-04	0.17	17.7%
		DMS14	-9.17E-05	-5.73E-04	0.16	24.1%
		DMS15	-1.26E-04	-6.29E-04	0.20	22.2%
		DMS16	-1.02E-04	-5.72E-04	0.18	21.9%
	LR-A4	DMS17	-1.00E-04	-5.64E-04	0.18	25.3%
		DMS18	-7.38E-05	-2.76E-04	0.27	11.0%
		DMS19	-8.70E-05	-2.75E-04	0.32	-1.1%
		DMS20	-6.99E-05	-1.36E-04	0.51	8.0%
		DMS21	-5.28E-05	-1.31E-04	0.40	0.5%
		DMS22	-3.67E-05	-1.36E-04	0.27	0.1%
	LR-A5	DMS23	-2.00E-05	-1.06E-04	0.19	-48.7%
		DMS24	-1.50E-05	-1.06E-04	0.14	-61.3%
		DMS25	-4.53E-05	-2.82E-04	0.16	-25.5%
		DMS26	-4.82E-05	-3.35E-04	0.14	-25.5%
		DMS27	-4.96E-05	-2.82E-04	0.18	-16.7%

Zunahme der Dehnungen infolge Rissbildung

Tabelle E. 19: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 4 – Belastungsmodus 4

Lastniveau 4 – Belastungsmodus 6						
			Stat. Belastung nach Rissbildung, nach dyn. Belastung			
			Achse B, F=190[kN]			
			$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	6.61E-05	-5.66E-04	-0.12	11.7%
		DMS2	6.47E-05	-6.41E-04	-0.10	16.3%
		DMS3	1.09E-04	-6.45E-04	-0.17	81.4%
		DMS4	1.14E-04	-5.71E-04	-0.20	84.1%
	MA-2	DMS5	4.51E-05	-5.66E-04	-0.08	-17.7%
		DMS6	4.41E-05	-6.41E-04	-0.07	-18.4%
		DMS7	6.04E-05	-6.45E-04	-0.09	16.4%
		DMS8	7.27E-05	-5.71E-04	-0.13	37.1%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-1.15E-04	-5.27E-04	0.22	19.7%
		DMS10	-1.28E-04	-5.33E-04	0.24	20.4%
		DMS11	-1.05E-04	-5.33E-04	0.20	16.3%
		DMS12	-1.08E-04	-5.26E-04	0.21	15.7%
		DMS13	-9.70E-05	-5.65E-04	0.17	19.5%
		DMS14	-8.88E-05	-5.73E-04	0.15	20.1%
		DMS15	-1.28E-04	-6.29E-04	0.20	23.9%
		DMS16	-1.07E-04	-5.72E-04	0.19	27.7%
	DMS17	-1.01E-04	-5.64E-04	0.18	26.6%	
	LR-A4	DMS18	-6.84E-05	-2.76E-04	0.25	2.8%
		DMS19	-8.34E-05	-2.75E-04	0.30	-5.2%
		DMS20	-6.27E-05	-1.36E-04	0.46	-3.1%
		DMS21	-4.73E-05	-1.31E-04	0.36	-9.9%
		DMS22	-3.12E-05	-1.36E-04	0.23	-15.0%
	LR-A5	DMS23	-1.70E-05	-1.06E-04	0.16	-56.6%
		DMS24	-1.08E-05	-1.06E-04	0.10	-72.0%
		DMS25	-4.23E-05	-2.82E-04	0.15	-30.5%
DMS26		-4.28E-05	-3.35E-04	0.13	-33.9%	
DMS27		-4.84E-05	-2.82E-04	0.17	-18.7%	

Zunahme der Dehnungen infolge Rissbildung und dynamischer Belastung

Tabelle E. 20: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 4 – Belastungsmodus 6

E.5.1.5 Ergebnisse Lastniveau 5

Lastniveau 5 – Belastungsmodus 1							
		Statische Belastung, vor dynamischer Belastung					
		Achse C, F=144[kN]			Achse B, F=228[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	8.67E-05	-4.44E-04	-0.20	7.30E-05	-6.80E-04	-0.11
	DMS2	8.46E-05	-5.18E-04	-0.16	6.81E-05	-7.69E-04	-0.09
	DMS3	9.17E-05	-5.23E-04	-0.18	7.55E-05	-7.75E-04	-0.10
	DMS4	8.90E-05	-4.49E-04	-0.20	7.46E-05	-6.85E-04	-0.11
	DMS5	7.80E-05	-4.44E-04	-0.18	6.76E-05	-6.80E-04	-0.10
	DMS6	7.89E-05	-5.18E-04	-0.15	6.75E-05	-7.69E-04	-0.09
	DMS7	7.60E-05	-5.23E-04	-0.15	6.37E-05	-7.75E-04	-0.08
	DMS8	7.55E-05	-4.49E-04	-0.17	6.53E-05	-6.85E-04	-0.10
Längsrippenanschluss	DMS9	-8.31E-05	-5.41E-04	0.15	-1.20E-04	-6.32E-04	0.19
	DMS10	-9.28E-05	-5.47E-04	0.17	-1.34E-04	-6.39E-04	0.21
	DMS11	-7.74E-05	-5.47E-04	0.14	-1.12E-04	-6.39E-04	0.18
	DMS12	-8.11E-05	-5.41E-04	0.15	-1.17E-04	-6.32E-04	0.18
	DMS13	-7.18E-05	-5.79E-04	0.12	-1.03E-04	-6.78E-04	0.15
	DMS14	-6.45E-05	-5.87E-04	0.11	-9.31E-05	-6.88E-04	0.14
	DMS15	-9.33E-05	-6.44E-04	0.14	-1.33E-04	-7.55E-04	0.18
	DMS16	-7.33E-05	-5.85E-04	0.13	-1.04E-04	-6.86E-04	0.15
	DMS17	-7.14E-05	-5.77E-04	0.12	-1.04E-04	-6.77E-04	0.15
	DMS18	-4.50E-05	-1.39E-04	0.32	-8.53E-05	-3.31E-04	0.26
	DMS19	-6.48E-05	-1.38E-04	0.47	-1.10E-04	-3.30E-04	0.33
	DMS20	-4.49E-05	-2.54E-05	1.77	-8.62E-05	-1.63E-04	0.53
	DMS21	-3.64E-05	-1.31E-05	2.79	-6.54E-05	-1.58E-04	0.41
	DMS22	-2.19E-05	-2.55E-05	0.86	-4.92E-05	-1.63E-04	0.30
	DMS23	-2.22E-05	-5.95E-06	3.72	-5.10E-05	-1.27E-04	0.40
DMS24	-2.28E-05	-6.03E-06	3.78	-4.98E-05	-1.28E-04	0.39	
DMS25	-4.13E-05	-1.39E-04	0.30	-7.55E-05	-3.38E-04	0.22	
DMS26	-3.97E-05	-1.72E-04	0.23	-8.17E-05	-4.02E-04	0.20	
DMS27	-3.94E-05	-1.39E-04	0.28	-7.44E-05	-3.38E-04	0.22	

Tabelle E. 21: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 5 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 5 – Belastungsmodus 3							
		Statische Belastung, nach dynamischer Belastung					
		Achse C, F=144[kN]			Achse B, F=228[kN]		
		$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$	$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	DMS1	8.75E-05	-4.44E-04	-0.20	7.33E-05	-6.80E-04	-0.11
	DMS2	8.50E-05	-5.18E-04	-0.16	6.77E-05	-7.69E-04	-0.09
	DMS3	9.15E-05	-5.23E-04	-0.18	7.58E-05	-7.75E-04	-0.10
	DMS4	8.84E-05	-4.49E-04	-0.20	7.48E-05	-6.85E-04	-0.11
	DMS5	7.84E-05	-4.44E-04	-0.18	6.84E-05	-6.80E-04	-0.10
	DMS6	7.96E-05	-5.18E-04	-0.15	6.81E-05	-7.69E-04	-0.09
	DMS7	7.57E-05	-5.23E-04	-0.14	6.36E-05	-7.75E-04	-0.08
	DMS8	7.53E-05	-4.49E-04	-0.17	6.57E-05	-6.85E-04	-0.10
Längsrippenanschluss	DMS9	-8.36E-05	-5.41E-04	0.15	-1.22E-04	-6.32E-04	0.19
	DMS10	-9.36E-05	-5.47E-04	0.17	-1.37E-04	-6.39E-04	0.21
	DMS11	-7.81E-05	-5.47E-04	0.14	-1.15E-04	-6.39E-04	0.18
	DMS12	-8.16E-05	-5.41E-04	0.15	-1.20E-04	-6.32E-04	0.19
	DMS13	-7.36E-05	-5.79E-04	0.13	-1.07E-04	-6.78E-04	0.16
	DMS14	-6.51E-05	-5.87E-04	0.11	-9.58E-05	-6.88E-04	0.14
	DMS15	-9.27E-05	-6.44E-04	0.14	-1.36E-04	-7.55E-04	0.18
	DMS16	-7.34E-05	-5.85E-04	0.13	-1.10E-04	-6.86E-04	0.16
	DMS17	-7.11E-05	-5.77E-04	0.12	-1.05E-04	-6.77E-04	0.15
	DMS18	-4.68E-05	-1.39E-04	0.34	-8.76E-05	-3.31E-04	0.26
	DMS19	-6.45E-05	-1.38E-04	0.47	-1.13E-04	-3.30E-04	0.34
	DMS20	-4.52E-05	-2.54E-05	1.78	-8.88E-05	-1.63E-04	0.55
	DMS21	-3.56E-05	-1.31E-05	2.73	-6.71E-05	-1.58E-04	0.43
	DMS22	-2.24E-05	-2.55E-05	0.88	-5.10E-05	-1.63E-04	0.31
	DMS23	-2.22E-05	-5.95E-06	3.73	-5.95E-05	-1.27E-04	0.47
DMS24	-2.30E-05	-6.03E-06	3.81	-5.41E-05	-1.28E-04	0.42	
DMS25	-4.16E-05	-1.39E-04	0.30	-7.84E-05	-3.38E-04	0.23	
DMS26	-4.04E-05	-1.72E-04	0.23	-8.79E-05	-4.02E-04	0.22	
DMS27	-4.14E-05	-1.39E-04	0.30	-7.82E-05	-3.38E-04	0.23	

Tabelle E. 22: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 5 – Belastungsmodus 3

