

Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 83

The logo consists of the word "bast" in a bold, lowercase, green sans-serif font. The letters are slightly shadowed, giving it a 3D appearance. The logo is positioned in the bottom right corner of the page, partially overlapping a vertical white line that runs from the top to the bottom of the page.

Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

von

Reinhard Maurer
Agnieszka Kolodziejczyk

Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Betonbau

Konrad Zilch

Zilch + Müller Ingenieure GmbH
München

Daniel Dunkelberg

Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 83

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.464/2008/FRB:
Konzeption zur Nachberechnung bestehender Straßenbrücken

Projektbetreuung
Thomas Mayer

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-86918-173-8

Bergisch Gladbach, Dezember 2011

Kurzfassung – Abstract

Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken

Die für die Bemessung von Neubauten maßgebenden DIN-Fachberichte mit dem darin enthaltenen Sicherheitskonzept sind nicht geeignet, die tatsächliche Tragsicherheit bestehender älterer Spannbetonbrücken zu beurteilen. Die seinerzeit für die Bemessung und Konstruktion gültigen Normen wurden, sowohl was die Einwirkungsseite als auch was die Widerstandsseite betrifft, ständig weiterentwickelt und an neue hinzugewonnene Erkenntnisse angepasst. Dies hat zwangsläufig zur Folge, dass sich bei der Nachrechnung älterer Bestandsbrücken auf der Grundlage neuerer Normen, die höhere Anforderungen beinhalten, häufig keine Nachweise mit normgemäßen Sicherheitsfaktoren führen lassen.

Im Rahmen des FE-Vorhabens wurde objektbezogen an zwei Brücken untersucht, welche möglichen Tragreserven sich unter Einbeziehung des Entwurfs der Nachrechnungsrichtlinie identifizieren lassen. Die betrachteten Talbrücken Lützelbach (Hohlkasten) und Volkersbach (Plattenbalken) waren zuvor bereits normgemäßen Nachrechnungen unterzogen worden, bei denen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wie auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit Defizite festgestellt wurden.

Unter anderem wurden gegenüber dem für Neubauten konzipierten Sicherheitskonzept modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für die Besonderheiten bei der Nachrechnung des Bestands in Ansatz gebracht. Für die realitätsnahe Ermittlung der jeweiligen Tragwiderstände wurden alternative und genauere Verfahren auf ihre Eignung hin untersucht und in Ansatz gebracht. Die Tragwerke wurden in größerem Umfang als allgemein üblich auf Umlagemöglichkeiten und Systemredundanzen hin untersucht.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass bei Anwendung eines für die Nachrechnung bestehender Bauwerke angepassten Sicherheitskonzepts und geeigneter alternativer Nachweisverfahren Tragreserven bei den beiden betrachteten Brückenbauwerken identifiziert und genutzt werden können. Die bei normgemäßen Nachrechnungen festgestellten Defizite konnten in weiten Bereichen reduziert oder sogar ganz aufgehoben werden. Ein

hoher Aufwand bei der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke scheint zielführend und gerechtfertigt, vor allem wenn sich dadurch der noch höhere Aufwand für Planung und Ausführung von Verstärkungsmaßnahmen vermeiden lässt.

Conceptual design for recalculating existing road bridges

New DIN standards (DIN-Fachberichte) with their new safety concept are not suited for determining the actual structural safety of existing older prestressed concrete bridges. The design codes used then have since been continuously improved upon and adapted to new insights both regarding the applied loads as well as the methods used to calculate resistance. Inevitably, re-calculating older existing bridges on the basis of the new codes often results in safety factors outside the permissible range as these include greater requirements than previous DIN standards.

The aim of this research project was to identify potential additional load carrying capacities of existing bridge structures. This was done by an exemplary recalculation of two bridges without the demand to fully obey valid code regulations, and using the provisions of the supposed new German recalculation guideline. The previous recalculations of the two bridges Lützelbach (single-cell hollow box) and Volkersbach (double-T) according to valid German bridge codes had shown that both structures do not meet all of today's ULS and SLS requirements.

One attempt on overcoming the assessed deficiencies was to apply modified partial safety factors, which were fitted to the special conditions for recalculations of existing structures. In order to determine more realistic values of the structural capacities in comparison to a calculation according to valid standards, alternative and more precise methods of calculating the resistance were checked for their applicability and used in trying to fulfil the required checks. The structures were checked for possible internal force redistributions and system redundancies more thorough than common practice would call for.

It was found that applying a safety concept modified for the particularities of existing structures and using suitable alternative calculation approaches for member resistance lead to the identification of additional load carrying capacities in both examined bridges. In most cases deficiencies from previous recalculations were reduced to a less critical level or even no longer determinable. Increased computational effort for more detailed recalculations seems to be justified, especially if time and cost intensive strengthening measures can be avoided based on the results.

Inhalt

1	Einleitung	7	4.4.2	Querrichtung	43
1.1	Anlass	7	4.5	Grundlagen der eigenen Nachrechnung	43
1.2	Ausgangslage Problemstellung	7	4.6	Schnittgrößenvergleich für die Längsrichtung	44
1.3	Lösungsansätze	8	4.7	Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Längsrichtung	49
1.4	Zielsetzung	9	4.7.1	Nachweise im GZG	49
2	Sicherheitskonzept	9	4.7.2	Nachweise im GZT	52
3	Nachrechnung der Lützelbachtalbrücke (Hohlkastenbrücke)	11	4.7.3	Ankündigungsverhalten	55
3.1	Bauwerk	11	4.7.4	Zusammenfassung	58
3.2	Ergebnisse der Bauwerksprüfungen	12	4.8	Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Querrichtung	58
3.3	Ergebnisse aus weiteren Bauwerksuntersuchungen	12	4.8.1	Grundlagen	58
3.4	Ergebnisse bereits durchgeführter Nachrechnungen	13	4.8.2	Nachweise im GZG	59
3.4.1	Längsrichtung	13	4.8.3	Nachweise im GZT	59
3.4.2	Querrichtung	13	4.8.4	Ankündigungsverhalten	59
3.5	Grundlagen der eigenen Nachrechnung	14	5	Empfehlungen für die Nachrechnungsrichtlinie	60
3.6	Schnittgrößenvergleich für die Längsrichtung	14	5.1	Vorbemerkungen	60
3.7	Ergebnisse der eigenen Nachrechnungen – Längsrichtung	18	5.2	Erkenntnisse aus der Nachrechnung der Lützelbachtalbrücke (Hohlkasten)	60
3.7.1	Nachweise im GZG	18	5.3	Erkenntnisse aus der Nachrechnung der Volkersbachtalbrücke (Plattenbalken)	61
3.7.2	Nachweise im GZT	23	6	Zusammenfassung	62
3.7.3	Zusammenfassung	36	Literatur	65	
3.8	Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Querrichtung	37			
3.8.1	Grundlagen	37			
3.8.2	Nachweise im GZG	38			
3.8.3	Nachweise im GZT	38			
4	Nachrechnung der Volkersbachtalbrücke (Plattenbalkenbrücke)	40			
4.1	Bauwerk	40			
4.2	Ergebnisse der Bauwerksprüfungen	41			
4.3	Ergebnisse aus weiteren Bauwerksuntersuchungen	41			
4.4	Ergebnisse bereits durchgeführter Nachrechnungen	42			
4.4.1	Längsrichtung	42			

1 Einleitung

1.1 Anlass

In den letzten Jahren wurden vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) zusammen mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) mehrere Forschungsvorhaben beauftragt, um die Auswirkungen verschiedener Verkehrsszenarien besser abschätzen zu können [26]. Grundlage für die Untersuchungen waren u. a. aktuelle Verkehrslastmessungen an der Brohltalbrücke im Zuge der BAB A 61. Mit Hilfe von Simulationsberechnungen wurde für unterschiedliche Haupttragssysteme und Querschnitte ein Schnittgrößenvergleich für die Lastfälle „heutiger Verkehr“ sowie für unterschiedliche Varianten für einen stärkeren prognostizierten „künftigen Verkehr“ gegenüber den Berechnungen nach Brückenklasse 60, Brückenklasse 60/30 und DIN-Fachbericht 101 durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen bereits bei Ansatz der heutigen Lastkollektive erhebliche Überschreitungen bei den Verkehrslastschnittgrößen insbesondere bei den älteren Bauwerken der Brückenklasse 60. Seit Einführung der Brückenklasse 60 im Jahr 1950 ist eine seinerzeit nicht vorhersehbare starke Zunahme des Schwerverkehrs erfolgt. Mit der Einführung der Brückenklasse 60/30 für den Bundesfernstraßenbereich erfolgte 1982 eine erste Anpassung. Aus den vorliegenden Ergebnissen geht hervor, dass selbst die seit 2003 aktuellen Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 nicht die sich für die Zukunft abzeichnende Zunahme des schweren Güterverkehrs noch ausreichend abdecken können. Daher wurde im zuständigen DIN-Spiegelausschuss aktuell ein neues zukunftsfähiges Verkehrslastmodell mit höheren Lasten entwickelt.

Der Vergleich der Verkehrslastschnittgrößen alleine lässt allerdings noch keine Aussagen über die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke zu. Dazu bedarf es weitergehender Untersuchungen. Die vorliegenden Ergebnisse zeigen allerdings bereits deutlich, dass vor allem die großen Talbrücken in den alten Bundesländern, die in den Jahren zwischen 1960 und 1985 hergestellt wurden, kritisch zu betrachten sind. Diese Bauwerke repräsentieren, bezogen auf die Brückenfläche, einen erheblichen Teil des Bestands.

1.2 Ausgangslage Problemstellung

Neben den Verkehrslasten sind bei den älteren Bauwerken noch weitere Ursachen für Defizite zu nennen. Im Laufe der Zeit war die Norm für die Berechnung und Bemessung von Spannbetonbrücken mehrfach an die zunehmenden Erfahrungen und neue wissenschaftliche Erkenntnisse angepasst worden. Vor allem mit der abschnitts- oder feldweisen Herstellung von Durchlaufträgern wurde Neuland betreten, was zusätzliche Regelungen insbesondere für die Koppelfugen erforderlich machte. So war es anfangs üblich, einen Vollstoß der Spannglieder ohne ausreichende Betonstahlbewehrung auszuführen. Im Vergleich zu den heutigen Ausführungen wurden insgesamt deutlich weniger Vorspannung und Betonstahlbewehrung eingebaut. Letzteres betrifft sowohl die Längsbewehrung als auch die Querkraftbewehrung. Ein weiteres Problem stellt die teilweise Verwendung korrosionsempfindlicher Spannstähle dar, die unter ungünstigen Bedingungen durch Sprödbruch infolge Spannungsrissskorrosion versagen können. Eine wesentliche Änderung brachte die DIN 4227 im Jahr 1979 mit Einführung eines linearen Temperaturunterschieds zur Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Erwärmung infolge Sonneneinstrahlung. Weitere Defizite resultieren aus der fehlenden Berücksichtigung der Beanspruchungen aus Profilverformung infolge exzentrischer Belastung bei den Hohlkastenbrücken, teilweise sehr schlanken Abmessungen der Bauteile, die damals zu geringe normgemäße Betondeckung oder die einsetzende Verwendung von Tausalz, die teilweise zu erheblichen Schäden an den Bauwerken führte. Bei der Bewertung des Brückenbestands im Hinblick auf den extrem stark angestiegenen Verkehr sind diese Defizite zusätzlich mit zu bewerten.

Die bisher durchgeführten Nachrechnungen älterer Spannbetonbrücken auf der Grundlage der Einwirkungen und Nachweise der aktuellen DIN-Fachberichte mit dem darin enthaltenen Sicherheitskonzept für Neubauten haben eindeutig gezeigt, dass bei Anwendung der Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise auf bestehende ältere Bauwerke schnell die Nachweisgrenzen erreicht sind. Daher ist zu untersuchen, inwieweit Normen, die ausschließlich für Neubauten entwickelt wurden und die entsprechend konservative Ansätze zur Realisierung von Reserven und robust ausgelegten Bauwerken für lange Nutzungsdauern enthalten, geeignet sind für die Nachrechnung und Bewertung

bestehender älterer Bauwerke. Weiterhin ist zu untersuchen, inwieweit vorhandene Defizite durch Tragfähigkeitsreserven kompensiert werden können. Die letztgenannten Untersuchungen müssen zumindest derzeit noch, aufgrund der nur begrenzt vorliegenden Erfahrungen, objektbezogen erfolgen.

1.3 Lösungsansätze

Das für Neubauten konzipierte Sicherheitskonzept wird den Besonderheiten bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke nicht in allen Punkten gerecht. Hier bedarf es einiger Anpassungen. So sind die Unsicherheiten zum Zeitpunkt der Planung größer als nach der Realisierung eines Bauwerks. Am realisierten Bauwerk können zusätzliche Informationen, beispielsweise über Materialeigenschaften, gewonnen werden, für die zum Zeitpunkt der Planung nur Annahmen in Form von charakteristischen Werten entsprechender statistischer Verteilungen getroffen werden können.

Bei der Bemessung werden beispielsweise bestimmte Anforderungen an die Materialeigenschaften vorgegeben bzw. Annahmen über deren Festigkeiten getroffen. Für den Fall, dass diese bei der Bauausführung nicht im vollen Umfang erreicht werden, enthält die Norm Sicherheitselemente, um Reserven vorzuhalten. Bei der Bewertung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke können im Rahmen von Materialuntersuchungen am Bauwerk Proben entnommen werden, die Informationen über die tatsächlichen Materialeigenschaften wie z. B. die Festigkeiten liefern. Beispielsweise kann beim Beton durch die Nacherhärtung über Jahrzehnte ein deutlicher Zugewinn an Druckfestigkeit erreicht werden. Diese Kenntnisse können bei der Nachrechnung und Bewertung bestehender Bauwerke berücksichtigt werden.

Die Teilsicherheitsbeiwerte haben die Aufgabe, Unsicherheiten aus statistischen Streuungen und Modellunsicherheiten abzudecken. Bei Spannbetonbrücken stellen die Schnittgrößen aus Eigenlast einen relativ großen Anteil an den Gesamtschnittgrößen dar. Am realisierten Bauwerk können die Unsicherheiten aus den statistischen Streuungen der Eigenlasten, die ihre Ursachen in Streuungen der Wichte und der Querschnittsabmessungen haben können, eingegrenzt werden. Sowohl die Wichten als auch die Querschnittsabmessungen sind relativ genau bestimmbar. Lastannahmen kön-

nen durch gemessene Werte ersetzt werden. In der Folge kann der Teilsicherheitsbeiwert für Eigenlasten reduziert werden, da die abzudeckenden Unsicherheiten jetzt geringer sind.

Üblicherweise werden bei Spannbetonbrücken die Schnittgrößen linear elastisch berechnet und auf dieser Grundlage die maßgebenden Querschnitte jeweils für sich bemessen. Planmäßige Schnittgrößenumlagerungen wurden bei den älteren Spannbetonbrücken nicht in Ansatz gebracht. Daher bestehen bei statisch unbestimmten Systemen i. d. R. Redundanzen sowie umfassende Möglichkeiten der Schnittgrößenumlagerung, wodurch Tragreserven aktiviert werden können. So muss die lokale Unterschreitung der normgemäßen Tragsicherheit in einem Querschnitt noch nicht die Gefährdung der Standsicherheit des Gesamttragwerks bedeuten.

Der Abbau der Zwangsschnittgrößen durch Kriechen, Rissbildung und plastische Verformungen kann bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) berücksichtigt werden.

Neben der Tragsicherheit unter extremen Belastungszuständen sind die Tragwerke im GZT unter den häufigen Beanspruchungen auf Ermüdung zu beurteilen. Dies betrifft bei den älteren Bauwerken insbesondere die Koppelfugen, da hier die Ermüdungsfestigkeit gegenüber der freien Spanngliedlänge deutlich geringer ist.

Bei Bauwerksuntersuchungen festgestellte Mängel, Schäden und Alterungserscheinungen müssen bei der Bewertung der Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit berücksichtigt werden.

Die für Neubauten konzipierten und sehr gut geeigneten Bemessungsmodelle der aktuellen Normen sind teilweise konservativ und berücksichtigen nicht immer alle tatsächlich wirksamen Tragmechanismen. Als Beispiel sei hier vor allem die Querkrafttragfähigkeit sowohl bei Bauteilen mit als auch ohne Querkraftbewehrung genannt. Daher besteht eine wichtige Aufgabenstellung darin, alternative und genauere Nachweismodelle auf ihre Eignung hin zu untersuchen und ggf. für die Aufnahme in die Nachrechnungsrichtlinie aufzubereiten.

Wünschenswert wäre es, einen Zusammenhang zwischen dem Sicherheitsindex bzw. Zuverlässigkeitsindex β als objektives Maß für die Tragsicherheit und der noch verbleibenden begrenzten Restnutzungsdauer eines Bauwerks herzustellen.

1.4 Zielsetzung

Den beschriebenen Ansätzen und Zusammenhängen soll im Rahmen dieses FE-Vorhabens objektbezogen anhand der beiden Talbrücken Lützelbach und Volkersbach im Zuge der BAB A 45 nachgegangen werden. Diese Bauwerke wurden bereits auf der Grundlage aktuellerer Normen (Ausgaben der DIN 1072:1985 und DIN 4227:1988), gegenüber den seinerzeit bei der Planung und Bauausführung gültigen Normen, einer Nachrechnung unterzogen. Dabei hatten sich erhebliche Defizite bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ergeben.

Die Nachrechnungen im Rahmen dieses FE-Vorhabens haben zum Ziel, Reserven der Tragsicherheit zu identifizieren. Die Nachrechnungen erfolgen auf der Grundlage der übergebenen Bestandsunterlagen. Für die Talbrücke Lützelbach wurden zusätzlich ein Untersuchungsbericht zur betontechnologischen Bauwerksbeurteilung [1] und für die Talbrücke Volkersbach eine objektbezogene Schadensanalyse [5] übergeben. Im Rahmen des FE-Vorhabens sollen neue Ansätze für ein Sicherheitskonzept für bestehende Bauwerke sowie alternative und genauere Nachweisverfahren unter Berücksichtigung neuer Erkenntnisse aus der Forschung aufgezeigt werden.

Das Ziel besteht darin, die tatsächliche Tragsicherheit bestehender Spannbetonbrücken realistischer als bisher nachweisen und beurteilen zu können. Dabei liegt der Schwerpunkt in der Prüfung alternativer Nachweisverfahren und ihrer Erprobung in Vergleichsrechnungen.

2 Sicherheitskonzept

Für Bauwerke wird eine hohe Zuverlässigkeit gefordert, die sich sowohl auf die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit als auch die Dauerhaftigkeit bezieht. Zum Nachweis werden rechnerische Untersuchungen und konstruktive Regeln herangezogen. Bei den rechnerischen Nachweisen werden allgemein Grenzzustände der Tragfähigkeit einschließlich der Ermüdung und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Da sowohl die Einwirkungen als auch die Materialkennwerte streuende Größen sind, müssen zu einer objektiven Bewertung der Zuverlässigkeit stochastische Verfahren herangezogen werden. Ziel ist es hierbei, über alle Bauarten eine gleich-

mäßige Sicherheit zu erhalten. Für den rechnerischen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt (siehe auch Bild 1):

$$\gamma_F \cdot F_k = E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte enthalten dabei nach Bild 1 sowohl die Unsicherheiten der Einwirkungen bzw. der Materialwerte als auch die Unsicherheiten der entsprechenden Modelle. Teilsicherheitsbeiwerte γ werden so festgelegt, dass im Mittel über alle Bemessungskombinationen eine gleichmäßige Sicherheit mit dem Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit $P_f = 10^{-4}$ oder des Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ für die Lebensdauer des Tragwerks (50 Jahre) bzw. $P_f = 10^{-6}$ oder $\beta = 4,7$ (bezogen auf 1 Jahr) erreicht wird (vgl. DIN EN 1990 [9], Zuver-

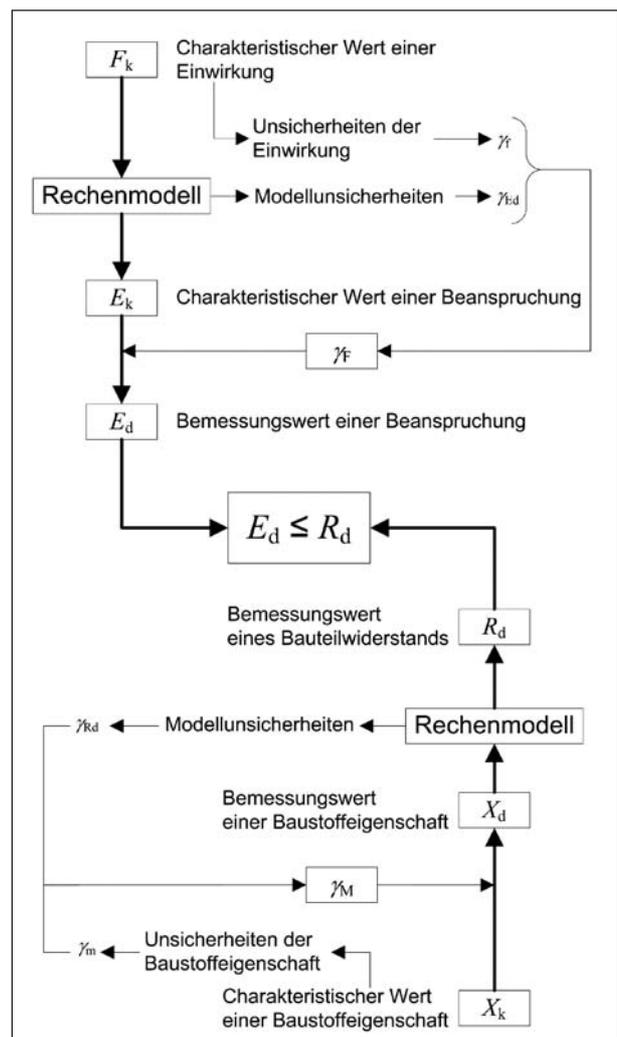


Bild 1: Nachweiskonzept für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung aus [27]

lässigkeitsklasse RC2)¹. Einzelne Parameterkombinationen der Einwirkungen und Widerstände führen dabei zu gewissen Abweichungen von den vorgenannten Zielwerten. Bild 2 zeigt die Sensitivität der einzelnen Basisvariablen, Bild 3 den Einfluss der Betonfestigkeitsklasse sowie des Bewehrungsgrads und Bild 4 den Einfluss der Querschnittsabmessungen. Der Bezugszeitraum bei der Berechnung des Sicherheitsindex β für die gezeigten Ergebnisse betrug ein Jahr.

Direkte Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit oder auf die besondere Bemessungssituation angepasste Teilsicherheitsbeiwerte, z. B. für typische Brückengeometrien, können bei gleicher Versagenswahrscheinlichkeit deutlich höhere Ausnutzungen ermöglichen. Die vorgenannte generelle Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte geht von einem angemessenen Rechenaufwand aus.

Der akzeptierte Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit wurde etwa 1970 für Neubauten im Vergleich mit existierenden Normen bei Ausschluss grober Fehler festgelegt. Dabei ging man davon aus, dass den existierenden und eingeführten Normen ein allgemein akzeptiertes Zuverlässigkeitsniveau zugrunde liegt. In neuerer Zeit wird versucht, das anzustrebende Zuverlässigkeitsniveau mit objektiven Untersuchungen nach sozio-ökonomischen Prinzipien zu bestimmen, wie z. B.:

- ALARP-Prinzip (as low as reasonably possible), Festlegung nach Verhältnismäßigkeit,
- Lebensqualitätsindex, Festlegung nach optimalem Nutzen für die Menschen.

Bei beiden Prinzipien gehen die Kosten der Maßnahmen für Sicherheit in die Festlegung des Zuverlässigkeitsniveaus ein (vgl. [29, 30]).

¹ Den angegebenen Werten des Sicherheitsindex β liegt i. d. R. eine Wiederkehrperiode der charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen von ein Mal in 50 Jahren zugrunde. Die charakteristischen Werte der Verkehrslasten gemäß LM1 beruhen jedoch auf einer Wiederkehrperiode von ein Mal in 1.000 Jahren. Die Kombination des LM1 mit den Teilsicherheitsbeiwerten, die auf der Grundlage von 50-jährigen Wiederkehrperioden hergeleitet wurden, führt dazu, dass sich bei der Bemessung realer Brückenbauwerke höhere Sicherheitsindizes β einstellen als in DIN EN 1990 gefordert. Diese Tatsache ist bei der Festlegung von zu erreichenden Sicherheitsindizes β bei der probabilistischen Nachrechnung von Brücken zu berücksichtigen.

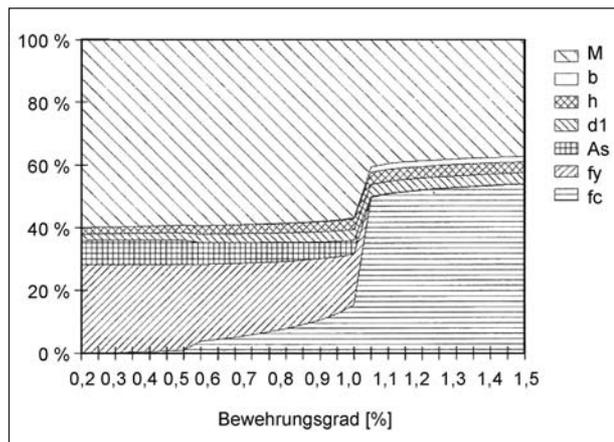


Bild 2: Einfluss der Basisvariablen (α_i^2) auf den Sicherheitsindex β (T = 1 Jahr) (reine Biegebeanspruchung) aus [28]

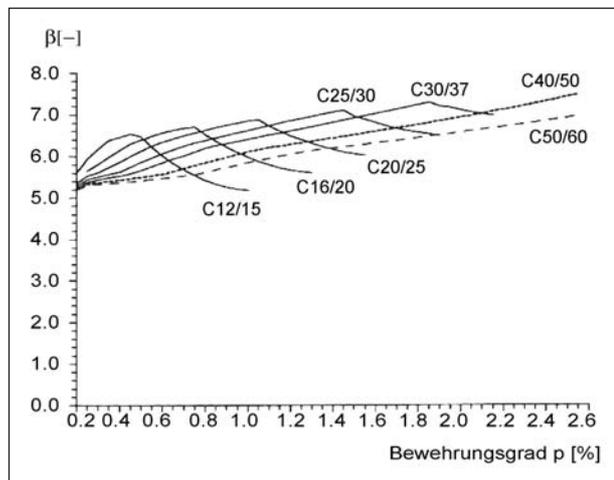


Bild 3: Einfluss verschiedener Betonfestigkeitsklassen auf den Sicherheitsindex β (T = 1 Jahr) (reine Biegebeanspruchung) aus [28]

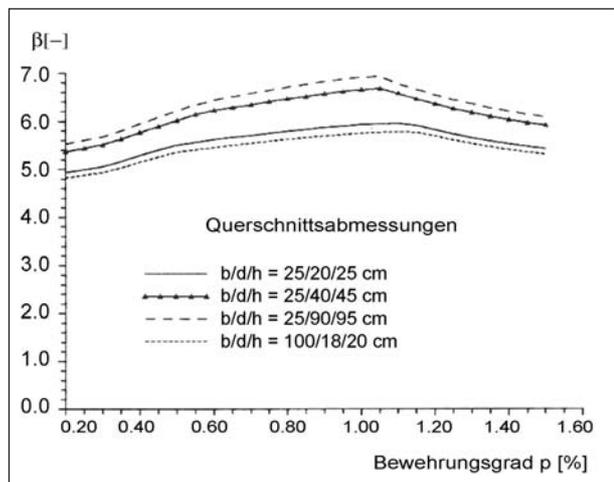


Bild 4: Sicherheitsindex β (T = 1 Jahr) bei unterschiedlichen Betonquerschnittsabmessungen (reine Biegebeanspruchung) aus [28]

Bei der Beurteilung bestehender Bauten ergeben sich gegenüber dem Neubau einige Besonderheiten. Das Bauwerk besteht bereits. Unsicherheiten aus der Umsetzung der Planung sind nicht mehr vorhanden. Insbesondere lässt sich gegebenenfalls das Eigengewicht durch Aufmaß und Wichtebe-stimmung genauer erfassen. Bereits 1996 wurden in dem Sachstandsbericht zum Verstärken des DAfStb (Heft 467) [31] die Grundlagen aufbereitet. Bekannte Anteile können daher aus den Teilsicherheitsbeiwerten entfernt werden. Im Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie [25] wurden diese Überlegungen aufgegriffen und es darf z. B. bei genauer Bestimmung des Eigengewichtes ein abgeminderter Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht von $\gamma_g = 1,2$ angesetzt werden.

Die kritischen Belastungskombinationen können bestimmt werden. Für ihre genauere Behandlung sind verbesserte Modelle mit höherem Rechenaufwand nötig. Ebenso erscheint es möglich, in Einzelfällen die Versagenswahrscheinlichkeit für die vorhandene Belastungskombination direkt nachzuweisen oder mit für die spezielle Situation angepassten Teilsicherheitsbeiwerten γ unter Einbehaltung der gleichen Zielzuverlässigkeit die Nachweise zu erbringen. Höherer Rechenaufwand ist vertretbar, da für eventuelle Verstärkungsmaßnahmen deutlich höhere Kosten anfallen.

Es kann auch überlegt werden, aus diesen deutlich höheren Kosten nach den vorgenannten sozio-öko-

nomischen Prinzipien generell eine verminderte Zielsicherheit für Nachrechnungen festzulegen, die aber insgesamt noch als ausreichend angesehen werden muss.

Die vorgenannten Grundsätze werden im Folgenden in Einzelfragen zur Beurteilung mit herangezogen.

3 Nachrechnung der Lützelbachtalbrücke (Hohlkastenbrücke)

3.1 Bauwerk

Die Lützelbachtalbrücke wurde 1967 als Spannbetonbrücke mit 2 getrennten Überbauten und einer Gesamtlänge von 260 m errichtet. Der Querschnitt ist als einzelliger Hohlkasten jeweils mit Querträgern über den Auflagerachsen sowie in den Feldmittenbereichen ausgebildet. Die Überbauten wurden als Durchlaufträger über 5 Felder mit den Spannweiten von 43,5 – 57,8 – 57,8 – 57,8 – 43,5 m ausgeführt. Die Herstellung eines Überbaus erfolgte in 5 Bauabschnitten auf einer Vorschubrüstung (siehe Bild 5, Bild 6 und Bild 7).

Die Überbauten wurden gemäß der Bestandsstatik und den Ausführungsplänen in einem Beton der Festigkeitsklasse B 450 entsprechend DIN 4227,

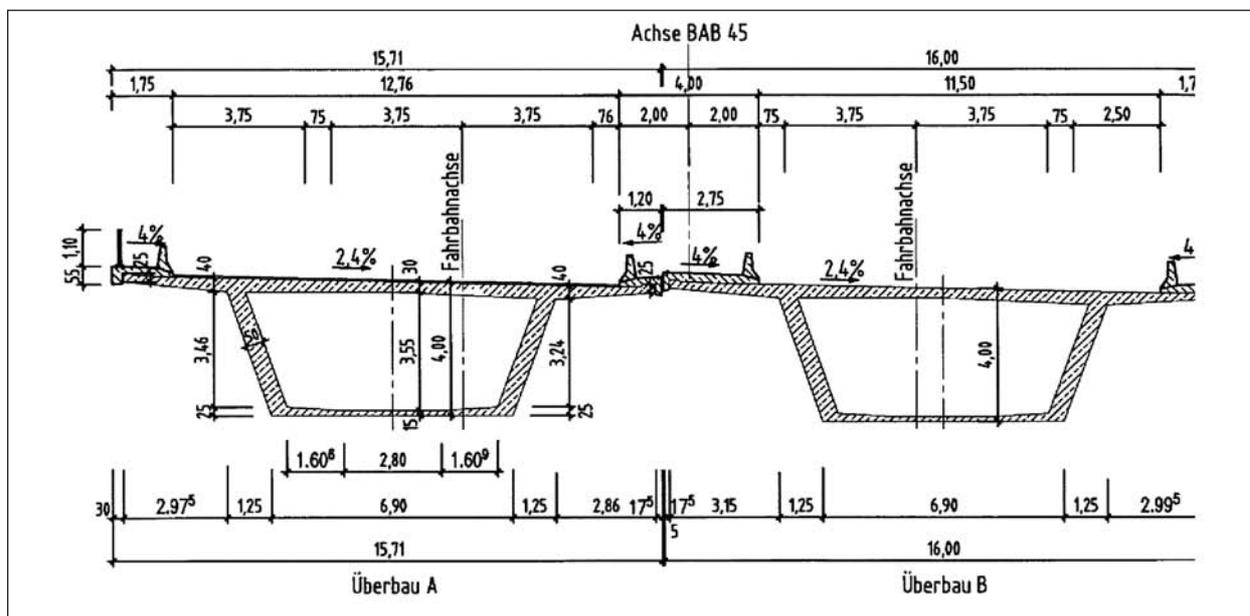


Bild 5: Regelquerschnitt der Lützelbachtalbrücke

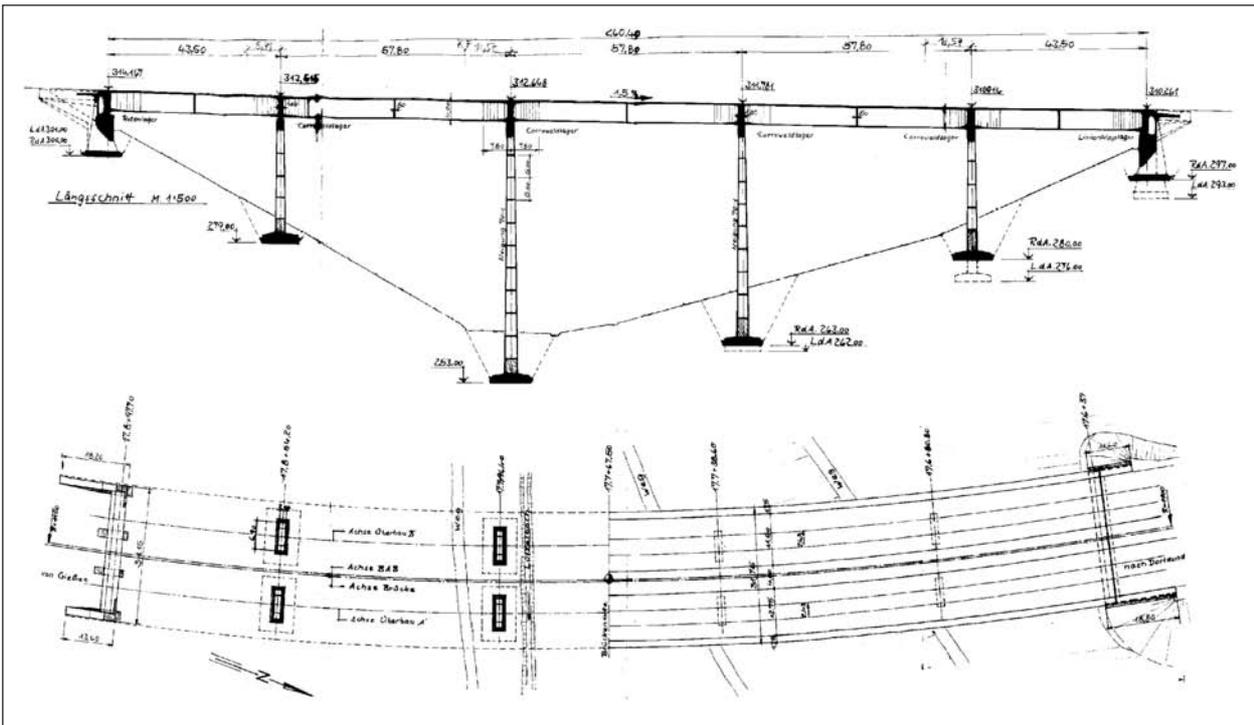


Bild 6: Ansicht und Grundriss der Lützelbachtalbrücke

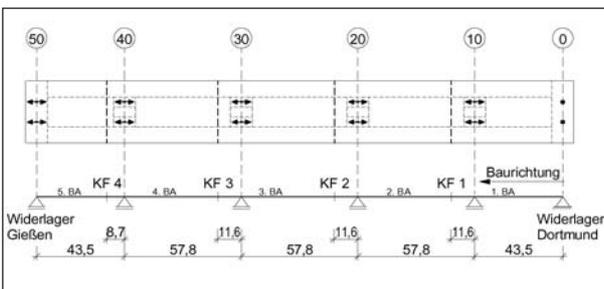


Bild 7: Statisches System und Lagerung der Lützelbachtalbrücke

Ausgabe Oktober 1953 [14] hergestellt. Als Betonstahlbewehrung wurden BSt IIIb, BSt II und BSt I verwendet.