E.5.1.6 Ergebnisse Lastniveau 6

Lastniveau 6 – Belastungsmodus 1										
			Statische Belastung, vor dynamischer Belastung							
			Achse C, F=180[kN]				Achse B, F=285[kN]			
			$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.07E-04	96.8%	-5.55E-04	-0.19	8.91E-05	95.7%	-8.50E-04	-0.10
		DMS2	1.04E-04	94.7%	-6.47E-04	-0.16	8.40E-05	90.3%	-9.61E-04	-0.09
		DMS3	1.09E-04	99.4%	-6.53E-04	-0.17	8.95E-05	96.2%	-9.68E-04	-0.09
		DMS4	1.10E-04	100.0%	-5.61E-04	-0.20	9.31E-05	100.0%	-8.56E-04	-0.11
	MA-2	DMS5	9.72E-05	88.3%	-5.55E-04	-0.18	8.48E-05	91.0%	-8.50E-04	-0.10
		DMS6	9.76E-05	88.6%	-6.47E-04	-0.15	8.32E-05	89.4%	-9.61E-04	-0.09
		DMS7	9.47E-05	85.9%	-6.53E-04	-0.14	8.06E-05	86.6%	-9.68E-04	-0.08
		DMS8	9.47E-05	86.0%	-5.61E-04	-0.17	8.34E-05	89.6%	-8.56E-04	-0.10
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-1.19E-04	90.7%	-6.76E-04	0.18	-1.68E-04	90.4%	-7.90E-04	0.21
		DMS10	-1.31E-04	100.0%	-6.84E-04	0.19	-1.86E-04	100.0%	-7.99E-04	0.23
		DMS11	-1.09E-04	83.6%	-6.84E-04	0.16	-1.56E-04	83.8%	-7.99E-04	0.20
		DMS12	-1.14E-04	87.4%	-6.76E-04	0.17	-1.62E-04	87.0%	-7.90E-04	0.21
		DMS13	-9.72E-05	74.3%	-7.23E-04	0.13	-1.37E-04	73.7%	-8.47E-04	0.16
		DMS14	-9.37E-05	71.6%	-7.34E-04	0.13	-1.32E-04	70.8%	-8.60E-04	0.15
		DMS15	-1.26E-04	96.2%	-8.05E-04	0.16	-1.79E-04	96.0%	-9.43E-04	0.19
		DMS16	-1.04E-04	79.5%	-7.32E-04	0.14	-1.49E-04	79.8%	-8.58E-04	0.17
	LR-A4	DMS17	-9.94E-05	75.9%	-7.22E-04	0.14	-1.44E-04	77.4%	-8.46E-04	0.17
		DMS18	-7.88E-05	60.2%	-1.74E-04	0.45	-1.35E-04	72.5%	-4.14E-04	0.33
		DMS19	-9.30E-05	71.1%	-1.73E-04	0.54	-1.57E-04	84.2%	-4.12E-04	0.38
		DMS20	-7.42E-05	56.7%	-3.18E-05	2.33	-1.30E-04	70.0%	-2.04E-04	0.64
		DMS21	-5.63E-05	43.0%	-1.63E-05	3.45	-9.67E-05	51.9%	-1.97E-04	0.49
	LR-A5	DMS22	-4.50E-05	34.4%	-3.19E-05	1.41	-8.23E-05	44.2%	-2.03E-04	0.41
		DMS23	-3.97E-05	30.3%	-7.44E-06	5.34	-7.79E-05	41.8%	-1.59E-04	0.49
		DMS24	-3.53E-05	27.0%	-7.54E-06	4.68	-7.19E-05	38.6%	-1.60E-04	0.45
		DMS25	-5.86E-05	44.7%	-1.74E-04	0.34	-1.04E-04	55.8%	-4.23E-04	0.25
		DMS26	-6.22E-05	47.5%	-2.16E-04	0.29	-1.14E-04	61.1%	-5.03E-04	0.23
		DMS27	-5.94E-05	45.4%	-1.74E-04	0.34	-1.04E-04	56.0%	-4.23E-04	0.25

Tabelle E. 23: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 6 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 6 – Belastungsmodus 3											
Statische Belastung, nach dynamischer Belastung											
Achse C, F=180[kN]											
Achse B, F=285[kN]											
$\epsilon_{(1)}$											
$\epsilon_{(0)}$											
$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$											
$\epsilon_{(1)}$											
$\epsilon_{(0)}$											
$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$											
Zunahme der Dehnungen infolge dynamischer Belastung											
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.07E-04	97.7%	-5.55E-04	-0.19	9.08E-05	96.3%	-8.50E-04	-0.11	1.9%
		DMS2	1.05E-04	95.6%	-6.47E-04	-0.16	8.54E-05	90.5%	-9.61E-04	-0.09	1.5%
		DMS3	1.10E-04	99.9%	-6.53E-04	-0.17	9.11E-05	96.6%	-9.68E-04	-0.09	1.8%
		DMS4	1.10E-04	100.0%	-5.61E-04	-0.20	9.43E-05	100.0%	-8.56E-04	-0.11	1.3%
	MA-2	DMS5	9.79E-05	89.3%	-5.55E-04	-0.18	8.60E-05	91.2%	-8.50E-04	-0.10	1.5%
		DMS6	9.81E-05	89.4%	-6.47E-04	-0.15	8.50E-05	90.1%	-9.61E-04	-0.09	2.2%
		DMS7	9.43E-05	86.1%	-6.53E-04	-0.14	8.20E-05	86.9%	-9.68E-04	-0.08	1.6%
		DMS8	9.46E-05	86.3%	-5.61E-04	-0.17	8.48E-05	89.9%	-8.56E-04	-0.10	1.7%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-1.21E-04	90.6%	-6.76E-04	0.18	-1.75E-04	90.3%	-7.90E-04	0.22	4.1%
		DMS10	-1.34E-04	100.0%	-6.84E-04	0.20	-1.94E-04	100.0%	-7.99E-04	0.24	4.2%
		DMS11	-1.13E-04	84.1%	-6.84E-04	0.16	-1.62E-04	83.4%	-7.99E-04	0.20	3.7%
		DMS12	-1.17E-04	87.6%	-6.76E-04	0.17	-1.68E-04	86.5%	-7.90E-04	0.21	3.7%
		DMS13	-9.95E-05	74.4%	-7.23E-04	0.14	-1.44E-04	73.9%	-8.47E-04	0.17	4.5%
		DMS14	-9.41E-05	70.3%	-7.34E-04	0.13	-1.39E-04	71.5%	-8.60E-04	0.16	5.3%
		DMS15	-1.29E-04	96.7%	-8.05E-04	0.16	-1.87E-04	96.4%	-9.43E-04	0.20	4.6%
		DMS16	-1.07E-04	79.6%	-7.32E-04	0.15	-1.53E-04	78.6%	-8.58E-04	0.18	2.6%
	LR-A4	DMS17	-1.02E-04	76.2%	-7.22E-04	0.14	-1.49E-04	76.6%	-8.46E-04	0.18	3.3%
		DMS18	-8.14E-05	60.8%	-1.74E-04	0.47	-1.39E-04	71.5%	-4.14E-04	0.34	2.8%
		DMS19	-9.75E-05	72.9%	-1.73E-04	0.56	-1.66E-04	85.2%	-4.12E-04	0.40	5.6%
		DMS20	-7.68E-05	57.4%	-3.18E-05	2.41	-1.34E-04	68.8%	-2.04E-04	0.66	2.6%
		DMS21	-5.85E-05	43.7%	-1.63E-05	3.59	-1.02E-04	52.4%	-1.97E-04	0.52	5.4%
	LR-A5	DMS22	-4.75E-05	35.5%	-3.19E-05	1.49	-8.64E-05	44.5%	-2.03E-04	0.43	5.0%
		DMS23	-4.13E-05	30.9%	-7.44E-06	5.56	-8.39E-05	43.2%	-1.59E-04	0.53	7.7%
		DMS24	-3.73E-05	27.9%	-7.54E-06	4.95	-7.65E-05	39.4%	-1.60E-04	0.48	6.4%
		DMS25	-6.01E-05	44.9%	-1.74E-04	0.35	-1.08E-04	55.4%	-4.23E-04	0.25	3.4%
DMS26		-6.44E-05	48.1%	-2.16E-04	0.30	-1.21E-04	62.3%	-5.03E-04	0.24	6.3%	
DMS27		-6.16E-05	46.1%	-1.74E-04	0.35	-1.10E-04	56.8%	-4.23E-04	0.26	5.7%	

Tabelle E. 24: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 6 – Belastungsmodus 3

E.5.1.7 Ergebnisse Lastniveau 7

Die größte Dehnung des Details D1 (Deckblechbiegung) wurde bei DMS 3 gemessen und wird in Tabelle E. 25 mit 100% für D1 zusätzlich ausgewiesen.

Die größte Dehnung des Details D2 (Anschluss LR an QR) wurde bei DMS 10 gemessen und wird in Tabelle E. 25 mit 100% für D2 zusätzlich ausgewiesen.