Die Überbauten sind sowohl in Längs- als auch in Querrichtung beschränkt nach DIN 4227 vorge-spannt. In Längsrichtung wurden in allen Stützbe-reichen und in den Feldbereichen der Felder 2 bis 4 jeweils Zulagespannglieder angeordnet. Alle durchlaufenden Spannglieder sind in den Arbeitsfugen gekoppelt. Es kam das Spannverfahren Leoba AK zum Einsatz. Hierbei wurde ein Spannstahl mit der Festigkeitsklasse St 125/140 (St 1226/1373) verwendet.

Seinerzeit wurde die Brücke für die BKL 60 nach DIN 1072 [10] bemessen und für militärische Lasten nach STANAG 2021 eingestuft.

3.2 Ergebnisse der Bauwerksprüfungen

Hauptprüfung	04/2004	Zustandsnote 3,5,
Sonderprüfung	01/2006	Zustandsnote: 3,5,
einfache Prüfung	12/2007	Zustandsnote: 3,5.

Die letzte Bauwerksprüfung zeigte erhebliche Defi-zite insbesondere im Bereich der Dauerhaftigkeit (Note: 4,0). Der Gesamtzustand der Brücke wurde mit einer Gesamtnote von 3,5 bewertet.

3.3 Ergebnisse aus weiteren Bauwerksuntersuchungen

Am 07.04.2009 beauftragte das Amt für Straßen- und Verkehrswesen in Dillenburg die IGS Inge-nieurgemeinschaft mbH mit der Erstellung eines Untersuchungsberichtes zur betontechnologischen Bauwerksbeurteilung [1]. Aus diesem Untersuchungsbericht gehen u. a. die Betonfestigkeitsklas-sen für die Fahrbahnplatten, Stege und Bodenplat-ten hervor.

Die Festigkeitsklassen anhand von Bohrkernpro-ben schwanken für die Fahrbahnplatten unterteilt nach Feldern je Überbau einer Richtungsfahrbahn-platte zwischen C 30/37 und C 50/60. D. h., die

Werte streuen über 5 Festigkeitsklassen (C 30/37, C35/45, C 40/50, C 45/55, C50/60). Der Mittelwert entspricht einem C 35/45.

Die Festigkeitsklassen, ermittelt anhand von Bohrkernproben aus den Stegen und Bodenplatten, schwanken zwischen den Festigkeitsklassen C 20/25 und C 40/50. Der Mittelwert entspricht einem C 30/37.

Das Bauwerk wurde seinerzeit (1967) mit einem Beton der Festigkeitsklasse B 450 bemessen. Die Angabe der Festigkeitsklasse erfolgte als Mittelwert in kp/cm^2 als Würfelfestigkeit. Der kleinste Einzelwert einer Serie von 3 aufeinanderfolgenden Festigkeitswerten durfte den Mittelwert um nicht mehr als 15 % unterschreiten. Der B 450 entspricht daher einem C 30/37 nach heutiger Norm.

Dies bedeutet, dass die Stege und Bodenplatten im Mittel die planmäßigen Festigkeiten erreicht haben und die Fahrbahnplatten im Mittel Überfestigkeiten (C 35/45) aufweisen.

Im Rahmen des Gutachtens wurde des Weiteren der Hohlkastenquerschnitt jeweils in den Feldmitten aufgemessen. Die Abweichungen der Bauteilabmessungen von den Schalplänen lagen bei maximal $\pm 3,2\%$. Zudem wurde anhand der entnommenen Bohrkern die Rohdichte des Betons ermittelt. Aus 60 Proben ergibt sich der Mittelwert der Rohdichte zu $2,34 \text{ kg/dm}^3$. Mit diesen Angaben sowie unter Zugrundelegung der Ausführungspläne für die Ermittlung der Bewehrungs- und Spannstahlmengen können die Eigenlasten relativ genau ermittelt werden.

3.4 Ergebnisse bereits durchgeführter Nachrechnungen

Die bereits durchgeführten Nachrechnungen für die Brückenklasse 60/30 auf der Grundlage von DIN 1072:1985 und DIN 4227:1988 von 2009 ([2, [3]) ergaben die nachfolgenden Defizite bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und Tragfähigkeit (GZT):

3.4.1 Längsrichtung

Biegung mit Längskraft – GZG

- Überschreitung der zulässigen Betonzugspannungen in den Stütz- und Feldbereichen für die folgenden Lastfallkombinationen:

- LF G + V + P/2,
- LF H,
- LF HZ.

- Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ist in weiten Bereichen nicht vorhanden.

Biegung mit Längskraft – GZT

- Die Nachweise sind in den Stütz- und Feldbereichen eingehalten

Querkraft und Torsion – GZG

- Die zulässigen schiefen Hauptzugspannungen sind teilweise überschritten.

Querkraft und Torsion – GZT

- Die vorhandene Bewehrung für Querkraft und Torsion ist in Teilbereichen der Stege deutlich unterdimensioniert. Der Schubanschluss zwischen Bodenplatte und Steg durch Querbewehrung ist in den Stützbereichen ebenfalls deutlich unterdimensioniert.

Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen

- Die Untersuchung nach Stufe II gemäß der Handlungsanweisung der BAST ergab, dass die zulässigen Schwingbreiten für die Spannstähle in den Koppelfugen für die BKL 60/30 nicht eingehalten sind.

3.4.2 Querrichtung

Biegung mit Längskraft – GZG

- Die zulässigen Betonzugspannungen am Anschnitt Fahrbahnplatte-Steg sind überschritten.
- Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ist in weiten Bereichen nicht vorhanden.

Biegung mit Längskraft – GZT

- Teilweise ist die Querbewehrung unterdimensioniert, insbesondere in der Bodenplatte.

Querkraft – GZT

- Der Nachweis der ausreichenden Querkrafttragfähigkeit ist erbracht.

3.5 Grundlagen der eigenen Nachrechnung

Bei der Nachrechnung der Brücke wurden die derzeit gültigen Regelwerke zugrunde gelegt. Die Einwirkungen wurden entsprechend DIN-FB 101 [13] angesetzt und die Bemessung erfolgte nach DIN-FB 102 [16]. Teilweise kommen aber auch DIN 4227 (Ausgabe 1988) für die Bemessung sowie DIN 1072 (Ausgabe 1985) für die Einwirkungen zu Vergleichszwecken zur Anwendung.

Die Brücke wurde in der Bestandsberechnung mit einem Beton der Festigkeitsklasse B 450 bemessen. Dies entspricht nach heutiger Norm einem Beton der Festigkeitsklasse C 30/37. Im Rahmen eines betontechnologischen Gutachtens wurden 2009 die Betonfestigkeiten am Bauwerk ermittelt. Für die Bodenplatte und die Stege konnte die Festigkeitsklasse bestätigt werden, für die Fahrbahnplatte wurden Überfestigkeiten ermittelt. Bei der Nachrechnung wurde einheitlich die Betonfestigkeitsklasse mit C 30/37 angesetzt.

Die Modellierung des Systems in Längsrichtung erfolgte als Stabtragwerk. Dabei wurden die Spannglieder einzeln unter Berücksichtigung ihrer jeweiligen Höhenlage berücksichtigt.

Für die Spannglieder in Brückenlängsrichtung sind die technischen Daten sowie die Spanngliederführung in Bild 8 zusammenfassend dargestellt.

Als ständige Einwirkungen wurden die Eigenlasten der Hohlkästen einschließlich dem Gewicht der Feldquerträger, die Ausbaulasten sowie unterschiedliche Stützensenkungen in ungünstigster Kombination angesetzt. Die Berechnung der Zwangsschnittgrößen für den Lastfall $\Delta s_{wahr} = 10 \text{ mm}$ erfolgte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) im Zustand I, im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für $\Delta s_{mögl} = 10 \text{ mm}$ mit verminderten Steifigkeiten entsprechend dem gerissenen Zustand II. Die veränderlichen Einwirkungen wurden entsprechend Bild 9 angesetzt.

3.6 Schnittgrößenvergleich für die Längsrichtung

Zunächst wurden die Schnittgrößen in Brückenlängsrichtung berechnet und mit der Bestandsstatik verglichen. Sofern die Schnittgrößen aus einer be-

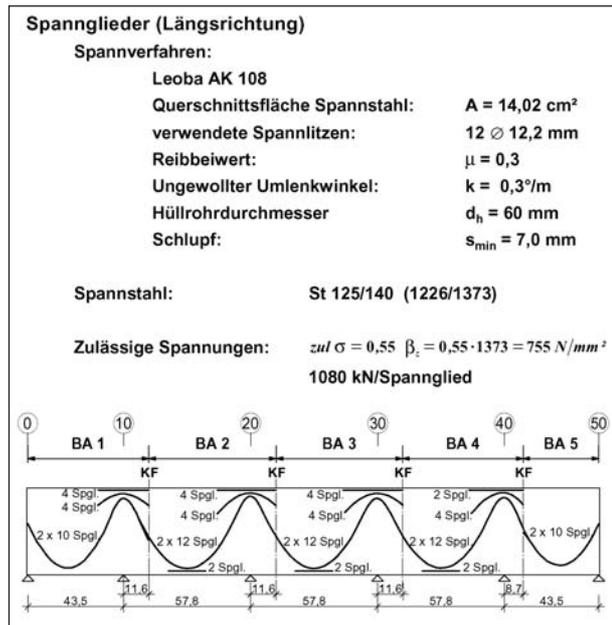


Bild 8: Längsvorspannung, Lützelbachtalbrücke

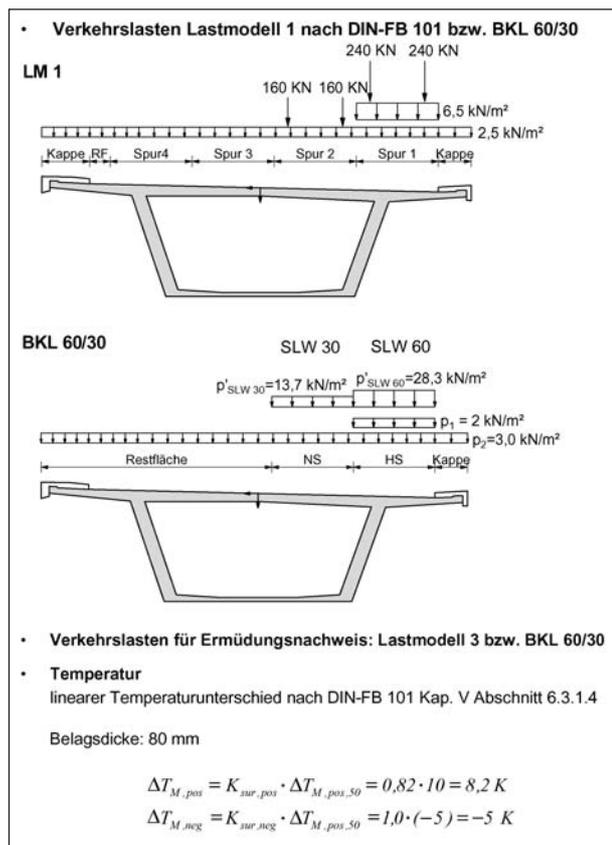


Bild 9: Lützelbachtalbrücke: veränderliche Einwirkungen

reits bestehenden Nachrechnung [2] zusätzlich zur Verfügung standen, wurden diese ebenfalls in den Vergleich mit einbezogen. Wie aus Bild 10 bis Bild 12 hervorgeht, ergaben sich bei den Schnittgrößen infolge Eigenlasten keine signifikanten Abweichun-

gen. Es ließ sich jedoch nicht eindeutig feststellen, ob die Eigenlast der Feldquerträger bei den Schnittgrößen der Bestandsstatik mit erfasst worden war.

Die Schnittgrößen aus Vorspannung sind in Bild 13 und Bild 14 dargestellt. Die Spannkraftverluste aus Kriechen und Schwinden des Betons wurden in der Bestandsstatik mit 5-7 % angesetzt. Für die Nach-

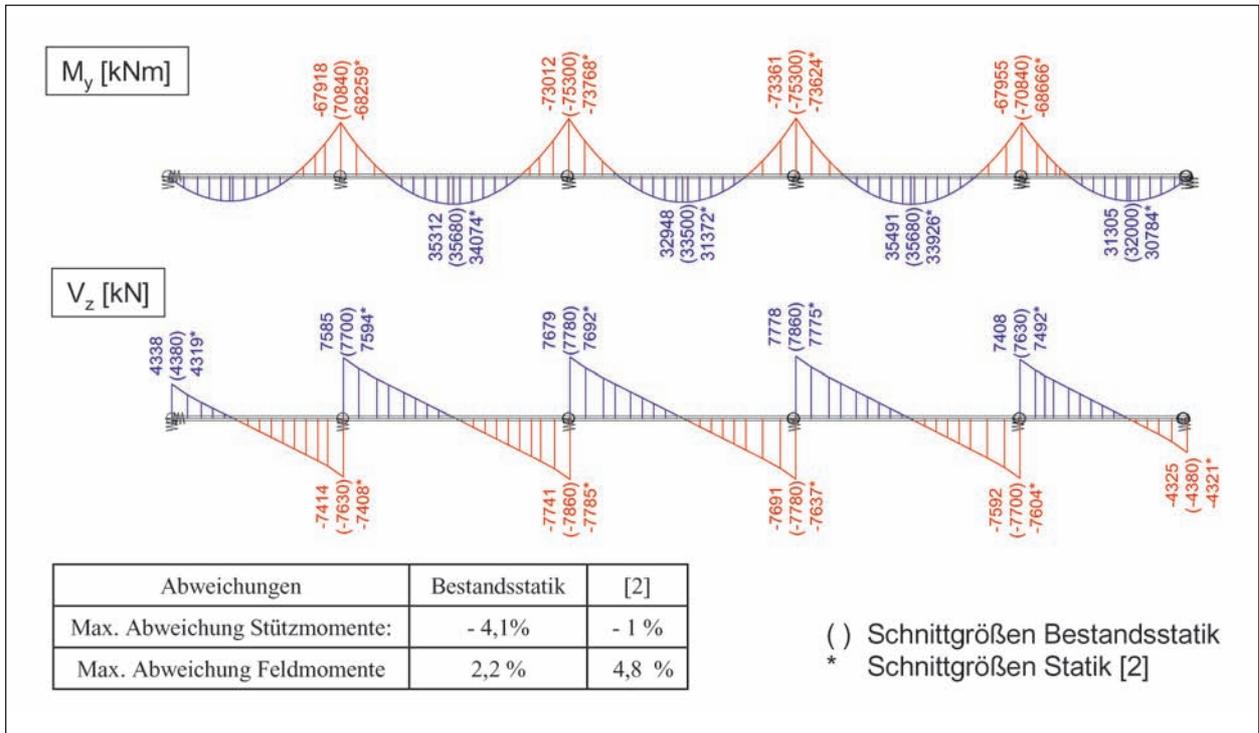


Bild 10: Schnittgrößenvergleich: Eigenlasten am Eingussystem (ohne Eigenlast der Feldquerträger)

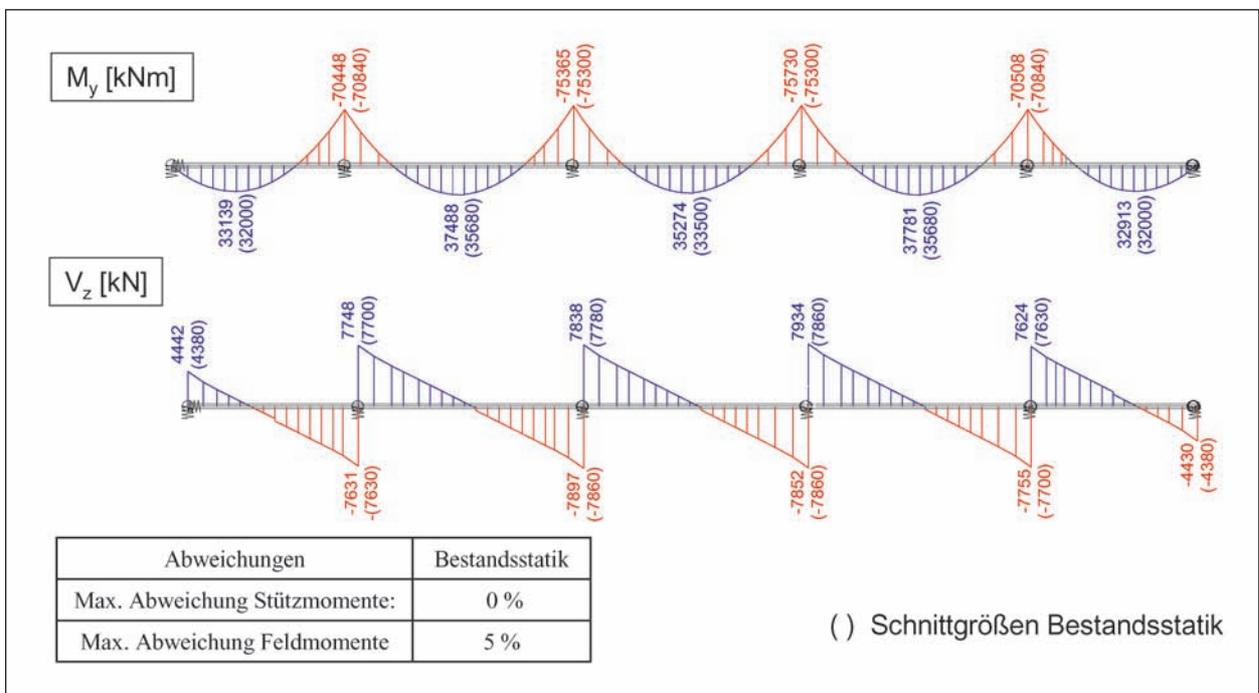


Bild 11: Schnittgrößenvergleich: Eigenlasten am Eingussystem (mit Eigenlast der Querträger bei eigener Nachrechnung)

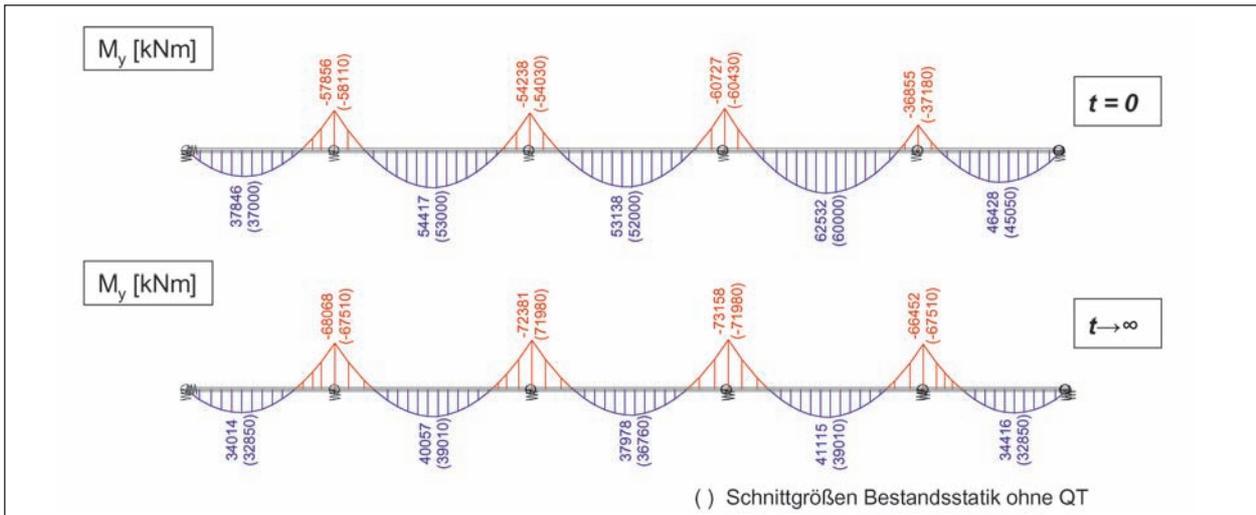


Bild 12: Schnittgrößenvergleich: Eigenlasten unter Berücksichtigung der feldweisen Herstellung

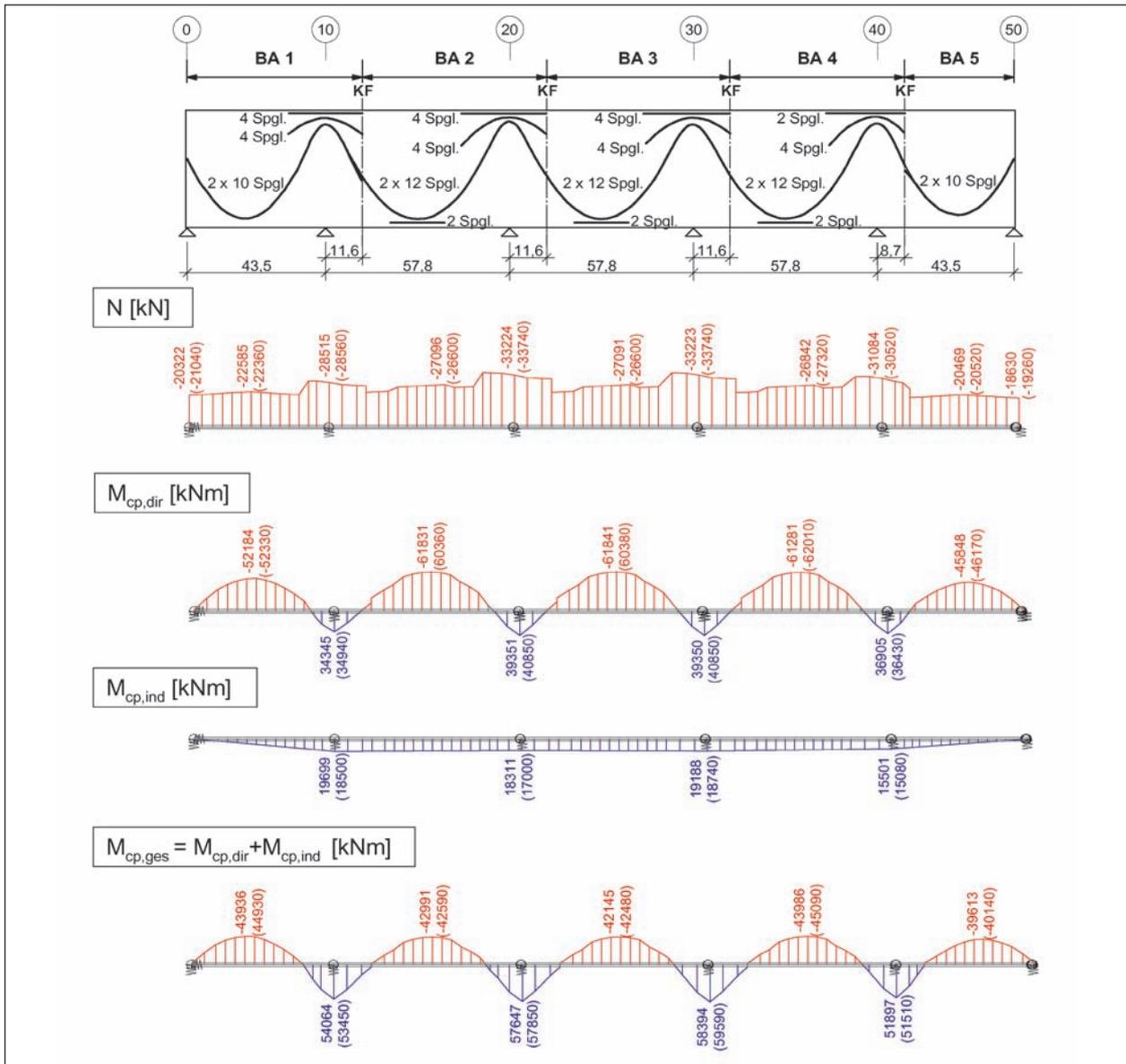


Bild 13: Schnittgrößen infolge Vorspannung: Summe der Bauzustände (t = 0)

rechnung wurden die Eingangsparameter wie folgt angesetzt:

$$\varphi_{t \rightarrow \infty} = 2,4$$

$$\varepsilon_{CS,t \rightarrow \infty} = -0,34 \%$$

Die Relaxation des Spannstahls wurde mit 5 % angenommen. Auf dieser Grundlage errechneten sich Spannkraftverluste von 10-14 %. Die Schnittgrößen infolge Vorspannung wurden unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der feldweisen Herstellung

für den Zeitpunkt $t = 0$ sowie für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ berechnet.

Die Schnittgrößenumlagerungen infolge der Systemwechsel bei der feldweisen Herstellung sind in den Schnittgrößen für $t \rightarrow \infty$ enthalten.

Darüber hinaus werden zu Vergleichszwecken die Schnittgrößen infolge Verkehrslasten nach DIN-FB 101 (Lastmodell 1) und DIN 1072 (BKL 60/30) ermittelt (Bild 15 und Bild 16). Sowohl die Biegemomente

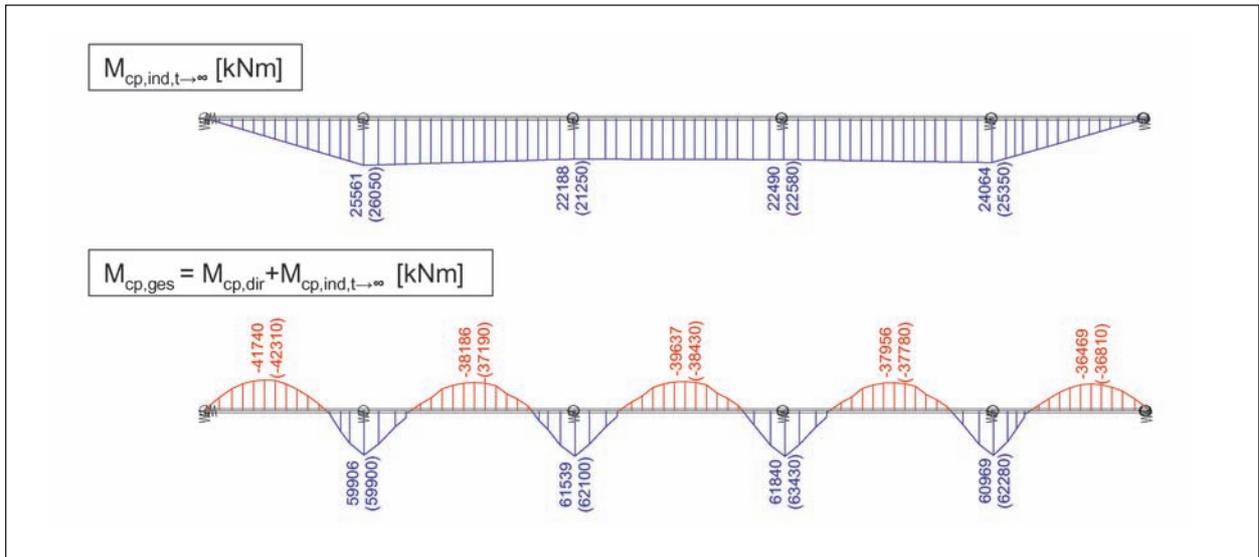


Bild 14: Schnittgrößen infolge Vorspannung: Summe der Bauzustände ($t \rightarrow \infty$)

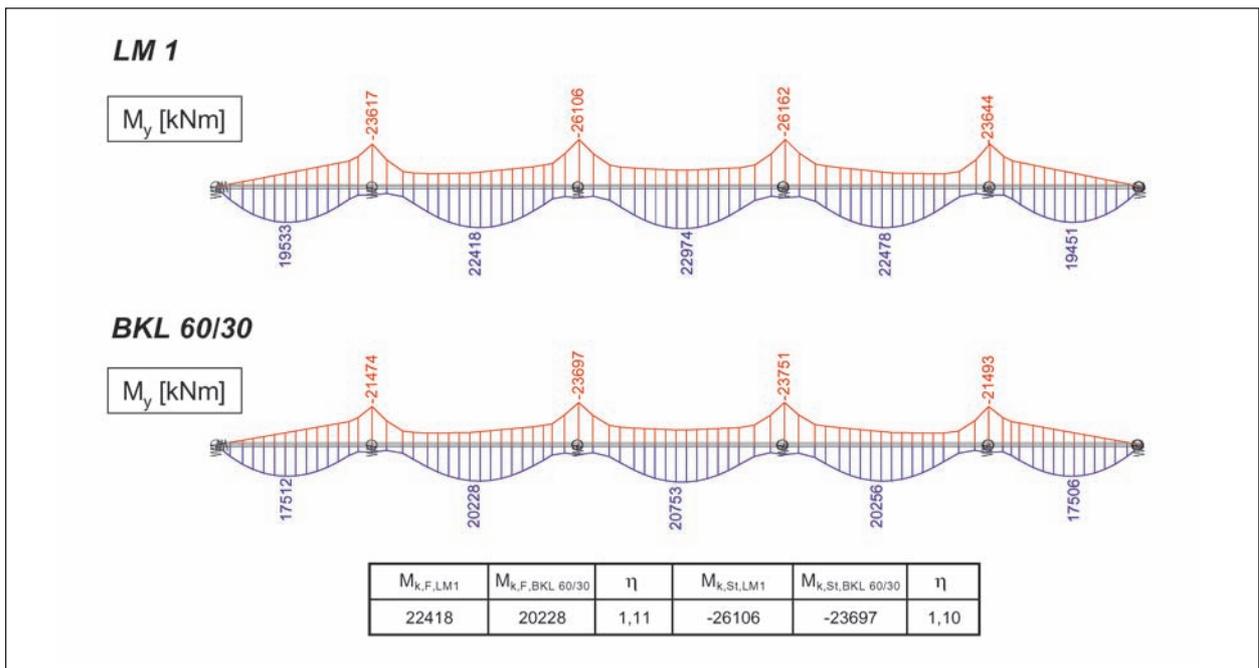


Bild 15: Schnittgrößen LM 1 und BKL 60/30: Momente

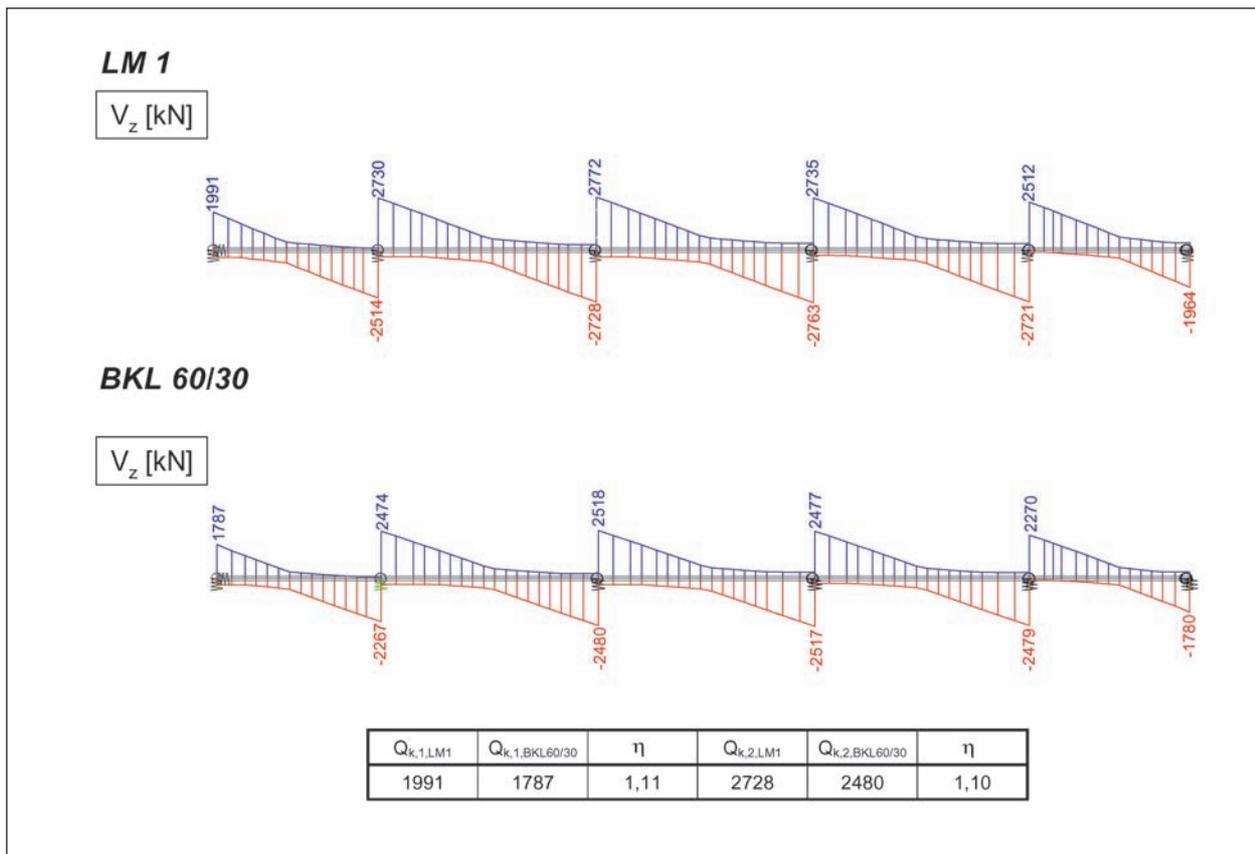


Bild 16: Schnittgrößen LM 1 und BKL 60/30: Querkräfte

mente als auch die Querkräfte sind hier für das Lastmodell 1 ca. 10 % größer als für die BKL 60/30.

3.7 Ergebnisse der eigenen Nachrechnungen – Längsrichtung

3.7.1 Nachweise im GZG

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die in DIN-FB 102 geforderten Spannungsnachweise für den Beton, den Betonstahl und den Spannstahl jeweils unter der maßgebenden Einwirkungskombination (EWK) eingehalten (Bild 18 bis Bild 21).

Dort, wo unter der seltenen Einwirkungskombination die Betonrandspannungen größer waren als der Mittelwert der Betonzugfestigkeit ($\sigma_{c,rare} > f_{ctm}$), erfolgten die Spannungsnachweise am gerissenen Querschnitt (Bild 17).

Der Dekompressionsnachweis ist nicht erfüllt. Die auftretenden Zugspannungen übersteigen dabei allerdings nicht den 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit (Bild 22).

Die Mindestbewehrung nach DIN-FB 102 zur Rissbreitenbegrenzung unter der Risschnittgröße ist im Bauwerk nicht vorhanden. Der Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie (Abschnitt Betonbrücken) [25] sieht in diesem Fall eine Berechnung der Rissbreite unter der maßgebenden Einwirkungskombination mit der vorhandenen Betonstahlbewehrung vor. Bei einer entsprechenden Berechnung ergeben sich rechnerische Rissbreiten in der Bodenplatte der Feldbereiche (Koppelfugen ausgenommen) zwischen 0,04 und 0,11 mm. Die bei der Brückenprüfung gemessenen Rissbreiten liegen in der gleichen Größenordnung bei $w \leq 0,15$ mm.

In den Stützbereichen wurden unter der maßgebenden Einwirkungskombination rechnerisch für die Fahrbahnplatte Rissbreiten von 0,04 mm ermittelt. Am Bauwerk wurden keine Risse festgestellt. Lediglich in den Randbereichen der Kragplatten wurden einzelne Risse beobachtet, die aber nicht mit spannungsmäßigen Beanspruchungen aus Schnittgrößen größer als die Risschnittgrößen im Zusammenhang zu sehen sind.