Lastniveau 7 – Belastungsmodus 1						
			Statische Belastung, vor dynamischer Belastung			
			Achse C, F=300[kN]			
			$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.79E-04	98.5%	-9.25E-04	-0.19
		DMS2	1.75E-04	96.2%	-1.08E-03	-0.16
		DMS3	1.82E-04	100.0%	-1.09E-03	-0.17
		DMS4	1.82E-04	100.0%	-9.35E-04	-0.19
	MA-2	DMS5	1.69E-04	92.8%	-9.25E-04	-0.18
		DMS6	1.70E-04	93.4%	-1.08E-03	-0.16
		DMS7	1.65E-04	90.7%	-1.09E-03	-0.15
		DMS8	1.64E-04	90.2%	-9.35E-04	-0.18
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-2.14E-04	90.4%	-1.13E-03	0.19
		DMS10	-2.37E-04	100.0%	-1.14E-03	0.21
		DMS11	-1.98E-04	83.7%	-1.14E-03	0.17
		DMS12	-2.06E-04	87.0%	-1.13E-03	0.18
		DMS13	-1.75E-04	73.8%	-1.21E-03	0.14
		DMS14	-1.67E-04	70.7%	-1.22E-03	0.14
		DMS15	-2.30E-04	97.2%	-1.34E-03	0.17
		DMS16	-1.88E-04	79.5%	-1.22E-03	0.15
	LR-A4	DMS17	-1.79E-04	75.8%	-1.20E-03	0.15
		DMS18	-1.45E-04	61.4%	-2.90E-04	0.50
		DMS19	-1.72E-04	72.8%	-2.88E-04	0.60
		DMS20	-1.38E-04	58.3%	-5.30E-05	2.61
		DMS21	-1.05E-04	44.5%	-2.72E-05	3.87
	LR-A5	DMS22	-8.59E-05	36.3%	-5.32E-05	1.62
		DMS23	-7.71E-05	32.6%	-1.24E-05	6.22
		DMS24	-6.88E-05	29.1%	-1.26E-05	5.47
		DMS25	-1.11E-04	46.8%	-2.90E-04	0.38
DMS26		-1.22E-04	51.4%	-3.59E-04	0.34	
DMS27	-1.13E-04	47.7%	-2.90E-04	0.39		

Tabelle E. 25: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 7 – Belastungsmodus 1

Lastniveau 7 – Belastungsmodus 3							
		Statische Belastung, nach dynamischer Belastung					
		Achse C, F=300[kN]					
		$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$		$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.80E-04	98.5%	-9.25E-04	-0.19	0.8%
		DMS2	1.77E-04	96.5%	-1.08E-03	-0.16	1.0%
		DMS3	1.83E-04	100.0%	-1.09E-03	-0.17	0.8%
		DMS4	1.83E-04	99.8%	-9.35E-04	-0.20	0.6%
	MA-2	DMS5	1.71E-04	93.3%	-9.25E-04	-0.18	1.3%
		DMS6	1.72E-04	94.0%	-1.08E-03	-0.16	1.3%
		DMS7	1.66E-04	90.9%	-1.09E-03	-0.15	1.0%
		DMS8	1.65E-04	90.3%	-9.35E-04	-0.18	0.9%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-2.17E-04	90.5%	-1.13E-03	0.19	1.3%
		DMS10	-2.40E-04	100.0%	-1.14E-03	0.21	1.3%
		DMS11	-2.01E-04	83.8%	-1.14E-03	0.18	1.4%
		DMS12	-2.09E-04	87.3%	-1.13E-03	0.19	1.6%
		DMS13	-1.76E-04	73.6%	-1.21E-03	0.15	1.0%
		DMS14	-1.69E-04	70.5%	-1.22E-03	0.14	1.0%
		DMS15	-2.33E-04	97.2%	-1.34E-03	0.17	1.3%
		DMS16	-1.88E-04	78.4%	-1.22E-03	0.15	-0.1%
	LR-A4	DMS17	-1.81E-04	75.7%	-1.20E-03	0.15	1.1%
		DMS18	-1.44E-04	59.9%	-2.90E-04	0.50	-1.3%
		DMS19	-1.73E-04	72.0%	-2.88E-04	0.60	0.2%
		DMS20	-1.38E-04	57.4%	-5.30E-05	2.60	-0.4%
		DMS21	-1.05E-04	43.8%	-2.72E-05	3.86	-0.3%
	LR-A5	DMS22	-8.48E-05	35.4%	-5.32E-05	1.60	-1.3%
		DMS23	-7.70E-05	32.1%	-1.24E-05	6.22	-0.1%
		DMS24	-6.97E-05	29.1%	-1.26E-05	5.54	1.3%
		DMS25	-1.12E-04	46.6%	-2.90E-04	0.38	0.8%
DMS26		-1.24E-04	51.9%	-3.59E-04	0.35	2.2%	
DMS27	-1.17E-04	48.6%	-2.90E-04	0.40	3.3%		

Zunahme der Dehnungen infolge dynamischer Belastung

Tabelle E. 26: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 7 – Belastungsmodus 3

Lastniveau 7 – Belastungsmodus 4							
		Stat. Belastung nach Rissbildung, vor dyn. Belastung					
		Achse C, F=300[kN]					
		$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$	$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$		
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.85E-04	71.6%	-9.25E-04	-0.20	3.7%
		DMS2	1.86E-04	71.8%	-1.08E-03	-0.17	6.4%
		DMS3	2.58E-04	99.6%	-1.09E-03	-0.24	42.2%
		DMS4	2.59E-04	100.0%	-9.35E-04	-0.28	42.7%
	MA-2	DMS5	1.52E-04	58.7%	-9.25E-04	-0.16	-9.8%
		DMS6	1.53E-04	58.9%	-1.08E-03	-0.14	-10.1%
		DMS7	1.85E-04	71.5%	-1.09E-03	-0.17	12.4%
		DMS8	2.01E-04	77.8%	-9.35E-04	-0.22	23.0%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-2.27E-04	89.9%	-1.13E-03	0.20	6.0%
		DMS10	-2.52E-04	100.0%	-1.14E-03	0.22	6.6%
		DMS11	-2.10E-04	83.1%	-1.14E-03	0.18	5.8%
		DMS12	-2.17E-04	86.0%	-1.13E-03	0.19	5.4%
		DMS13	-1.87E-04	74.3%	-1.21E-03	0.16	7.3%
		DMS14	-1.74E-04	68.9%	-1.22E-03	0.14	4.0%
		DMS15	-2.47E-04	98.0%	-1.34E-03	0.18	7.5%
		DMS16	-2.02E-04	80.1%	-1.22E-03	0.17	7.5%
	LR-A4	DMS17	-1.97E-04	77.9%	-1.20E-03	0.16	9.5%
		DMS18	-1.17E-04	46.2%	-2.90E-04	0.40	-19.7%
		DMS19	-1.44E-04	57.0%	-2.88E-04	0.50	-16.4%
		DMS20	-1.07E-04	42.4%	-5.30E-05	2.02	-22.6%
		DMS21	-7.88E-05	31.2%	-2.72E-05	2.90	-25.1%
	LR-A5	DMS22	-5.56E-05	22.0%	-5.32E-05	1.05	-35.3%
		DMS23	-3.35E-05	13.3%	-1.24E-05	2.70	-56.6%
		DMS24	-2.62E-05	10.4%	-1.26E-05	2.08	-62.0%
		DMS25	-8.05E-05	31.9%	-2.90E-04	0.28	-27.4%
DMS26		-8.17E-05	32.4%	-3.59E-04	0.23	-32.9%	
DMS27	-8.55E-05	33.9%	-2.90E-04	0.29	-24.3%		

Zunahme der Dehnungen infolge Rissbildung

Tabelle E. 27: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 7 – Belastungsmodus 4

Lastniveau 7 – Belastungsmodus 6							
		Stat. Belastung nach Rissbildung, nach dyn, Belastung					
		Achse C, F=300[kN]					
		$\epsilon_{(1)}$		$\epsilon_{(0)}$		$f=\epsilon_{(1)}/\epsilon_{(0)}$	
Deckblechdehnung	MA-1	DMS1	1.89E-04	69.9%	-9.25E-04	-0.20	5.9%
		DMS2	1.89E-04	69.8%	-1.08E-03	-0.18	8.3%
		DMS3	2.71E-04	99.8%	-1.09E-03	-0.25	49.0%
		DMS4	2.71E-04	100.0%	-9.35E-04	-0.29	49.4%
	MA-2	DMS5	1.53E-04	56.4%	-9.25E-04	-0.17	-9.3%
		DMS6	1.53E-04	56.5%	-1.08E-03	-0.14	-9.6%
		DMS7	1.86E-04	68.6%	-1.09E-03	-0.17	12.9%
		DMS8	2.05E-04	75.6%	-9.35E-04	-0.22	25.2%
Längsrippenanschluss	LR-m	DMS9	-2.33E-04	89.9%	-1.13E-03	0.21	8.7%
		DMS10	-2.59E-04	100.0%	-1.14E-03	0.23	9.3%
		DMS11	-2.15E-04	83.1%	-1.14E-03	0.19	8.6%
		DMS12	-2.22E-04	85.9%	-1.13E-03	0.20	8.0%
		DMS13	-1.91E-04	73.8%	-1.21E-03	0.16	9.3%
		DMS14	-1.77E-04	68.4%	-1.22E-03	0.14	5.8%
		DMS15	-2.55E-04	98.5%	-1.34E-03	0.19	10.8%
		DMS16	-2.08E-04	80.5%	-1.22E-03	0.17	10.7%
	LR-A4	DMS17	-2.01E-04	77.8%	-1.20E-03	0.17	12.2%
		DMS18	-1.16E-04	45.0%	-2.90E-04	0.40	-19.9%
		DMS19	-1.44E-04	55.8%	-2.88E-04	0.50	-16.2%
		DMS20	-1.04E-04	40.2%	-5.30E-05	1.97	-24.6%
		DMS21	-7.75E-05	29.9%	-2.72E-05	2.85	-26.4%
	LR-A5	DMS22	-5.32E-05	20.6%	-5.32E-05	1.00	-38.1%
		DMS23	-2.86E-05	11.1%	-1.24E-05	2.31	-62.9%
		DMS24	-2.75E-05	10.6%	-1.26E-05	2.19	-60.0%
		DMS25	-7.91E-05	30.5%	-2.90E-04	0.27	-28.6%
DMS26		-7.92E-05	30.6%	-3.59E-04	0.22	-34.9%	
DMS27		-8.45E-05	32.6%	-2.90E-04	0.29	-25.2%	

Zunahme der Dehnungen infolge Rissbildung und dynamischer Belastung

Tabelle E. 28: Gemessene Dehnungen ϵ_1 am verstärkten Fahrbahndeck und Referenzdehnungen ϵ_0 am unverstärkten Fahrbahndeck infolge Lastniveau 7 – Belastungsmodus 6

E.5.2 Messergebnisse an der Betonplatte

E.5.2.1 Dehnungen an der Betonoberfläche

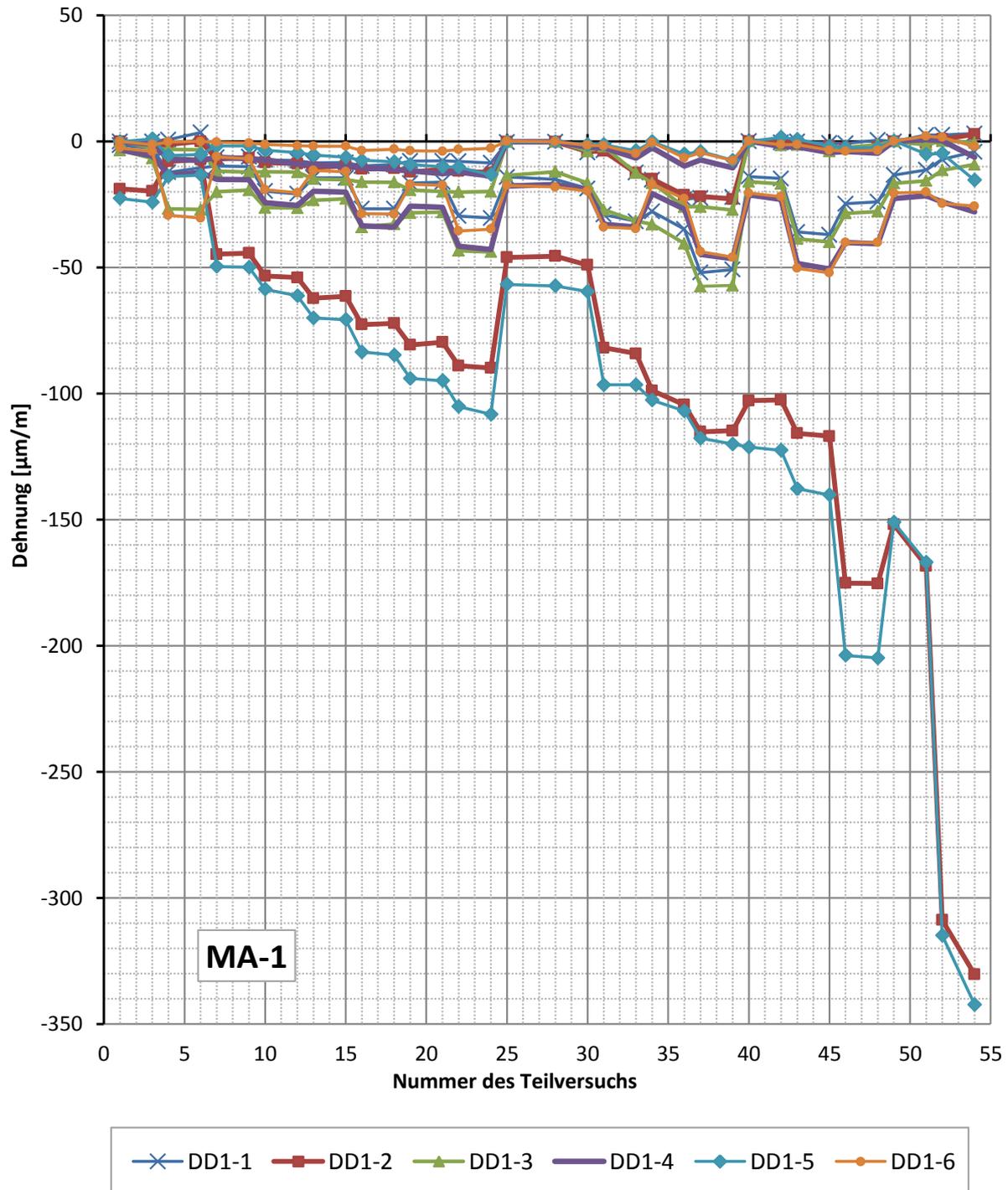


Abbildung E. 22: Betondehnungen der Messgruppe MA-1

Die gemessenen Betondehnungen sind in Abbildung E. 22 bis Abbildung E. 24 in derselben Art dargestellt wie die Stahldehnungen in Abschnitt E.5.1. Die Nummer des Teilversuchs bezieht sich auf Tabelle E. 8. Von jedem Aufnehmer werden für jeden statischen Versuch der Nullwert und der Maximalwert im Diagramm eingetragen und aus Gründen der besseren Lesbarkeit geradlinig miteinander verbunden. Zu beachten ist, dass es sich bei den Dehnungswerten um einen Mittelwert der Dehnung über die Länge von 230 mm handelt.