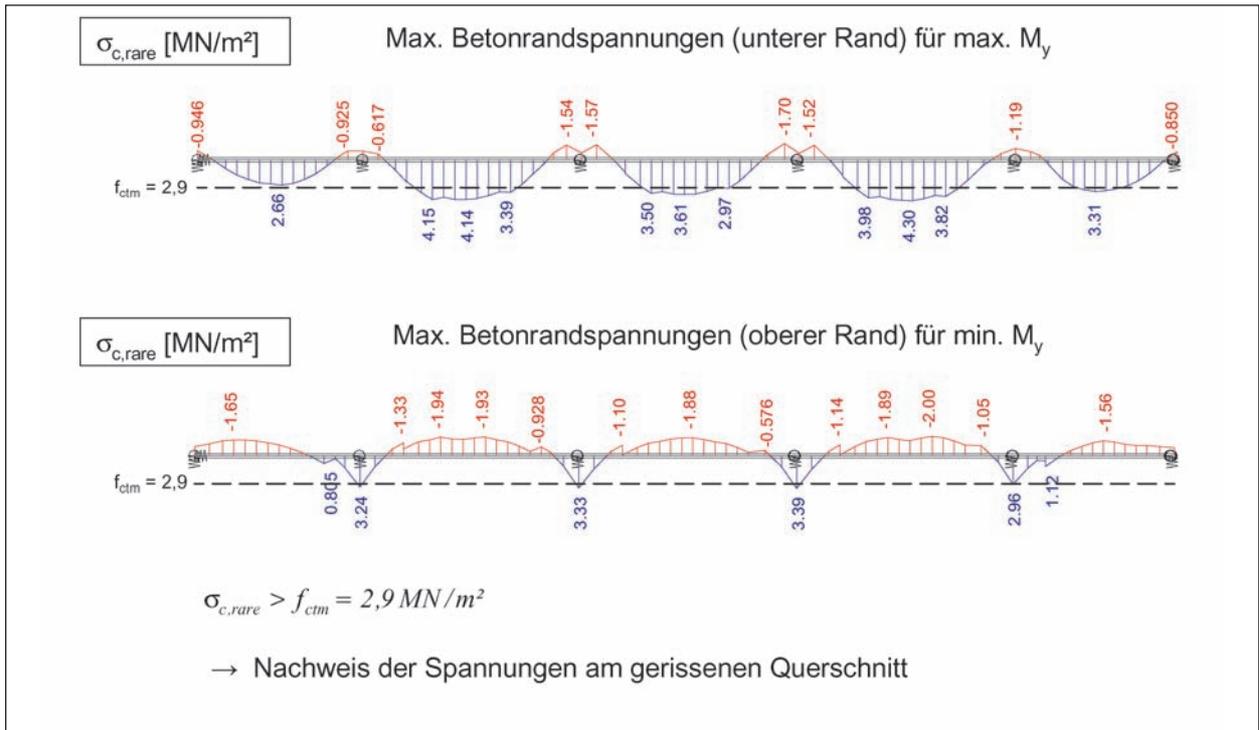


Bild 17: Nachweis der Betonrandzugspannungen unter der seltenen EWK

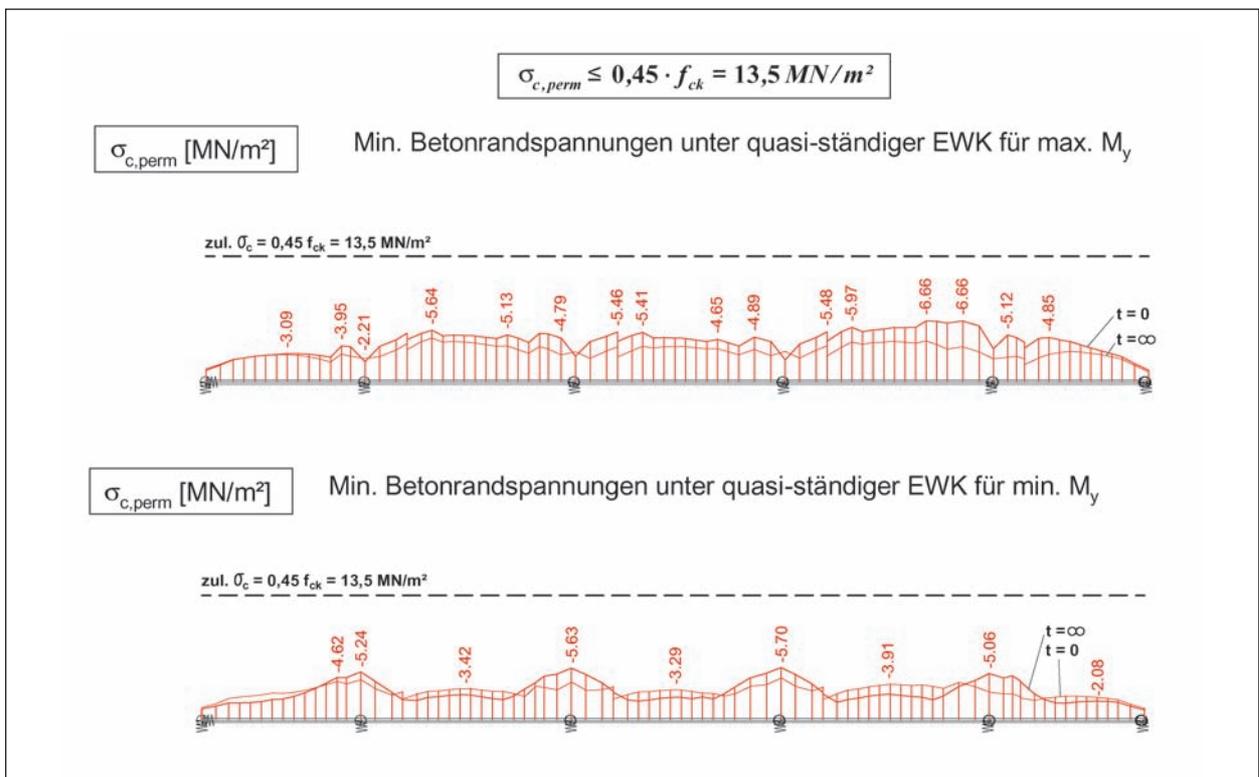


Bild 18: Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen EWK

Bei der Untersuchung zeigte sich zwar, dass die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung nach den heutigen Vorschriften nicht eingebaut ist, die sich rechnerisch ergeben-

den und am Bauwerk gemessenen Rissbreiten aber den zulässigen Wert für die Rissbreite nicht überschreiten (Koppelfugen ausgenommen).

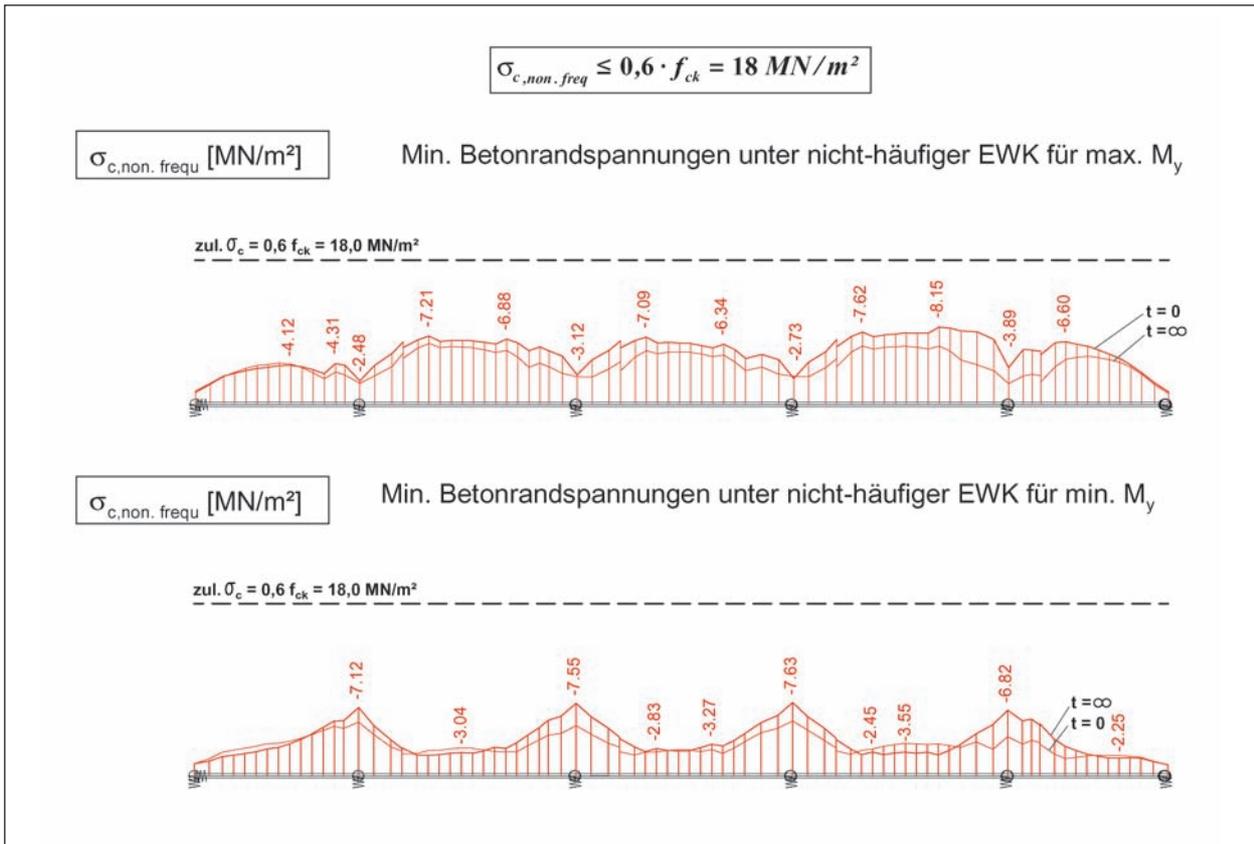


Bild 19: Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen EWK

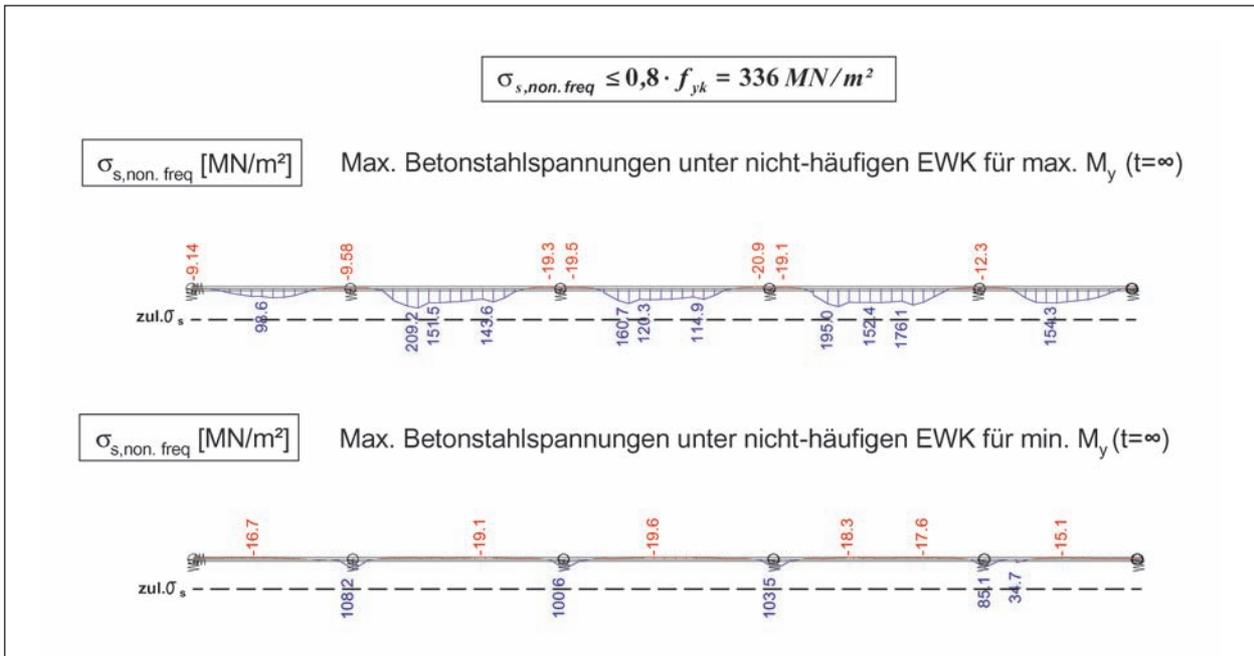


Bild 20: Nachweis der zulässigen Betonstahlspannungen unter der nicht-häufigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

Wie aus Bild 23 hervorgeht, ist für den Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten die Einzelrissbildung maßgebend ($\max \sigma_{c,freq} \leq f_{ctm}$).

Die für den Nachweis der Rissbreite maßgebenden Spannungen im Betonstahl sind in Bild 24 enthalten.

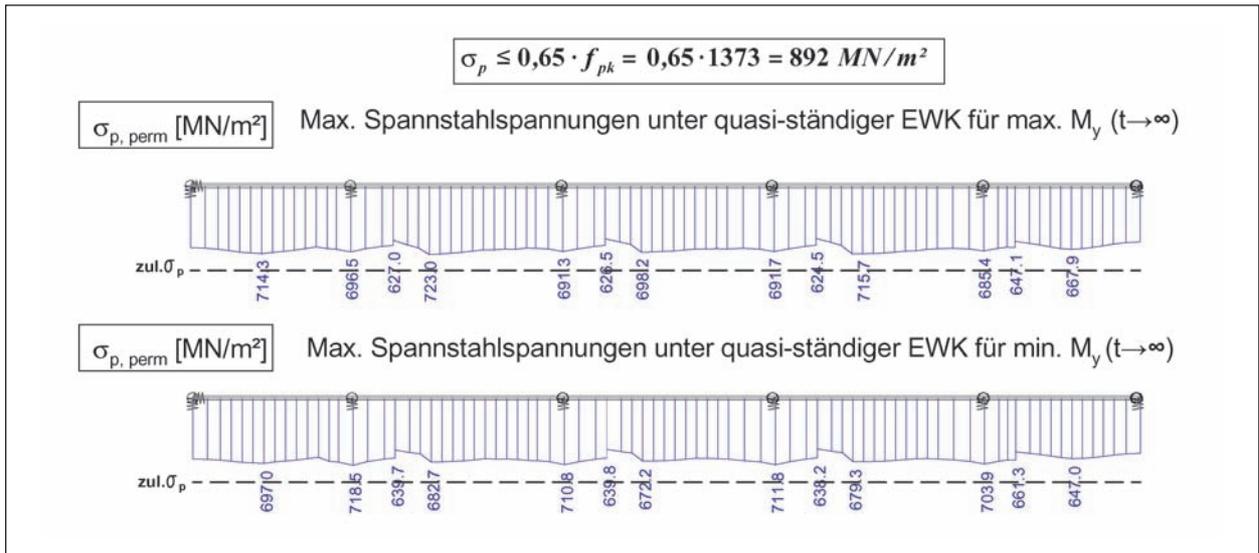


Bild 21: Nachweis der Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

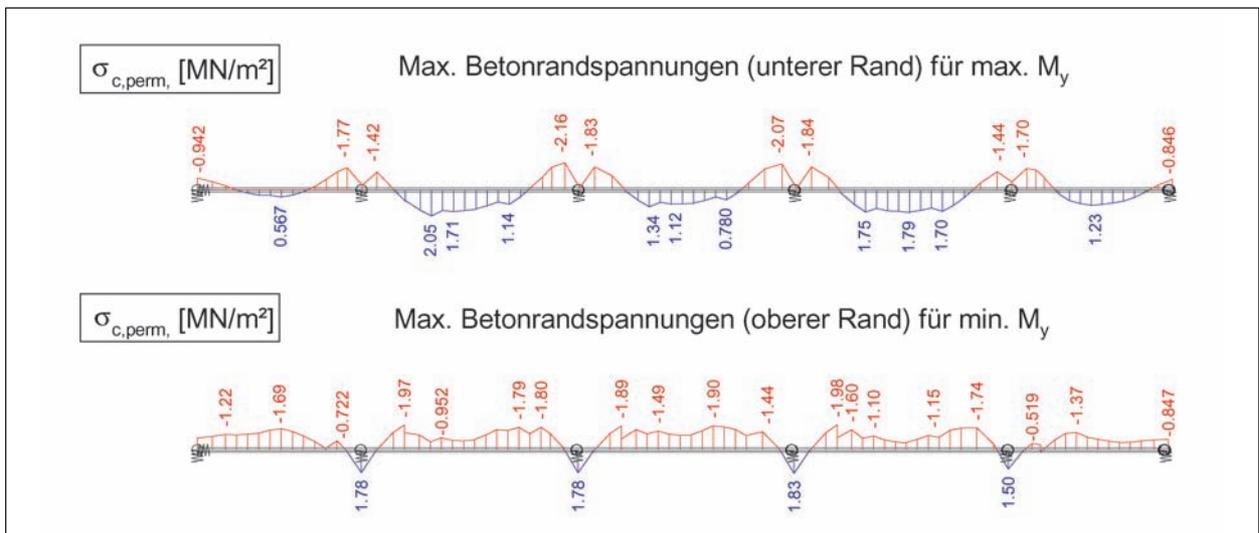


Bild 22: Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination

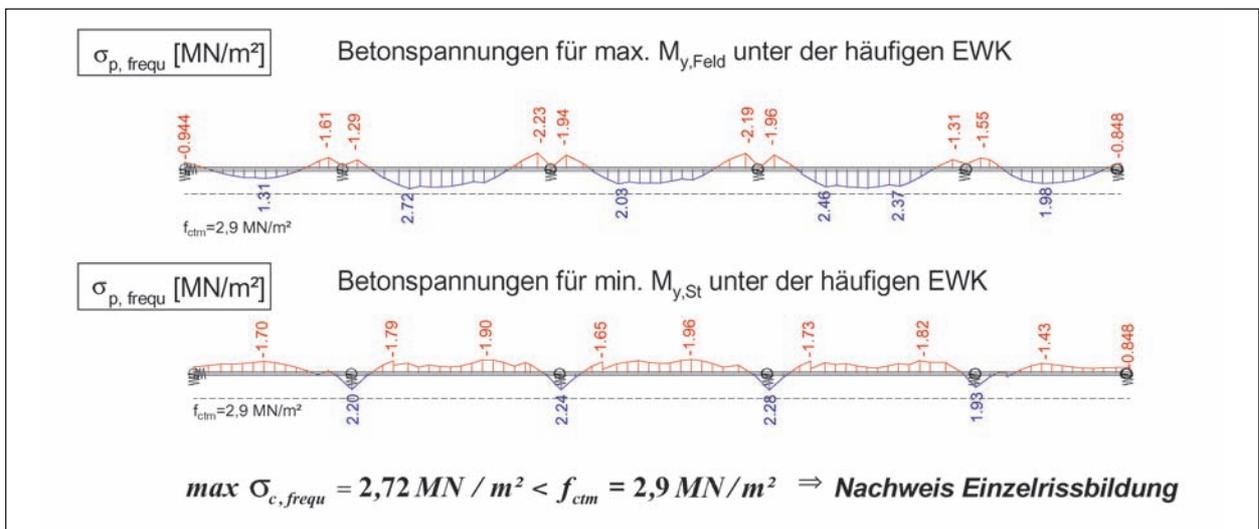


Bild 23: Nachweiskriterium für die Einzelrissbildung

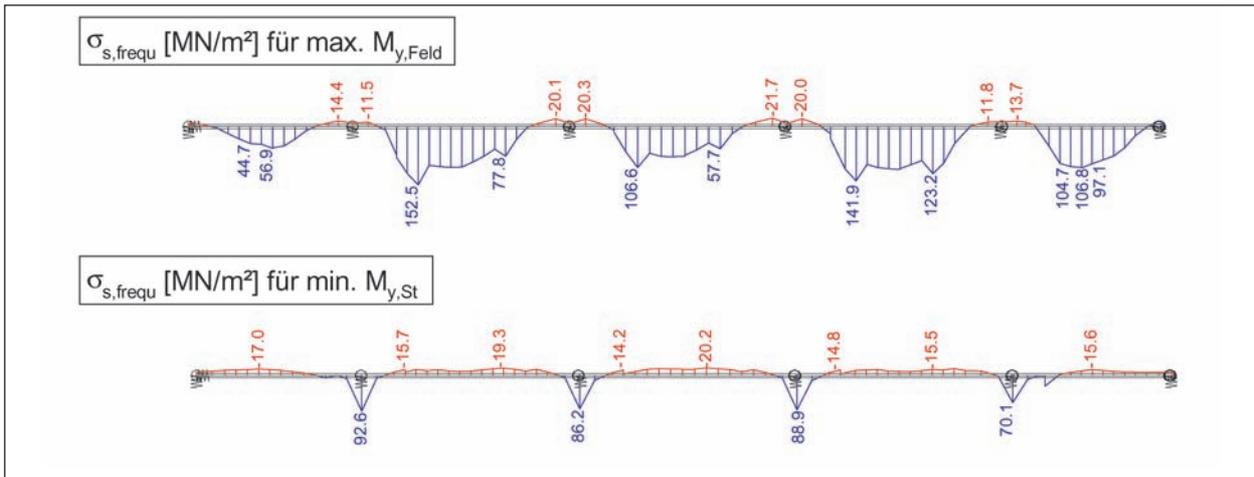


Bild 24: Betonstahlspannungen unter der häufigen EWK für den Nachweis der Rissbreite bei direkter Berechnung