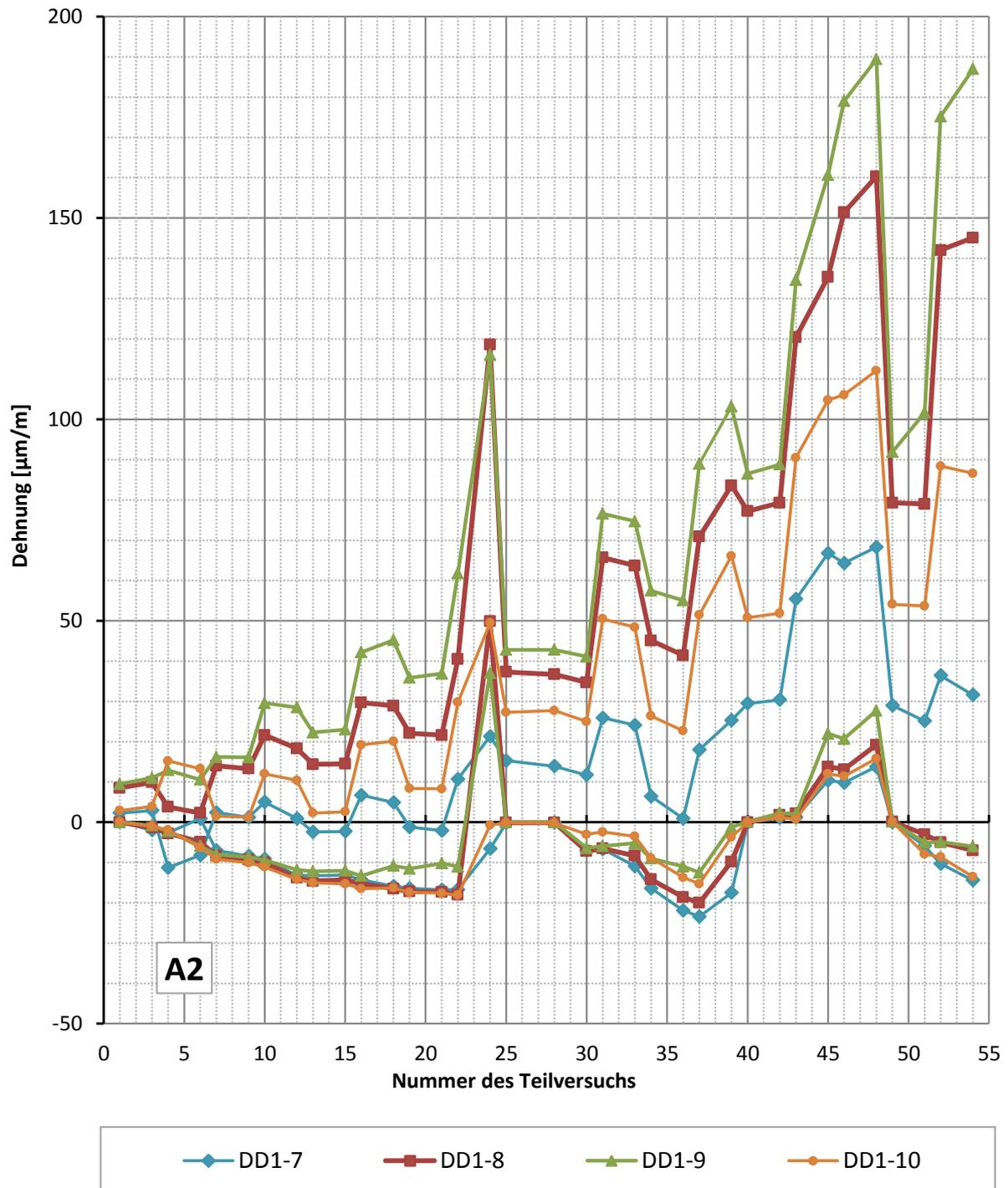


Abbildung E. 23: Betondehnungen der Messgruppe A2

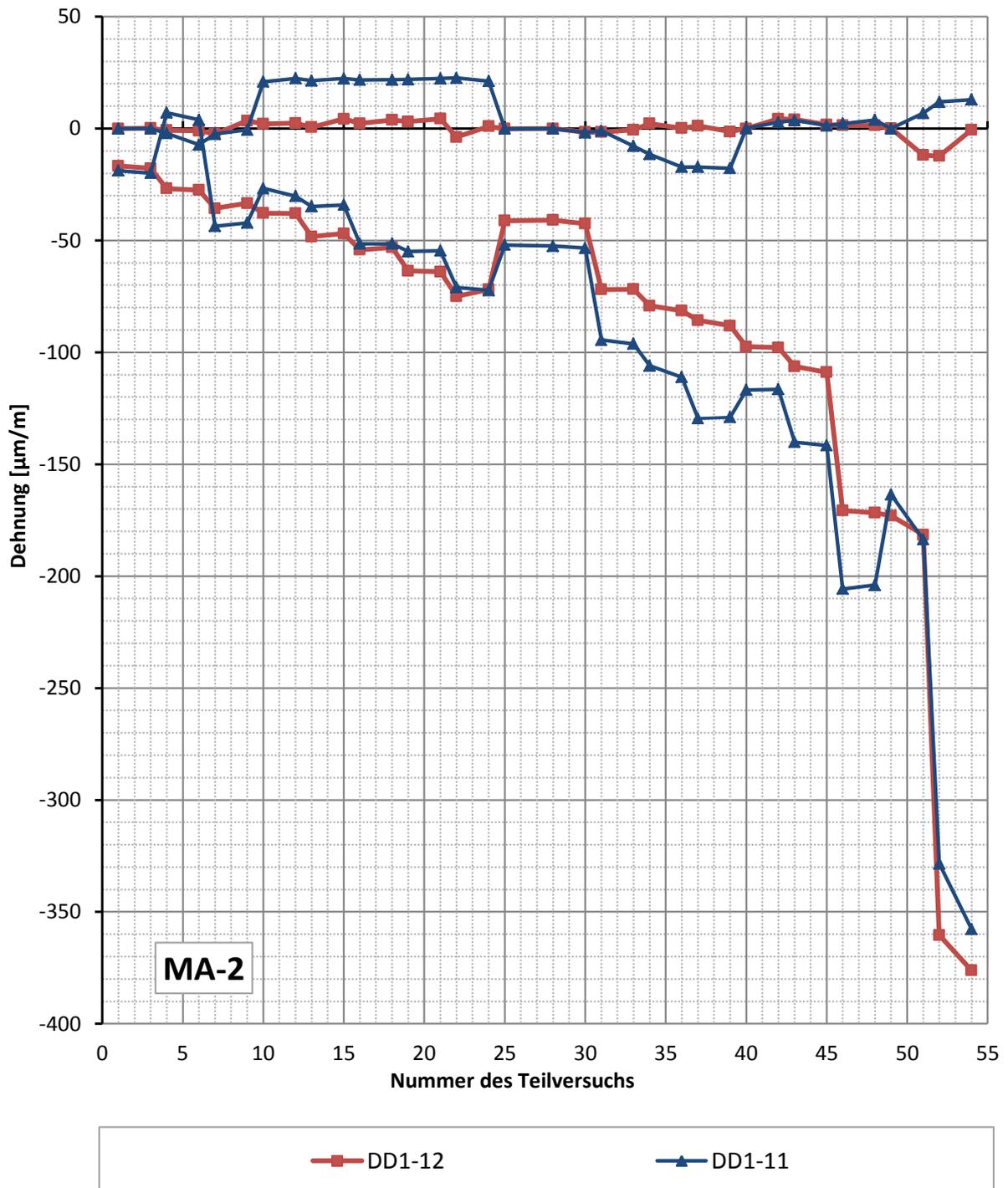


Abbildung E. 24: Betondehnungen der Messgruppe MA-2

E.5.2.2 Aufnahme der Rissbildung

Vor Versuchsbeginn konnten in den vier Eckbereichen und in der Achse A2 an der Südkante ca. 10 cm lange Risse entlang der Verbundfuge (knapp im Beton) erkannt werden. Die Betonoberfläche wurde mit Dispersionsfarbe weiß gestrichen und vor jeder neuen Belastungsstufe auf Rissbildung inspiziert. Abbildung E. 25 gibt einen Überblick über das endgültige Rissbild nach Abschluss aller Versuche.

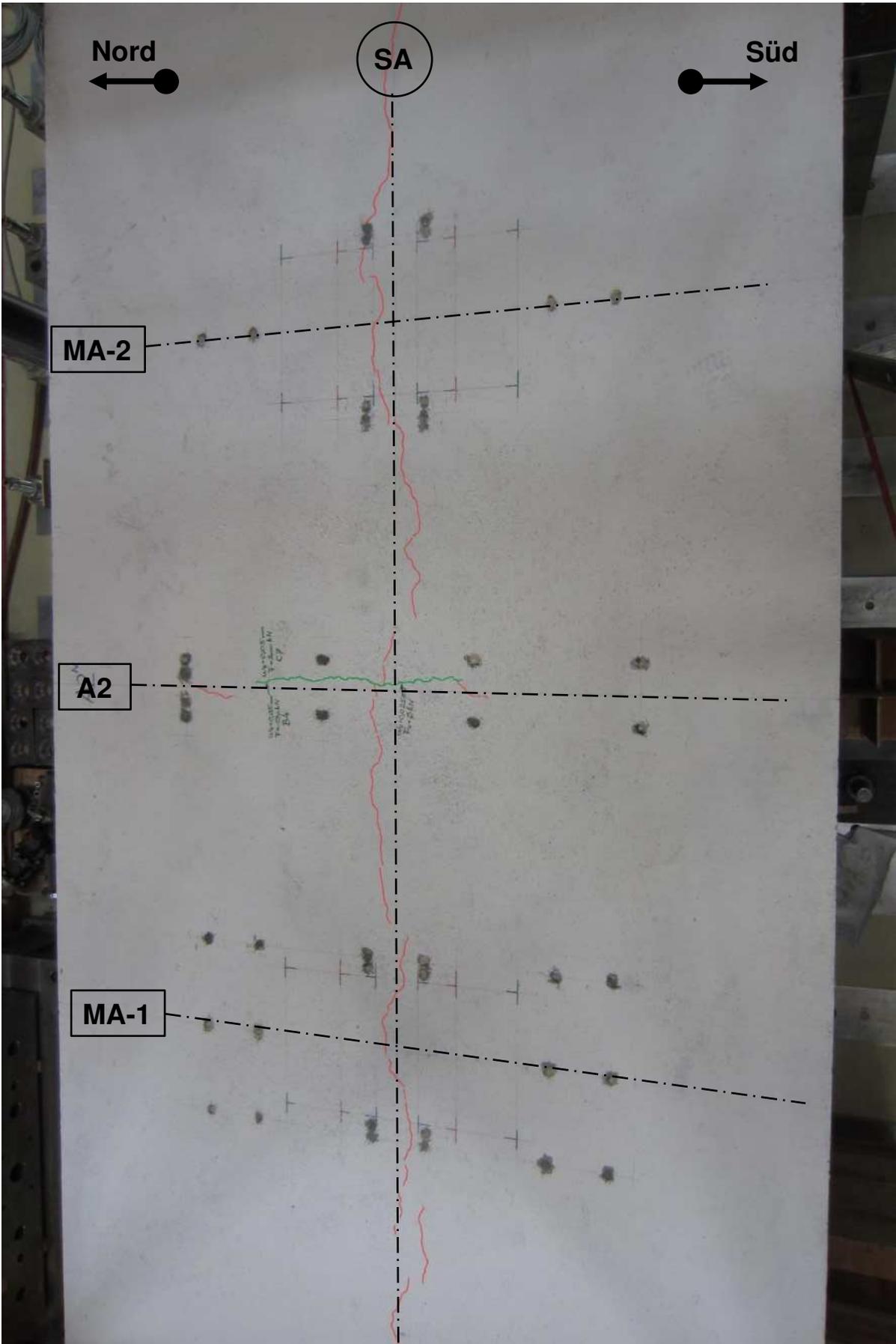


Abbildung E. 25: Rissbild im Überblick nach Abschluss aller Versuche

Grün markiert wurde das Rissbild vor dem Bewitterungsversuch (vgl. Abbildung E. 14 und Abbildung E. 15), mit roter Farbe wurde das Rissbild nach dem Bewitterungsversuch ergänzt.

Der erste Riss an der Oberfläche stellte sich erst bei Lastniveau 7 (Versuch 46 bis 48), entlang der mittleren Querrippe (Achse A2 in Abbildung E. 26), über eine Länge von ca. 50 cm ein. Der Riss liegt nicht symmetrisch zur Symmetrieachse SA sondern ist ca. 10 cm in Richtung Norden verschoben. Die im entlasteten Zustand gemessene Rissbreite betrug 0,025 mm. Während des Bewitterungsversuchs breitete sich der Riss in beide Richtungen aus (ca. 15cm nach „Norden“, ca. 5cm nach „Süden“). Zudem stellte sich entlang der Symmetrieachse ein weiterer Riss ein. Dieser Riss (rot) ist ca. 0,05 mm weit geöffnet. Im belasteten Zustand (sowohl bei Lastniveau 4 als auch 7) wurde beim Riss entlang der Querrippe (grün markierter Riss) eine Öffnung von 0,05 mm gemessen. Nach den Versuchen 49 bis 54 konnte kein Rissfortschritt festgestellt werden.

Abbildung E. 26 zeigt die Risscharakteristik im Detail: Risse mit Unterbrechungen bzw. Querversätzen.

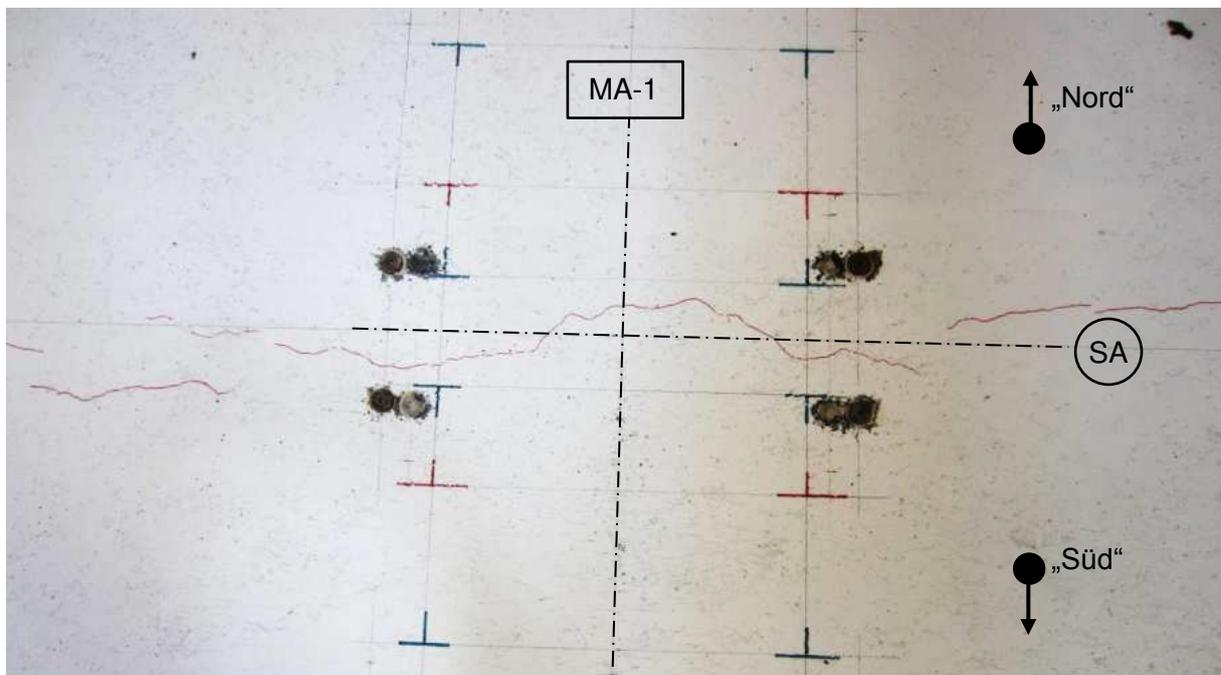


Abbildung E. 26 Risscharakteristik im Detail

E.5.3 Messergebnisse in der Verbundfuge

Neben der Ermittlung der Haftzugfestigkeit (durchgeführt am 31.8.2015), wurden auch die Bruchflächen ausgewertet und die Bohrkernmantelflächen mit der Lupe untersucht, um etwaige Risse, die von der Verbundfuge ausgehen, zu detektieren. In Tabelle E. 29 werden die ermittelten Haftzugfestigkeiten und die flächenmäßigen Anteile des Bruchs durch den Aufbeton bzw. in der Grenzfläche angegeben. Von der Verbundfuge ausgehende Risse im Aufbeton wurden nicht gefunden. Jedoch wurde festgestellt, dass sich über der Bewehrungslage signifikant mehr Luftporen befinden als unter der Bewehrungslage und die

Anzahl der Luftporen von Prüfkörper A1-1 nach A3-3 deutlich zunehmen (siehe Abbildung E. 27).

Die Lage der Prüfkörper im Grundriss zeigt die Abbildung E. 17.

Nr.	Probenbezeichnung	F _B [kN]	ø[mm]	A _c [mm ²]	f _t [N/mm ²]	Bruchflächenanteil [%]	
						Grenzfläche	Aufbeton
1	A1-1	32,8	99,5	7776	4,2	85	15
2	A1-2	25,2	99,4	7760	3,2	75	25
3	MA-1	38,9	99,4	7760	5,0	70	30
4	A2-1	25,8	99,4	7760	3,3	100	0
5	A2-2	16,1	99,4	7760	2,1	100	0
6	A2-3	12,3	99,4	7760	1,6	100	0
7	MA-2	36,6	99,3	7744	4,7	90	10
8	A3-1	22,4	99,4	7760	2,9	100	0
9	A3-2	37,8	99,5	7776	4,9	90	10
10	A3-3	25,9	99,5	7776	3,3	65	35

Tabelle E. 29: Ergebnisse der Haftzugprüfungen



Abbildung E. 27: Bohrkern mit der Bruchfläche nach oben;
Links: Prüfkörper A1-1; Rechts: Prüfkörper A3-3

E.6 Auswertungen zu den Messergebnissen

E.6.1 Beanspruchungen am Stahldeck – Zusammenfassung der Ergebnisse

E.6.1.1 Allgemein

Nachfolgend erfolgt eine Zusammenfassung der wesentlichsten Ergebnisse aus dem Großversuch hinsichtlich der Beanspruchungen am Stahldeck an den maßgebenden Stellen. Die detaillierten Ergebnisse in allen Messpunkten (DMS 1 bis DMS 27) für die einzelnen untersuchten Lastniveaus 1 bis 7 und die beiden untersuchten Achsen (Achse B bzw. Achse C) finden sich in Tabelle E. 11 bis Tabelle E. 28. Für jedes Lastniveau erfolgten 2 Dehnungsmessungen unter der statischen Belastung und zwar vor und nach den aufgebrauchten Lastzyklen.

Darüber hinaus erfolgte nach erfolgreicher Absolvierung aller Laststufen eine realitätsnahe und sehr ungünstige Zwangsbeanspruchung des unbelasteten Versuchskörpers (unbeschattete Erwärmung im Freien an einem heißen Sommertag mit nachfolgender Beregnung mit kaltem Wasser), mit anschließender neuerlicher Belastung auf einem sehr hohen Lastniveau (vgl. Tabelle E. 1):

- Laststufe 7 für Achse C
- Laststufe 4 für Achse B

Zur besseren Übersicht erfolgt deshalb nachfolgend der Ergebnisvergleich für genau diese beiden Laststufen bzw. Lastfälle, mit den Ergebnissen vor und nach der Zwangsbeanspruchung.

Für die Beurteilung der Ergebnisse am Stahldeck sind die gemessenen Dehnungen $\varepsilon_{(1)}$ in den einzelnen Messpunkten alleine nicht aussagekräftig - in Hinblick der angestrebten ausreichenden Restlebensdauer ist die Reduktion des Spannungs- bzw. Dehnungsniveaus gegenüber der unverstärkten aktuellen Ausführung mit Asphaltbelag entscheidend.

Daher sind in allen Ergebnistabellen auch die Beanspruchungen – ebenfalls in Form von Dehnungen – $\varepsilon_{(0)}$ angeführt für die unverstärkte Ausführung des Stahldecks. Letztere wurden nicht unmittelbar am Versuchskörper gemessen, sondern numerisch ermittelt. Ganz wesentlich für die Beurteilung der Restlebensdauer ist nun der Reduktionsfaktor f der Beanspruchungen infolge der Verstärkung $f = \varepsilon_{(1)}/\varepsilon_{(0)}$, der ebenfalls für alle Messpunkte, Laststufen und Lastfälle in den Ergebnistabellen angeführt ist. Nachfolgend wird vor allem auf diese Größe eingegangen.

E.6.1.2 Detail D1 – Deckblechbiegung

Die Beanspruchungen am Detail D1 werden am Versuchskörper durch die Messwertgeber DMS 1 bis DMS 8 wiedergegeben. Da die Ergebnisse für alle Messwertgeber sehr ähnlich sind, wird nachfolgend stellvertretend der höchst belastete Detailpunkt (DMS 4) betrachtet (Ausnutzungsgrad 100% in den Ergebnistabellen).

Auffallend ist, dass – vordergründig unerwartet – an der Deckblechunterseite im Versuch Zugdehnungen $\varepsilon_{(1)}$ bzw. Zugspannungen auftreten. Dies ist auch im Widerspruch zu den numerischen Ergebnissen am verstärkten Stahldeck (Anhang A, bzw. Abbildung E. 28). Dies liegt jedoch daran, dass dort eine andere Stelle untersucht wurde, die sehr nahe am Querträger liegt ($e = 360 [mm]$), wogegen nun am Versuchskörper der Abstand deutlich größer ist ($e = 800 [mm]$).

Darüber hinaus wurde in der numerischen Berechnung die erste Rippe neben dem Hauptträger betrachtet, wogegen die Stelle am Versuchskörper eher einer mittigen Lage zwischen den Hauptträgern entspricht.

Betrachtet man jedoch eine entferntere Detaillage von der Querrippe, wie in Abbildung E. 28 (entspricht Abbildung A. 40 in Anhang A) dargestellt ($e = 1000 [mm]$, Lastfall B), so werden nun auch im numerischen Modell Zugspannungen bzw. Zugdehnungen erhalten, wie Abbildung E. 29 zeigt. Hier sind die Verformungen und Spannungen an dieser Stelle erkennbar.

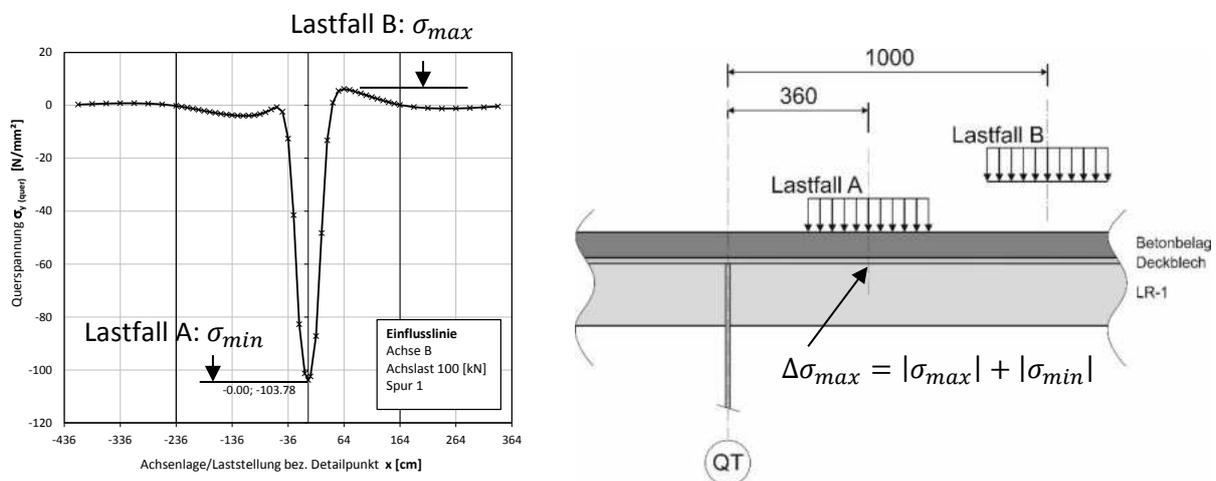


Abbildung E. 28: Ermittlung der maximalen Spannungsschwingbreite für Detail D1 (Deckblechbiegung), im Abstand $e=360[mm]$ von der Querrippe

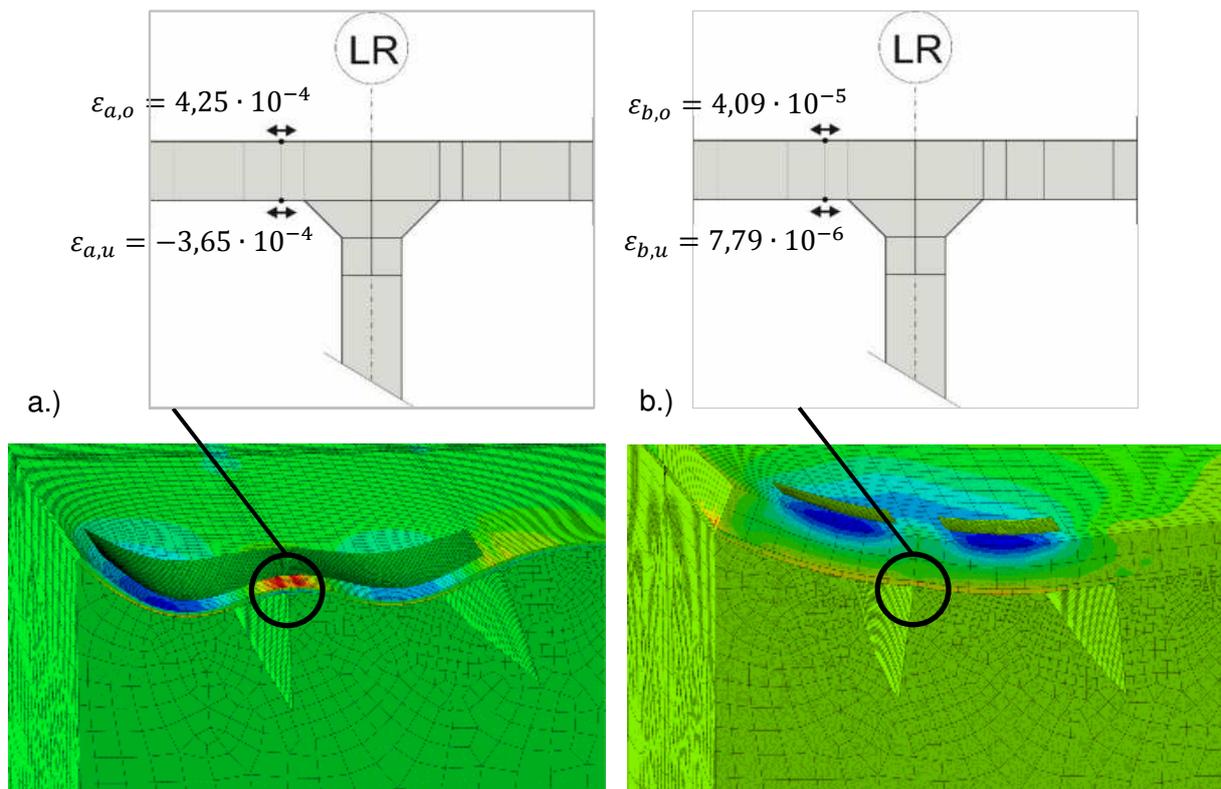


Abbildung E. 29: Verformungen und Spannungen für Achslast $F_A=100$ [kN] und Lastfall B nach Abbildung E. 28: a) unverstärktes Fahrbahndeck; b) verstärktes Fahrbahndeck