Bewehrungsbereiche I						
Bauteil	vorh. a_s	vorh. a_s [cm ² /m]	erf. a_s [cm ² /m]	erf. a_s /vorh. a_s	$w_{k,cal}$ [mm]	$w_{k,obs}$ [mm]
Stege	2* Ø12/25	9,04	15,9	1,76		0,1 - 0,15
Bodenplatte ($h_f = 15$ cm)	2* Ø12/20	11,3	12,46	1,10	0,04	0,1 - 0,15
Bodenplatte ($h_f = 25$ cm)	2 * Ø12/16	14,12	20,1	1,42	0,04	0,1 - 0,15
Bewehrungsbereich II						
Bodenplatte ($h_f = 15$ cm)	2* Ø10/25	6,28	12,46	1,98	0,04	0,1 - 0,15
Bodenplatte ($h_f = 25$ cm)	2* Ø10/20	8	20,1	2,51	0,04	0,1 - 0,15
Bewehrungsbereich III						
Bodenplatte ($h_f = 15$ cm)	Ø12/20 + Ø16/22	14,8	12,46	0,84	0,11	0,1 - 0,15
Bodenplatte ($h_f = 25$ cm)	Ø16/20	20,1	20,1	1,00	0,11	0,1 - 0,15

Bewehrungsbereiche (Bodenplatte)	
	Mindestbewehrung für M_{cr} : erf. a_s Rechnerische Rissbreite für $M_{y, frequ}$: $w_{k,cal}$ Beobachtete Rissbreite am Bauwerk: w_{obs}

Tab. 1: Rechnerische und gemessene Rissbreiten – Feldbereiche (Koppelfugen ausgenommen)

Die berechneten und am Bauwerk festgestellten Rissbreiten sind Tabelle 1 für die Feldbereiche und Tabelle 2 für die Stützbereiche zu entnehmen.

In den Koppelfugenbereichen ist die geforderte Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung auf Grundlage der Risschnittgrößen ebenfalls nicht vorhanden. Bei Ansatz der vorhandenen Betonstahlbewehrung ergibt sich rechnerisch unter der Annahme eben bleibender Querschnitte eine

maximale Rissbreite von $w_k = 0,12$ mm. Die Berechnung erfolgte unter Ansatz einer Vorspannung von $0,75 \cdot P_{m,t}$ und unter Berücksichtigung der Schnittgrößenumlagerungen aus den Bauzuständen. Das Bauwerk weist in den Koppelfugen mit Rissbreiten von 0,1 bis teilweise 0,6 mm allerdings deutlich größere Rissbreiten auf. Dies dürfte eine Folge des Scheibenspannungszustandes in Verbindung mit einer deutlichen Abweichung vom Ebenbleiben des Querschnitts sein.

Bewehrungsbereiche II						
Bauteil	vorh. a_s	vorh. a_s [cm ² /m]	erf. a_s [cm ² /m]	erf. a_s /vorh. a_s	$w_{k,cal}$ [mm]	$w_{k,obs}$ [mm]
Fahrbahnplatte	Ø16/11(+ Ø12/19)	18,2/(24)	32,3	1,35	0,04	-
Kragarme ($h_f = 40$ cm)	2* Ø14/20	15,4	28,2	1,83	0,03	1 x 0,2
Kragarme ($h_f = 25$ cm)	2* Ø14/20	15,4	20,7	1,34	0,03	1 x 0,3
Stege	2* Ø16/10	40,22	23,8	0,59		0,1 - 0,15

Bewehrungsbereiche (Fahrbahnplatte)

Mindestbewehrung für M_{cr} : erf. a_s
 Rechnerische Rissbreite für $M_{y, frequ}$: $w_{k,cal}$
 Beobachtete Rissbreite am Bauwerk: w_{obs}

Tab. 2: Rechnerische und gemessene Rissbreiten – Stützbereiche (Koppelfugen ausgenommen)

Koppelfugen						
Bauteil	vorh. a_s	vorh. a_s [cm ² /m]	erf. a_s [cm ² /m]	erf. a_s /vorh. a_s	$w_{k,cal}$ [mm]	$w_{k,obs}$ [mm]
Stege	2* Ø12/25	9,04	16,2	1,79		0,1 - 0,6
Bodenplatte ($h_f = 15$ cm)	2* Ø10/25	6,28	11,4	1,82	0,12	0,1 - 0,6
Bodenplatte ($h_f = 25$ cm)	2* Ø10/25	6,28	18,5	2,95	0,12	0,1 - 0,6

Bewehrungsbereiche (Bodenplatte)

Mindestbewehrung für M_{cr} : erf. a_s
 Rechnerische Rissbreite für $M_{y, frequ}$: $w_{k,cal}$
 Beobachtete Rissbreite am Bauwerk: w_{obs}

Tab. 3: Rechnerische und am Bauwerk festgestellte Rissbreiten in den Koppelfugen

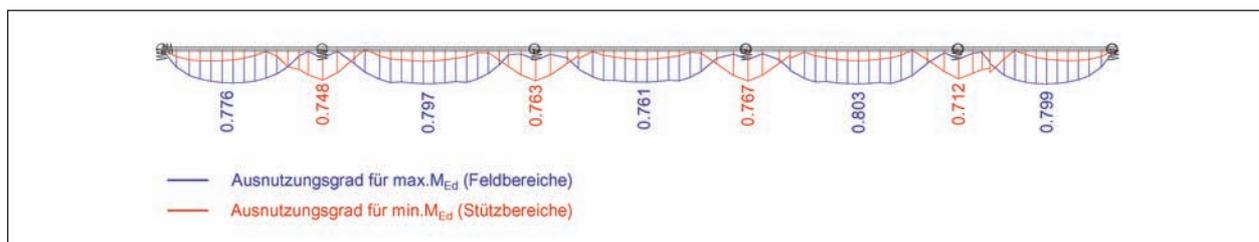


Bild 25: Maximaler Ausnutzungsgrad für Biegung mit Längskraft

3.7.2 Nachweise im GZT

3.7.2.1 Biegung mit Längskraft

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Nachweise für Biegung mit Längskraft in den Stütz- und Feldbereichen eingehalten, die maximale Ausnutzung liegt bei etwa 80 % (Bild 25). Daher wird bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen von einer Abminderung der Steifigkeiten auf 40 % entsprechend dem Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie abgesehen.

3.7.2.2 Querkraft und Torsion

Zunächst wurde die statisch erforderliche Querkraft- und Torsionsbewehrung für die Lastfallkombinationen

- min/max $V_{Ed} + \text{zug. } M_{T,Ed}$,
- min/max $M_{T,Ed} + \text{zug. } V_{Ed}$

mit Hilfe eines kommerziellen Rechenprogramms (SOFiSTiK) nach DIN-Fachbericht 102 ermittelt

(Bild 26 und Bild 27). Daraus ist ersichtlich, dass die Kombination min/max $V_{z,Ed}$ mit zug. $M_{T,Ed}$ maßgebend ist.

Aus den Darstellungen gehen deutlich die vorhandenen Defizite für die Querkraft- und Torsionsbewehrung hervor.

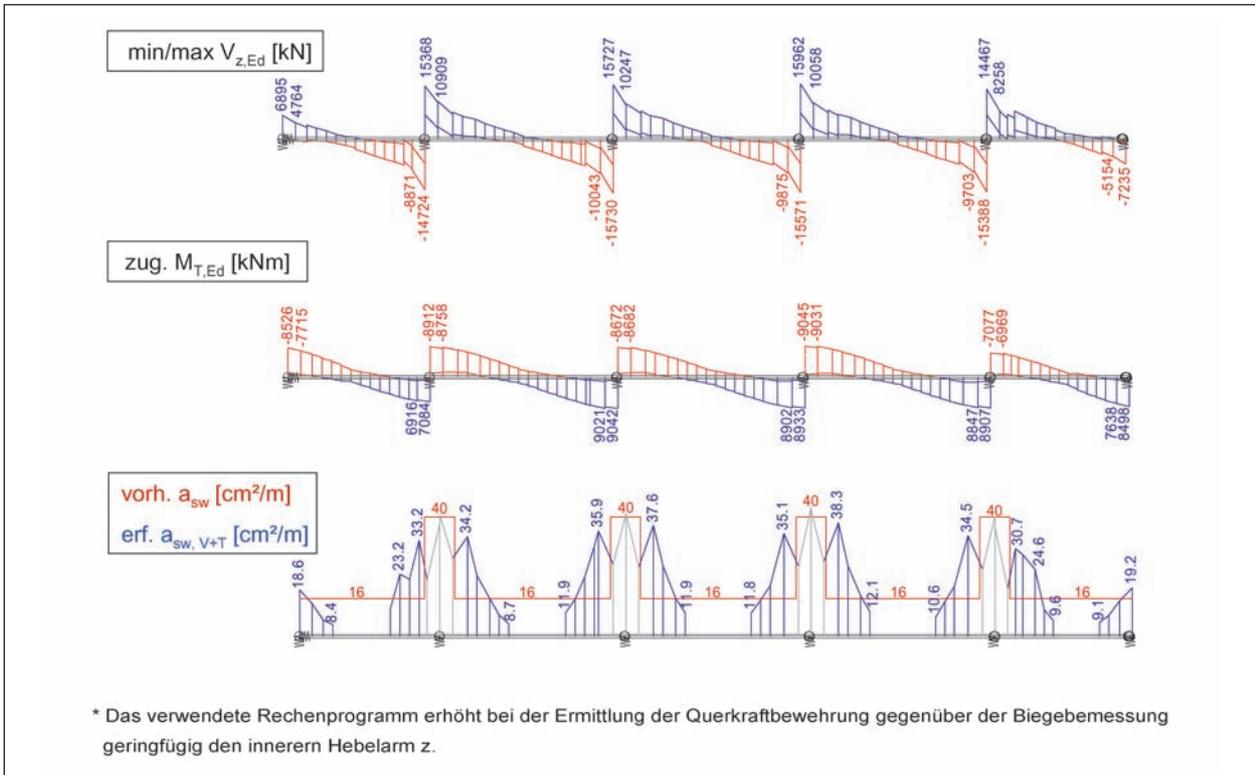


Bild 26: Biegelbewehrung für min/max $V_{z,Ed}$ mit zug. $M_{T,Ed}$

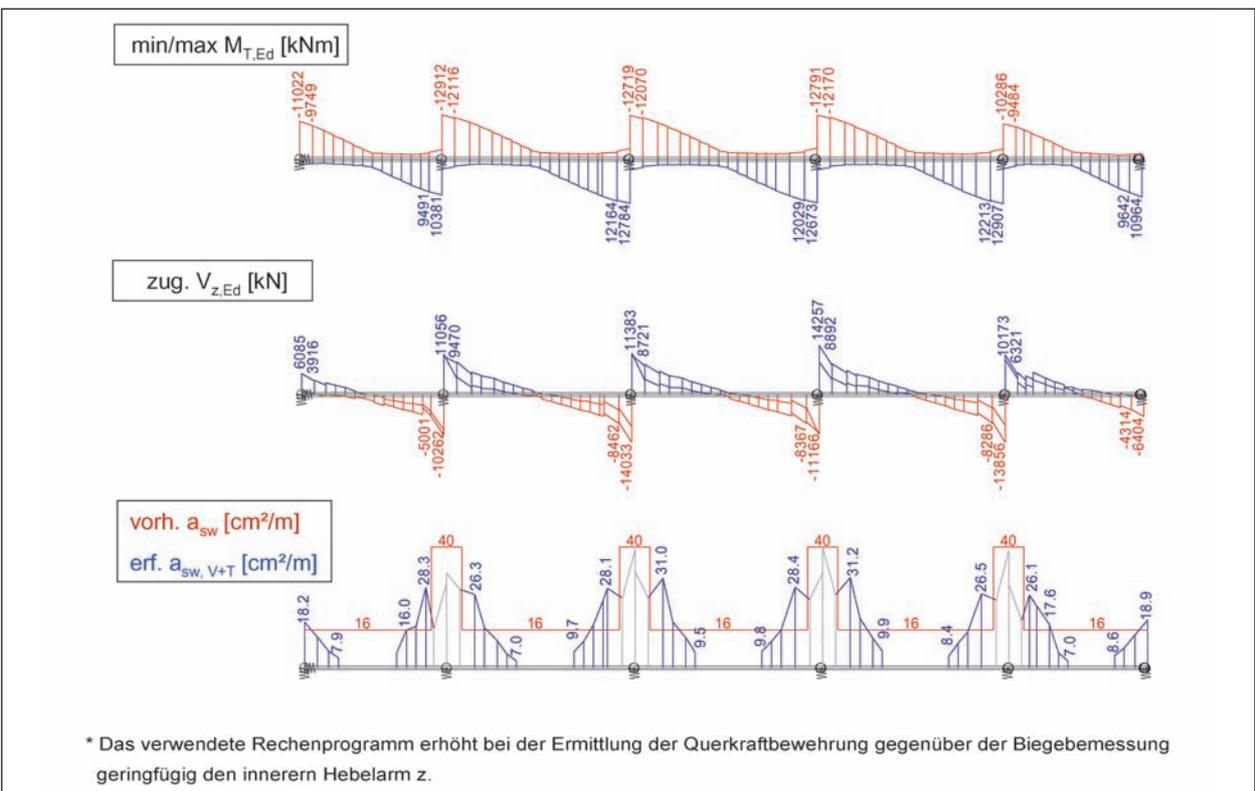


Bild 27: Biegelbewehrung für min/max $M_{T,Ed}$ mit zug. $V_{z,Ed}$

Die großen Überschreitungen ergeben sich jeweils in den Bereichen, in denen die Spannglieder vom Stützbereich nach unten in den Feldbereich geführt werden (Bild 28) und der innere Hebelarm z aus der Biegebemessung immer kleiner wird. Die Maximalwerte der erforderlichen Querkraftbewehrung werden in den Momentennullpunkten mit dem kleinsten inneren Hebelarm z erreicht.

Bei den bereits durchgeführten Nachrechnungen [2] ergaben sich Defizite in etwa gleicher Größenordnung. In [2] wurden die Verkehrslasten der BKL 60/30 zugrunde gelegt, zur Berücksichtigung ungünstiger Einflüsse aus Profilverformung allerdings die Querkräfte um ca. 10 % erhöht. Damit erreichen diese Querkräfte etwa die gleiche Größenordnung wie die Querkräfte aus dem Lastmodell 1, die der hier durchgeführten Untersuchung zugrunde gelegt werden.

Üblicherweise wird der Einfluss aus der Profilverformung bei der Ermittlung der Schubkräfte in den Stegen von Hohlkastenträgern nicht berücksichtigt. Um den Einfluss für die Talbrücke Lützelbach zu ermitteln, erfolgten Vergleichsrechnungen am räumlichen Faltenwerk gegenüber der klassischen Stabstatik. Das räumliche Faltenwerk wurde mit Schalenelementen modelliert. Als Verkehrslast wurde das Lastmodell 1 nach DIN-FB 101 angesetzt.

Die am räumlichen Faltenwerk ermittelten Schubkräfte in den beiden Stegen beinhalten auch die Ein-

flüsse aus Torsion und Profilverformung. Die so ermittelten Schubkräfte für die beiden Stege sind in Bild 29 dargestellt.

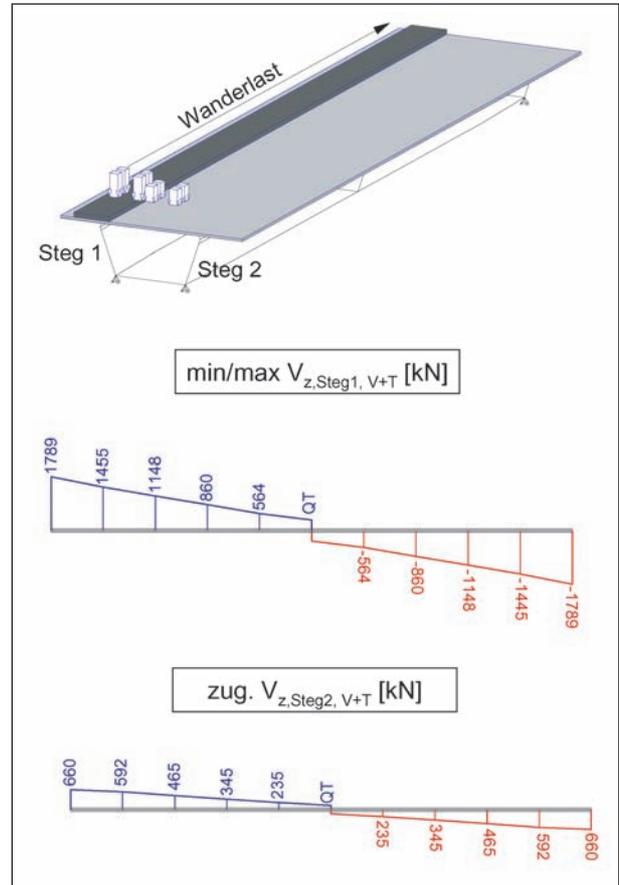
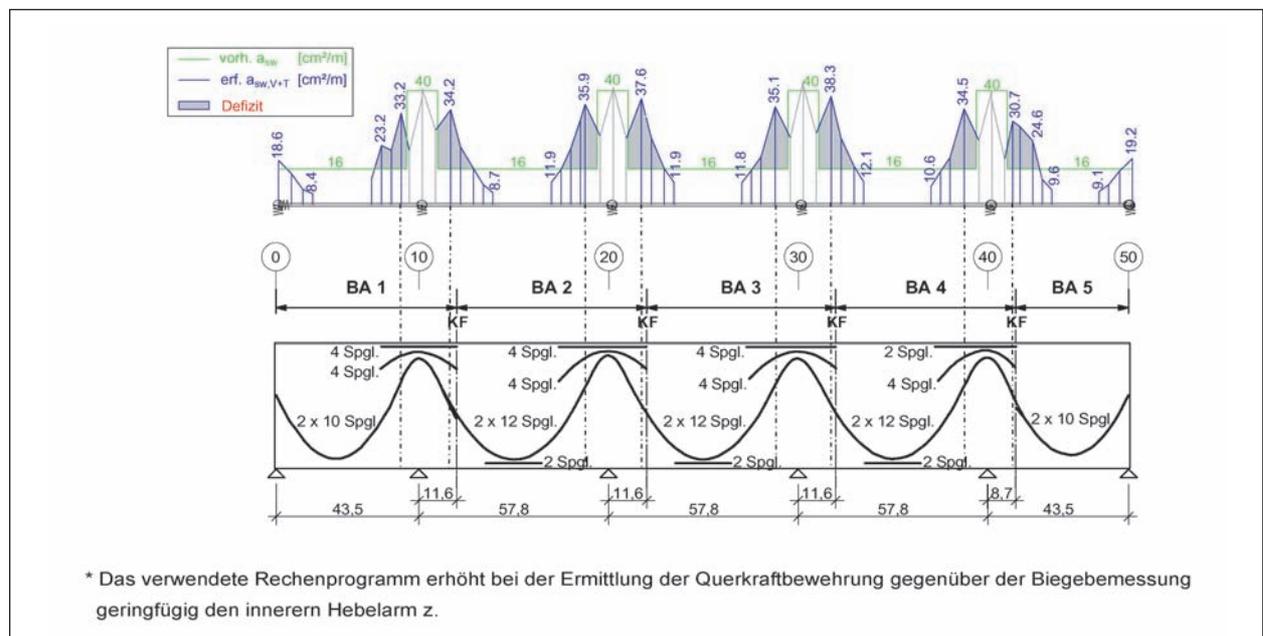


Bild 29: Am räumlichen Faltenwerk ermittelte Schubkräfte in den Stegen



* Das verwendete Rechenprogramm erhöht bei der Ermittlung der Querkraftbewehrung gegenüber der Biegebemessung geringfügig den inneren Hebelarm z .

Bild 28: Zusammenhang zwischen Spanngliedverlauf und Defiziten bei der Schubbewehrung

Die entsprechenden Schubkräfte beider Stege, ermittelt nach klassischer Stabstatik, sind Bild 30 zu entnehmen. Hierin ist kein Einfluss aus Profilverformung enthalten.

Der unmittelbare Vergleich und damit der Einfluss der Profilverformung sind in Bild 31 enthalten. Der Einfluss der Profilverformung auf die Größe der Gesamtschubkraft im Steg ist danach in den einzelnen Querschnitten unterschiedlich und variiert zwischen 0 und 8,8 %. Im Mittel beträgt die Vergrößerung etwa 5 %.

Für die nachfolgenden Untersuchungen werden die Schubkräfte nach der klassischen Stabstatik ohne Einfluss der Profilverformung verwendet.

Der Tragwiderstand $V_{Rd,Sy}$, der durch die Querkraftbewehrung begrenzt ist, ist direkt proportional zum inneren Hebelarm z und zum Kotangens der Druckstrebenneigung θ (Bild 32).

Das Fachwerkmodell für die Querkraftbemessung wurde für Stahlbeton hergeleitet und auf den Spannbeton übertragen. Allerdings weisen Spannbetonbauteile im Gegensatz zu Stahlbetonbauteilen im Allgemeinen zwei Zuggurte in unterschiedlicher Höhenlage auf (Spannstahlbewehrung und Betonstahlbewehrung). Während bei Stahlbetonbauteilen die Größe von z eindeutig ist, stellt sich bei Spannbetonbauteilen mit zwei Zuggurten in unterschiedlicher Höhenlage die Frage nach dem korrekten Ansatz für z bei der Querkraftbemessung.

Anhand zweier Querkraftversuche an Einfeldträgern aus Spannbeton soll diese Problematik verdeutlicht werden. Im ersten Versuch wird das Spannglied vom Feldbereich zu den Auflagern hin hochgeführt. Der Träger enthält nur einen vernachlässigbar geringen Betonstahlanteil. Die Druckstreben stützen sich primär auf das Spannglied ab und ändern dort ihre Neigung. Dieses Verhalten lässt sich aus dem Rissbild in Bild 33 a) deutlich erkennen.

Beim zweiten Versuchsträger wird das Spannglied gerade geführt und liegt unten. Im Auflagerbereich wird es nur geringfügig zur Verankerung hochgeführt. Die Druckstreben stützen sich ebenfalls auf das Spannglied ab, dieses Tragverhalten wird aus dem Rissbild in Bild 33 b) deutlich. In diesem Fall ist aufgrund des über die gesamte Trägerlänge unten liegenden Spanngliedes der Hebelarm z für die Querkraftbemessung eindeutig.

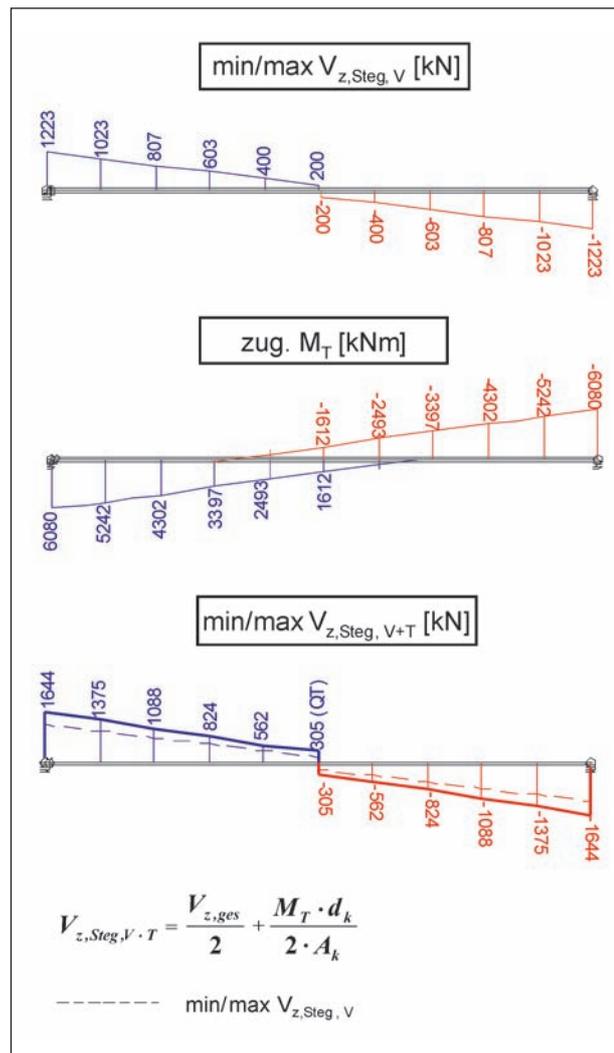


Bild 30: Nach klassischer Stabstatik ermittelte Schubkräfte in den Stegen

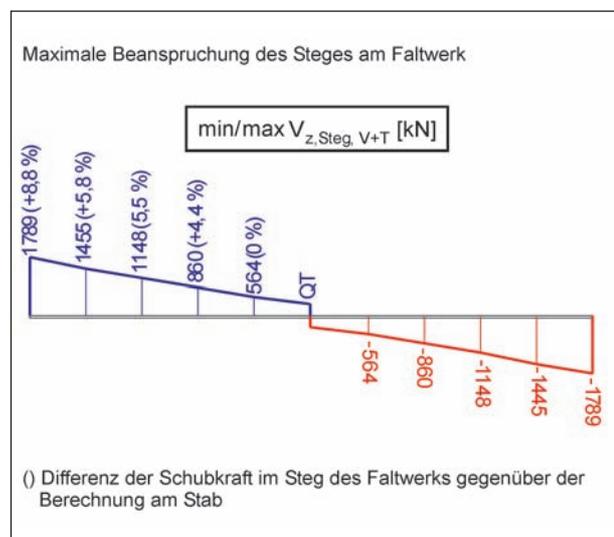


Bild 31: Vergleich der maximalen Schubbeanspruchung in Abhängigkeit von der Modellierung als Stabtragwerk oder Falzwerk

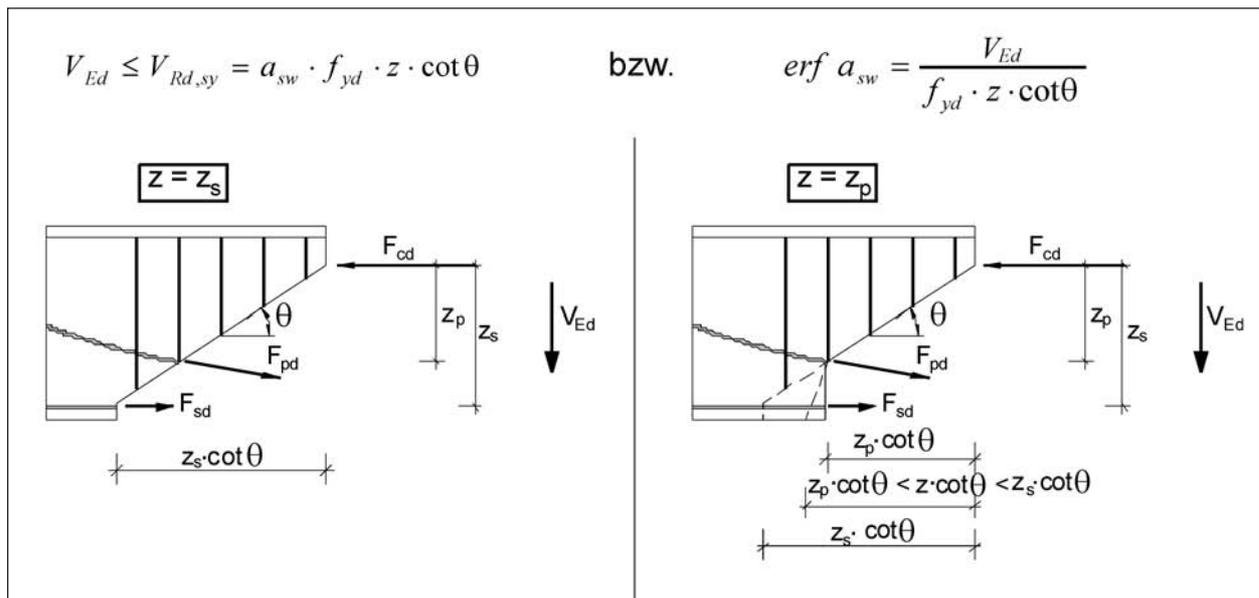


Bild 32: Problematik des inneren Hebelarms z bei 2 Zuggurten im Spannbeton

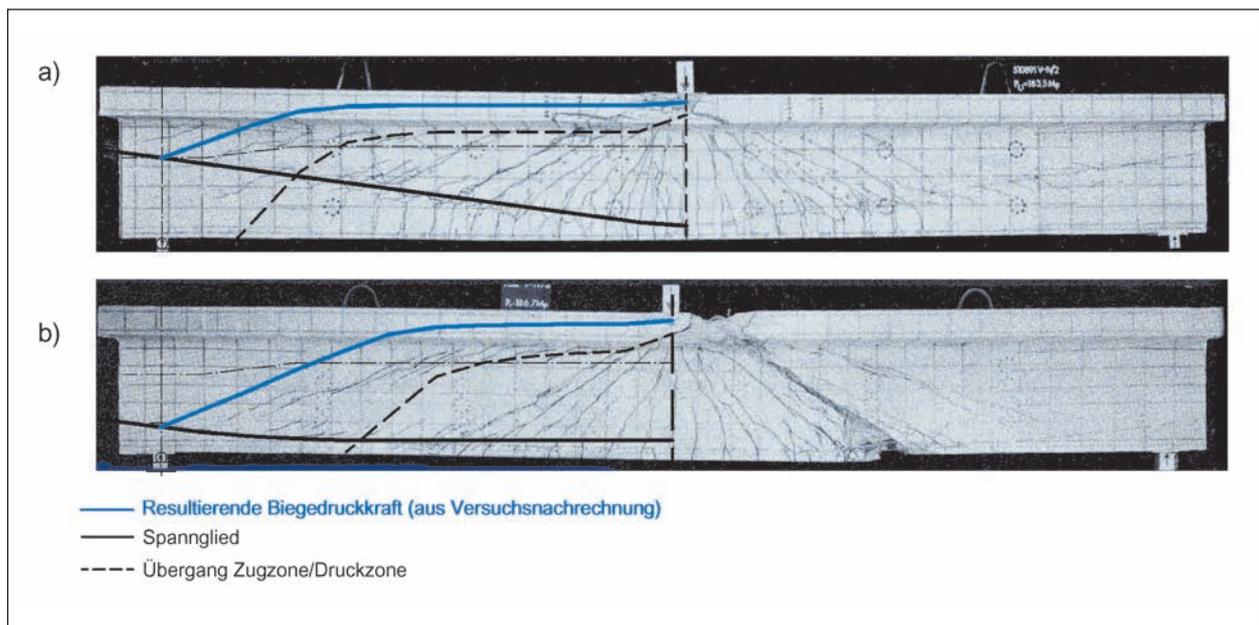


Bild 33: Schubversuche an Spannbetonträgern [32]

Dagegen stellt sich bei dem zuerst betrachteten Versuchsträger mit hochgezogenem Spannglied die Frage nach dem richtigen für die Querkraftbemessung anzusetzenden Hebelarm z . Bild 32 verdeutlicht anschaulich den großen Einfluss auf die maßgebende Länge $z \cdot \cot \theta$, von der die statisch erforderliche Querkraftbewehrung unmittelbar abhängig ist.

Die Darstellung in Bild 34 zeigt, dass sich die schrägen Druckstreben im allgemeinen Fall sowohl auf das Spannglied als auch auf das untere Zugband

aus Betonstahl horizontal abstützen. Die Druckstreben weisen dann in ihrem Verlauf zwei unterschiedliche Neigungen auf.

Die horizontale Abstützung der Betondruckstreben ist für den Anstieg der Zugkraft im Spannglied bzw. Betonstahl verantwortlich. Unter der Annahme, dass in den Momentennullpunkten bzw. am Endauflager die Vorspannkraft in ihrer Größe dem Wert $P_{m,t}$ entspricht, muss die Vorspannkraft bis hin zu den am höchsten beanspruchten Querschnitten in den Feld- bzw. Stütz-

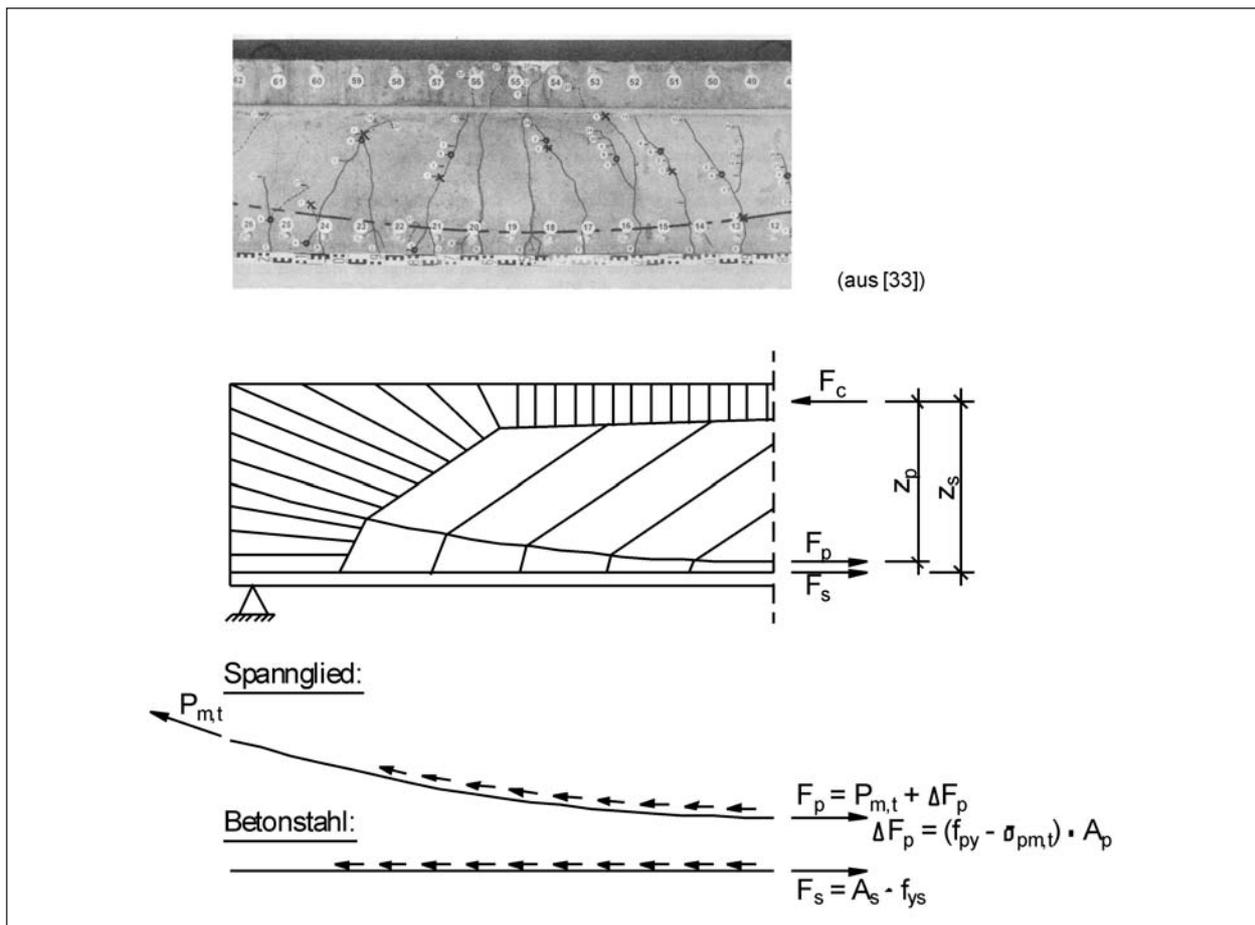


Bild 34: Fachwerkmodell eines Spannbetonbalkens mit zwei Zuggurten in unterschiedlicher Höhenlage am Endauflager

bereichen im Grenzzustand der Tragfähigkeit um den Betrag

$$\Delta F_p = (f_{py} - \sigma_{pm,t}) \cdot A_p$$

ansteigen, damit der Stahl ins Fließen kommt. Aus dieser Überlegung folgt, dass für die Ermittlung des Hebelarms z anstelle der gesamten vorhandenen Spannung f_{py} in den Spanngliedern lediglich der Zuwachs der Spannung ($f_{py} - \sigma_{pm,t}$) durch die sich horizontal abstützenden Druckstreben anzusetzen ist.