Am verstärkten Stahldeck überwiegt die Membranwirkung und es entstehen bereits Zugspannungen an der Deckblechunterseite, wobei am unverstärkten Stahldeck die Biegespannungen dominieren und Druckspannungen bzw. Druckdehnungen entstehen (somit negatives Vorzeichen bei $\varepsilon_{(0)}$ in den Ergebnistabellen).

Bei den Ergebnissen muss differenziert werden zwischen den Ergebnissen mit Einzelrad (Achse C) und Doppelrad (Achse B). Bei gleichem Lastniveau liegt nach der Verstärkung infolge Achse C eine etwas höhere Beanspruchung vor (Werte $\varepsilon_{(1)}$), im Gegensatz zu den Ergebnissen vor der Verstärkung (Werte $\varepsilon_{(0)}$).

Vor der Zwangsbeanspruchung – bei nahezu rissfreiem Beton – beträgt die Beanspruchungsreduktion durch die Verstärkung für Achse C etwa $f = 0,19$ (siehe Tabelle E. 25, DMS 4) und wächst nach der Zwangsbeanspruchung auf etwa $f = 0,29$ (siehe Tabelle E. 28, DMS 4) an. Für Achse B ist die entsprechende Spannungsreduktion deutlich stärker, etwa $f = 0,11$ (siehe Tabelle E. 18, DMS 4) vor und $f = 0,20$ (siehe Tabelle E. 20, DMS 4) nach der Zwangsbeanspruchung.

Durch die infolge der Zwangsbeanspruchung entstehenden Betonrisse erhöht sich das Beanspruchungsniveau infolge Achse C um etwa 50% und infolge Achse B um etwa 80% - dadurch ergeben sich die oben angeführten geänderten Reduktionsfaktoren nach der Zwangsbeanspruchung.

E.6.1.3 Detail D2 – Längsrippenbeanspruchung an der mittigen Querrippe

Die Beanspruchungen am höchstbeanspruchten Detail D2 am Versuchskörper werden durch die Messwertgeber DMS 9 bis DMS 17 wiedergegeben (mittige Längsrippe). Die außenliegenden Längsrippen (Achse A4 – DMS 18 bis 22; Achse A5 – DMS 23 -27) erhalten deutlich geringere Beanspruchungen.

Bedingt durch den nur einseitigen Anschluss der Längsrippe an die Querrippe treten in den Längsrippen zusätzliche Querbiegebeanspruchungen auf. Deren Größe kann durch die Applizierung der Messwertgeber an beiden Stegblechseiten (z.B. DMS 9 und 13, DMS 12 und 17, DMS 10 und 14, DMS 11 und 16) zusätzlich ausgewertet werden. Diese Auswertung findet sich nachfolgend in Tabelle E. 30 und Tabelle E. 31.

In Abbildung E. 30 wird die Ermittlung von $\epsilon_{(M)}$ grafisch dargestellt.

- **Vor Zwangsbeanspruchung:**

Lastniveau 6 – Belastungsmodus 1					
Achse B, F=285[kN]					
		$\epsilon_{(t)}$	$\epsilon_{(m)}$	$\epsilon_{(m)}$ in [%]	$\epsilon_{(M)}/\epsilon_{(m)}$
LR-m	DMS9	-1.68E-04	-1.53E-04	96.1%	10.2%
	DMS13	-1.37E-04			
	DMS12	-1.62E-04	-1.53E-04	96.2%	5.9%
	DMS17	-1.44E-04			
	DMS10	-1.86E-04	-1.59E-04	100.0%	17.1%
	DMS14	-1.32E-04			
	DMS11	-1.56E-04	-1.53E-04	95.8%	2.4%
	DMS16	-1.49E-04			
LR-A4	DMS18	-1.35E-04	-1.33E-04	83.4%	1.8%
	DMS20	-1.30E-04			
	DMS19	-1.57E-04	-1.20E-04	75.2%	31.2%
	DMS22	-8.23E-05			
LR-A5	DMS23	-7.79E-05	-9.09E-05	57.1%	14.4%
	DMS25	-1.04E-04			
	DMS24	-7.19E-05	-8.81E-05	55.4%	18.4%
	DMS27	-1.04E-04			

Tabelle E. 30: Querbiegeanteile an den Längsrippen im Anschlussbereich zu den Querrippen (Detail D2 – Lastniveau 6 – Belastungsmodus 1)

Lastniveau 7 – Belastungsmodus 1					
Achse C, F=300[kN]					
		$\epsilon_{(l)}$	$\epsilon_{(m)}$	$\epsilon_{(m)}$ in [%]	$\epsilon_{(M)}/\epsilon_{(m)}$
LR-m	DMS9	-2.14E-04	-1.94E-04	96.2%	10.1%
	DMS13	-1.75E-04			
	DMS12	-2.06E-04	-1.93E-04	95.4%	6.9%
	DMS17	-1.79E-04			
	DMS10	-2.37E-04	-2.02E-04	100.0%	17.2%
	DMS14	-1.67E-04			
	DMS11	-1.98E-04	-1.93E-04	95.6%	2.6%
	DMS16	-1.88E-04			
LR-A4	DMS18	-1.45E-04	-1.42E-04	70.2%	2.6%
	DMS20	-1.38E-04			
	DMS19	-1.72E-04	-1.29E-04	63.9%	33.4%
	DMS22	-8.59E-05			
LR-A5	DMS23	-7.71E-05	-9.39E-05	46.5%	17.9%
	DMS25	-1.11E-04			
	DMS24	-6.88E-05	-9.08E-05	44.9%	24.3%
	DMS27	-1.13E-04			

Tabelle E. 31: Querbiegeanteile an den Längsrippen im Anschlussbereich zu den Querrippen (Detail D2 – Lastniveau 7 – Belastungsmodus 1)

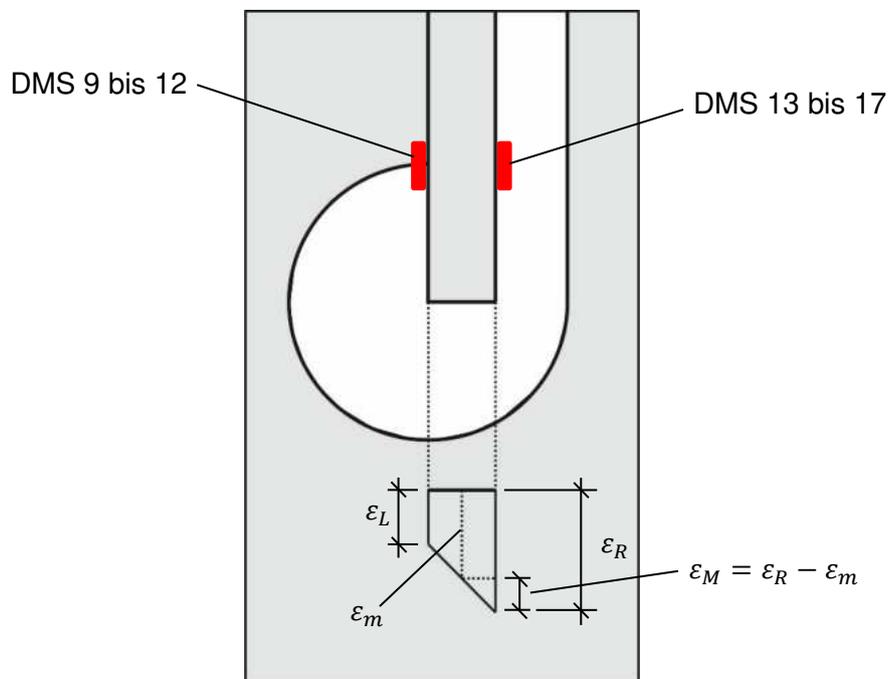


Abbildung E. 30: Detail D2 – Spannungsverlauf über die Dicke der Längsrippe

- Nach Zwangsbeanspruchung:

Lastniveau 4 – Belastungsmodus 6					
Achse B, F=190[kN]					
		$\epsilon_{(s)}$	$\epsilon_{(m)}$	$\epsilon_{(m)}$ in [%]	$\epsilon_{(M)}/\epsilon_{(m)}$
LR-m	DMS9	-1.16E-04	-1.06E-04	95.9%	9.5%
	DMS13	-9.56E-05			
	DMS12	-1.08E-04	-1.04E-04	94.6%	3.6%
	DMS17	-1.00E-04			
	DMS10	-1.28E-04	-1.10E-04	100.0%	16.7%
	DMS14	-9.17E-05			
	DMS11	-1.04E-04	-1.03E-04	93.8%	1.0%
	DMS16	-1.02E-04			
LR-A4	DMS18	-7.38E-05	-7.19E-05	65.3%	2.8%
	DMS20	-6.99E-05			
	DMS19	-8.70E-05	-6.19E-05	56.2%	40.7%
	DMS22	-3.67E-05			
LR-A5	DMS23	-2.00E-05	-3.27E-05	29.7%	38.7%
	DMS25	-4.53E-05			
	DMS24	-1.50E-05	-3.23E-05	29.3%	53.7%
	DMS27	-4.96E-05			
Lastniveau 7 – Belastungsmodus 6					
Achse C, F=300[kN]					
		$\epsilon_{(s)}$	$\epsilon_{(m)}$	$\epsilon_{(m)}$ in [%]	$\epsilon_{(M)}/\epsilon_{(m)}$
LR-m	DMS9	-2.27E-04	-2.07E-04	97.2%	9.5%
	DMS13	-1.87E-04			
	DMS12	-2.17E-04	-2.07E-04	97.0%	4.9%
	DMS17	-1.97E-04			
	DMS10	-2.52E-04	-2.13E-04	100.0%	18.4%
	DMS14	-1.74E-04			
	DMS11	-2.10E-04	-2.06E-04	96.6%	1.8%
	DMS16	-2.02E-04			
LR-A4	DMS18	-1.17E-04	-1.12E-04	52.4%	4.4%
	DMS20	-1.07E-04			
	DMS19	-1.44E-04	-9.98E-05	46.8%	44.3%
	DMS22	-5.56E-05			
LR-A5	DMS23	-3.35E-05	-5.70E-05	26.7%	41.2%
	DMS25	-8.05E-05			
	DMS24	-2.62E-05	-5.58E-05	26.2%	53.1%
	DMS27	-8.55E-05			

Tabelle E. 32: Querbiegeanteile an den Längsrippen im Anschlussbereich zu den Querrrippen (Detail D2 – Lastniveau 4 – Belastungsmodus 6 & Lastniveau 7 – Belastungsmodus 6)

Aus der vorletzten Ergebnisspalte der Tabelle E. 30 bis Tabelle E. 32 ist erkennbar, dass das Beanspruchungsniveau in den äußeren Längsrippen A4 und A5 deutlich geringer ist (prozentueller Vergleich der Membranspannung $\varepsilon_{(m)}$).

Aus den Ergebnissen in Tabelle E. 30 und Tabelle E. 31 ist erkennbar, dass die größte Querbiegebeanspruchung an der unbelasteten Längsrippe in Achse A4 auftritt (Vergleich der letzten Ergebnisspalte). Da für das einseitige Anschlussdetail keine Symmetrie am Versuchskörper vorliegt, ergeben sich demgegenüber geänderte Verhältnisse in Achse A5. Bei der maßgebenden mittigen Längsrippe beträgt der Biegeanteil maximal etwa 17% ($\varepsilon_{(M)}/\varepsilon_{(m)}$).

Auch bei Detail D2 muss zwischen Achse B und Achse C differenziert werden – auch hier erfolgt nachfolgend wieder der Ergebnisvergleich für den höchst belasteten Detailpunkt (DMS 10).

Bei gleichem Lastniveau liegt nach der Verstärkung infolge Achse B eine um etwa 45% höhere Beanspruchung (Werte $\varepsilon_{(1)}$) vor als für Achse C, im Gegensatz zu +15% vor der Verstärkung (Werte $\varepsilon_{(0)}$).

Vor der Zwangsbeanspruchung – bei nahezu rissfreiem Beton – beträgt die Beanspruchungsreduktion durch die Verstärkung für Achse B etwa $f = 0,20$ (siehe Tabelle E. 18, DMS 10) und wächst nach der Zwangsbeanspruchung auf etwa $f = 0,24$ (siehe Tabelle E. 20, DMS 10) an. Für Achse C liegen ganz ähnliche Ergebnisse vor: $f = 0,21$ (siehe Tabelle E. 26, DMS 10) vor und $f = 0,23$ (siehe Tabelle E. 28, DMS 10) nach der Zwangsbeanspruchung.

Durch die infolge der Zwangsbeanspruchung entstandenen Betonrisse erhöht sich das Beanspruchungsniveau infolge Achse C um etwa 8% und infolge Achse B um etwa 17%, die zu den oben angeführten Änderungen der Reduktionsfaktoren führen.

Erwähnenswert ist noch die sich ändernde Beanspruchung in den benachbarten Längsrippen – nachfolgend wird die Spannungsreduktion am höchst belasteten Messpunkt jeweils ausgewiesen.

- Vor der Zwangsbeanspruchung zeigt sich:
 - Längsrippe A4: Beanspruchungsniveau 72% (Achse C, Tabelle E. 26, DMS 19) bzw. 82% (Achse B, Tabelle E. 18, DMS 19), gegenüber der unmittelbar belasteten mittigen Längsrippe
 - Längsrippe A5: Beanspruchungsniveau 52% (Achse C, Tabelle E. 26, DMS 26) bzw. 61% (Achse B, Tabelle E. 18, DMS 26)
- Nach der Zwangsbeanspruchung:
 - Längsrippe A4: Beanspruchungsniveau 56% (Achse C, Tabelle E. 28, DMS 19) bzw. 65% (Achse B, Tabelle E. 20, DMS 19)
 - Längsrippe A5: Beanspruchungsniveau 33% (Achse C, Tabelle E. 28, DMS 27) bzw. 38% (Achse B, Tabelle E. 20, DMS 27)

Die Ergebnisse bestätigen die Beanspruchungszunahme an der unmittelbar belasteten Längsrippe nach der Zwangsbeanspruchung, die zur dargestellten Entlastung der benachbarten Längsrippen führt.

Des Weiteren ist anzumerken, dass trotz Verstärkung die Dehnungen bei Belastung in den Messpunkten DMS 20 bis DMS 24, der nicht direkt belasteten Längsrippen A4 und A5, zugenommen haben. Die größte Dehnungszunahme erfolgte in Messpunkt DMS 23 (z.B. bei Lastniveau 7, Achse C, $f = 6,22$, siehe Tabelle E. 25, DMS 23). Allerdings ist zu beachten, dass die Dehnungen in DMS 23, trotz deutlicher Zunahme nach der Verstärkung, nur ca. 33% des Wertes am höchst belasteten Detailpunkt bei DMS 10 an der direkt belasteten mittigen Längsrippe betragen und somit nicht maßgebend sind.

E.6.2 Beanspruchungen der Betonplatte - Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Ergebnisse des Großversuchs bestätigen die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen, dass für die Betonplatte die Zwangsbeanspruchungen überwiegen. Die Beanspruchungen infolge der Schwerverkehrslasten sind dagegen sehr gering.

- **Vor Zwangsbeanspruchung:**

Die Dehnung in den messtechnisch erfassten Querschnitten der Betonplatte (siehe Abbildung E. 13) beträgt bis zur Temperaturbelastung maximal 0,165‰. Somit liegt sie bei Laststufe 6, Achse B an Messstelle DD1-9 und bei Laststufe 7, Achse C zusätzlich am Aufnehmer DD1-8 im Bereich der Rissdehnung des verwendeten Betons von $0,184 \pm 0,042$ ‰. Es sind allerdings keine signifikanten Sprünge in den Messungen auszumachen, was die Bildung von Rissen bestätigen würde.

- **Nach Zwangsbeanspruchung:**

Nach der Längsrissbildung durch die aufgebrachte Temperaturbelastung wird die Rissdehnung, wie im Versuch beobachtet, bei Laststufe 7, Achse C in Achse A2 überschritten. Allerdings geschieht das nicht, wie im Versuch beobachtet am DD1-7, sondern an DD1-8 und-9. (siehe Abbildung E. 31)

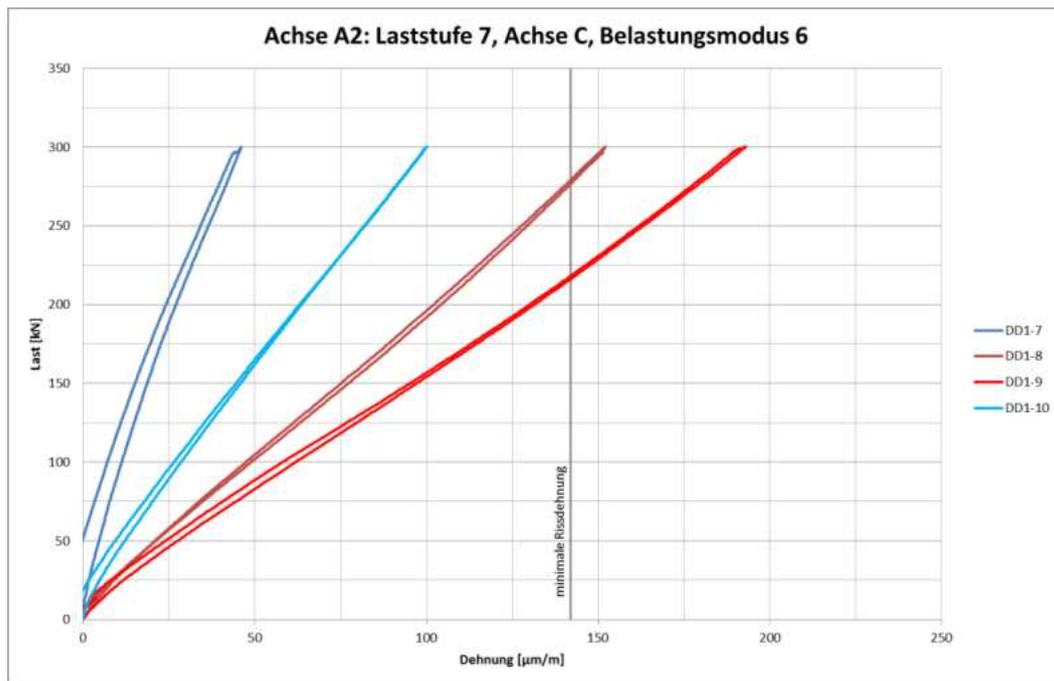


Abbildung E. 31: gemessen Dehnungen in Achse A2 bei Laststufe 7, Achse C

Dabei errechnet sich am DD1-9 bei einer Messlänge von 230 mm und einer Dehnung von 193 $\mu\text{m/m}$ bei 300 kN (Laststufe 7) eine maximale Rissöffnung von 0,044 mm. Ermittelt man die relevante Rissöffnung für Achse C im ELM2 (Achslast 120 kN, was Laststufe 4 entspricht) ergeben sich nach zyklischer Belastung mit einer Dehnung von 76 $\mu\text{m/m}$ 0,017 mm. Beide Werte liegen unter der angestrebten Rissweite von 0,10 mm.