Der innere Hebelarm z kann aufgrund dieser Modellvorstellung bei der Querkraftbemessung wie folgt bestimmt werden:

$$z = \frac{F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p}{F_s + \Delta F_p}$$

Im Folgenden wird die statisch erforderliche Schubbemessung infolge Querkraft und Torsion beispielhaft für das Feld 2 der Lützelbachtalbrücke mit unterschiedlichen Ansätzen ermittelt.

In Bild 35 wurde die statisch erforderliche Schubbewehrung gemäß DIN-FB 102 unter Ansatz des inneren Hebelarms z für die jeweilige Dehnungsebene in den einzelnen Querschnitten aus der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt. Die Maximalwerte werden an der Stelle der Momentennullpunkte mit dem kleinsten inneren Hebelarm z aus der Biegebemessung erreicht.

Des Weiteren werden die Regelungen der DIN 4227:1988 [15] zum inneren Hebelarm z bei der Querkraftbemessung herangezogen. Nach Abschnitt 12.3.3 DIN 4227 darf bei Trägern mit konstanter Nutzhöhe d mit dem Hebelarm z , der sich an der Stelle des maximalen Momentes ergibt, im gesamten zugehörigen Querkraftbereich gerechnet werden. Bei Trägern mit geneigten Spanngliedern und damit stark veränderlicher Nutzhöhe darf der Hebelarm z gemäß Abschnitt 14.3, Absatz 3, DIN 4227:1988 [15] auf die schlaffe Zuggbewehrung bezogen werden, sofern diese für eine Zugkraft $Z_u \geq 0,5 Q_u$ bemessen wird.

Bei Anwendung dieser Regelung können die Spitzenwerte der erforderlichen Querkraftbewehrung insbesondere im Bereich der Momentennullpunkte mit kleinem Hebelarm z deutlich reduziert werden, wie Bild 36 zeigt.

Zur Überprüfung dieser Regelung für die Anwendung auf die Talbrücke Lützelbach werden die Dehnungsebenen im Zustand II für die zugehörige Momentenverteilung infolge der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraft im Abstand d

vom Auflagerstand der ersten Stützenachse im Feld 1 ermittelt (Bild 37, Bild 38). Daraus resultiert zusätzlich der bogenförmige Verlauf der Biegedruckkraft als Resultierende der Biegedruckspannungen im Beton. Die Bereiche, in denen der innere Hebelarm aus der Biegebemessung besonders klein wird, sind voll überdrückt. Die Druckstreben müssen sich daher nicht horizontal auf das Spannglied abstützen, weil die Zugkraft im Spannglied im überdrückten Bereich nicht ansteigt. Daher ist die Annahme des konstanten inneren Hebelarms aus der

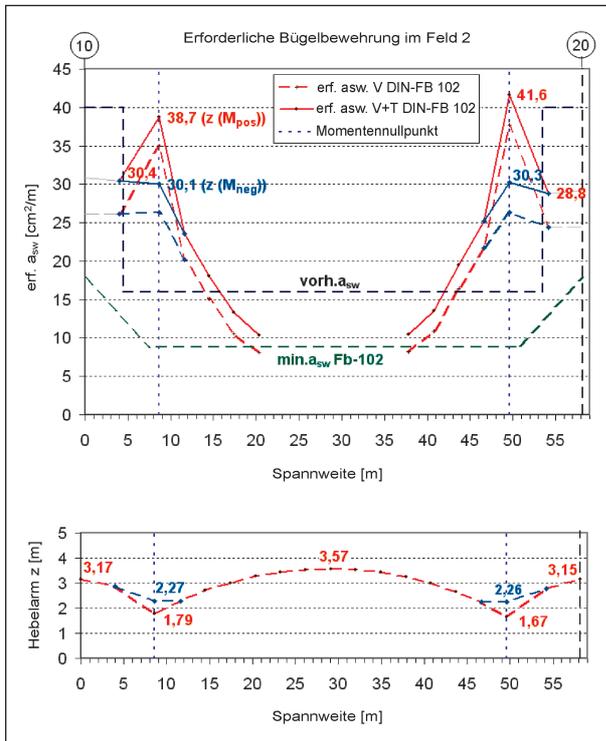


Bild 35: Erf. a_{sw} bei Ansatz des inneren Hebelarms z im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter positiv und negativ wirkendem M_{Rd} im Momentennullpunkt

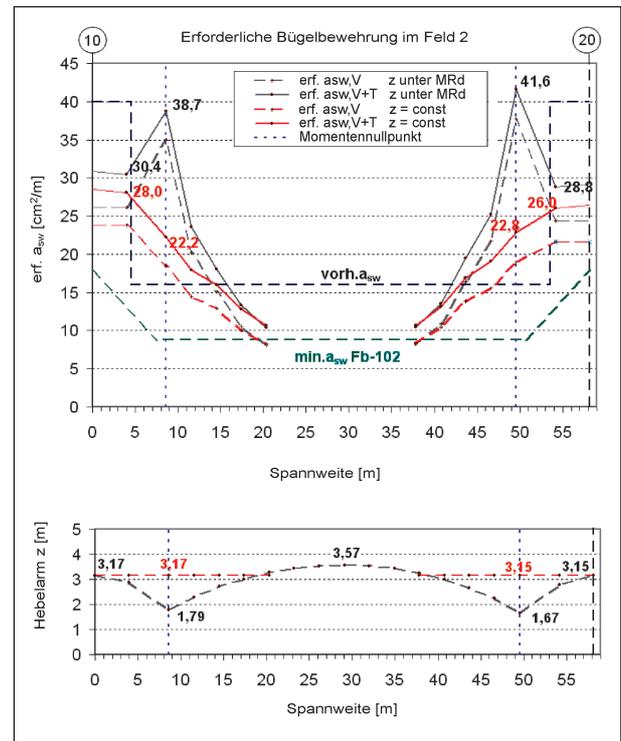


Bild 36: Erf. a_{sw} unter Ansatz eines konstanten inneren Hebelarms z für den V_{Ed} -Bereich entsprechend DIN 4227

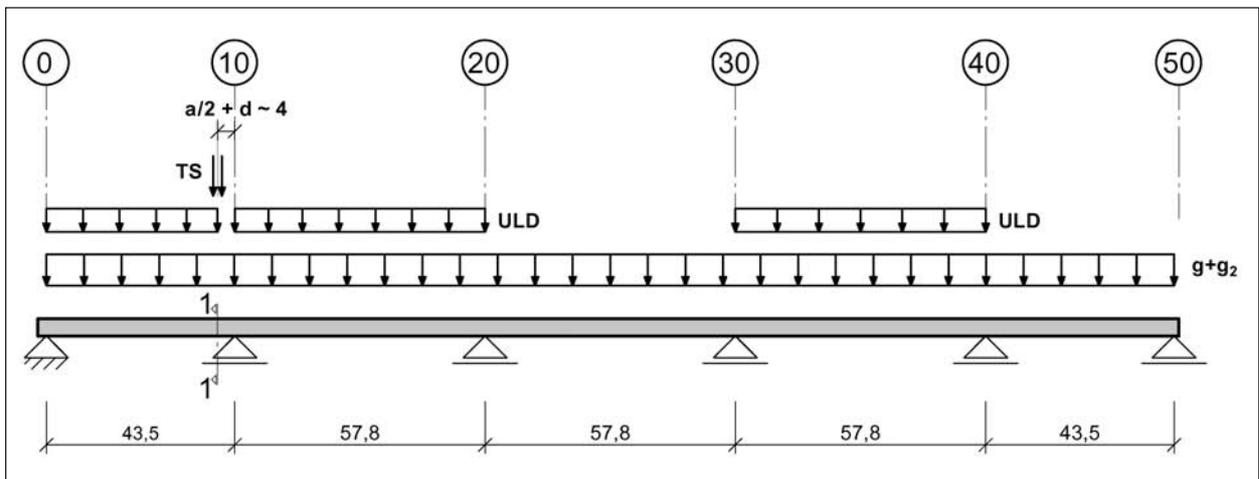


Bild 37: Laststellung für die maximale Querkraft im Schnitt 1-1

Biegebemessung an der Stelle des maximalen Momentes für den ganzen Querkraftbereich gerechtfertigt, obwohl die schlaife Bewehrung für eine Zugkraft $Z_u \geq 0,5 Q_u$ bereichsweise nicht vorhanden ist. In den Bereichen, die in den Zustand II kommen und in denen die Kräfte in den Spanngliedern ansteigen, stützen sich dagegen die Druckstreben horizontal auf die Spannglieder ab.

Verdeutlicht wird dieser Zusammenhang durch die Betrachtung des Spannungszuwachses in den Spanngliedern (Bild 38). In den voll überdrückten Bereichen ist kein Spannungszuwachs in den Spanngliedern gegeben. Die Druckstreben müssen sich also in diesen Bereichen nicht horizontal auf die Spannglieder abstützen, sondern können ohne Neigungswechsel über die gesamte Querschnittshöhe durchlaufen. In den Feld- und Stützbereichen, die sich im gerissenen Zustand II befinden, stützen sich dagegen die Druckstreben horizontal auf die Spannglieder ab. In diesen Bereichen wachsen die Spannungen in den Spanngliedern an, allerdings liegen die Spannglieder dort nahe am Querschnittsrand und es ergeben sich somit entsprechend große Werte für den Hebelarm z .

Ein weiterer Traganteil ist in der Vertikalkomponente der geneigten Biegedruckkraft zu sehen. Um diesen Traganteil sicher zu erfassen sind jedoch weitere Untersuchungen notwendig. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Nachfolgend wird die Schubbemessung unter Anwendung verschiedener Vorgaben des Entwurfs

der Nachrechnungsrichtlinie [25] sowie mit dem Ansatz eines konstanten Hebelarms z im betrachteten Querkraftbereich durchgeführt.

Folgende Modifikationen werden vorgenommen:

- Abminderung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Eigenlasten des Bauwerks auf $\gamma_G = 1,2$ in Verbindung mit einer genauen Ermittlung der Eigenlasten gemäß [25].

Der Einfluss des reduzierten Teilsicherheitsbeiwertes auf die erforderliche Schubbewehrung geht aus Bild 39 hervor.

- Abminderung des Druckstrebenwinkels in Anlehnung an DIN 4227:1988

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \leq 2,5$$

Die Auswirkungen sind in Bild 40 dargestellt.

- Ansatz eines konstanten inneren Hebelarms im betrachteten Querkraftbereich.
- Abminderung des Druckstrebenwinkels für den Nachweis der Torsionsbügel auf $\theta = 30^\circ$ gemäß [25].

Bei Anwendung aller oben genannten Modifikationen ergibt sich die in Bild 42 dargestellte erforderliche Schubbewehrung für Querkraft und Torsion. Es gelingt damit, die anfangs großen Überschreitungen fast vollständig zu reduzieren.

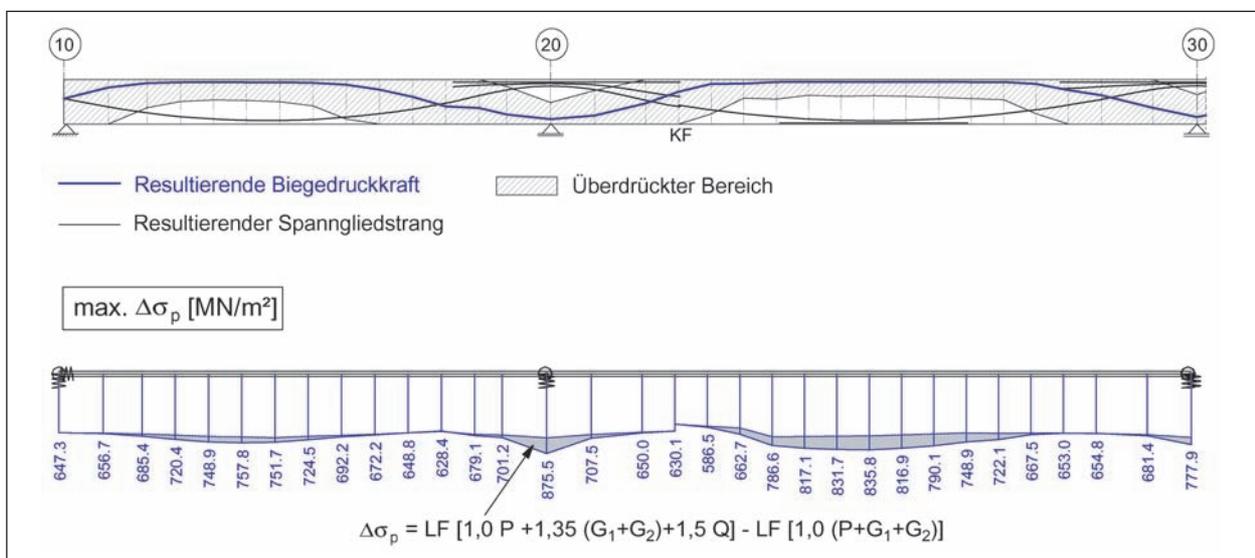


Bild 38: Druckbogen infolge der unterschiedlichen Höhenlage der resultierenden Biegedruckkraft aus der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung im Schnitt 1-1 und zugehörige Spannungen im Spannstahl

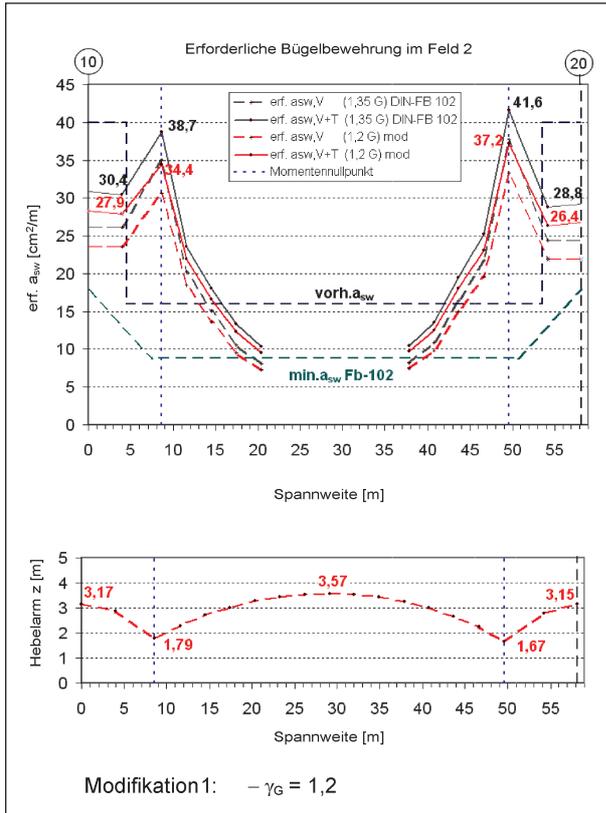


Bild 39: Erforderliche Bügelbewehrung (Mod. 1)

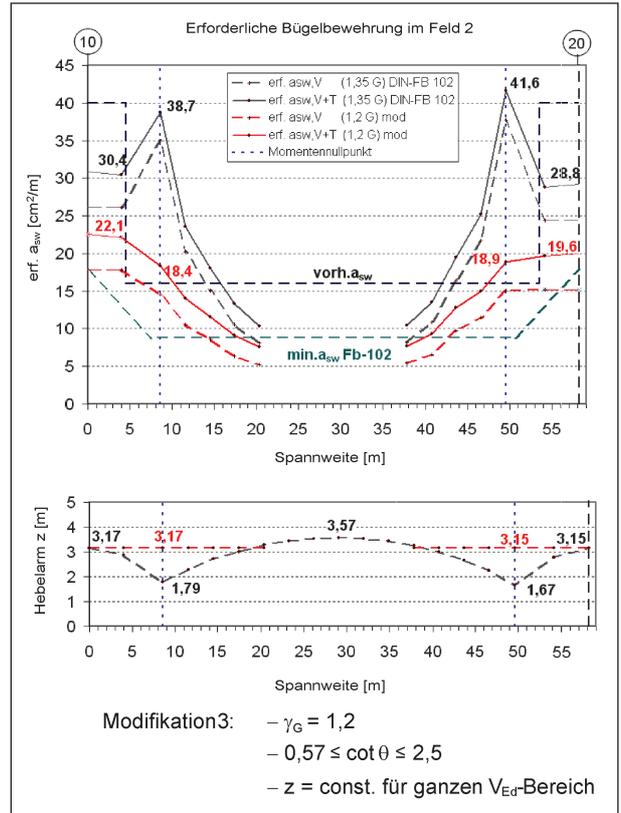


Bild 41: Erforderliche Bügelbewehrung (Mod. 3)

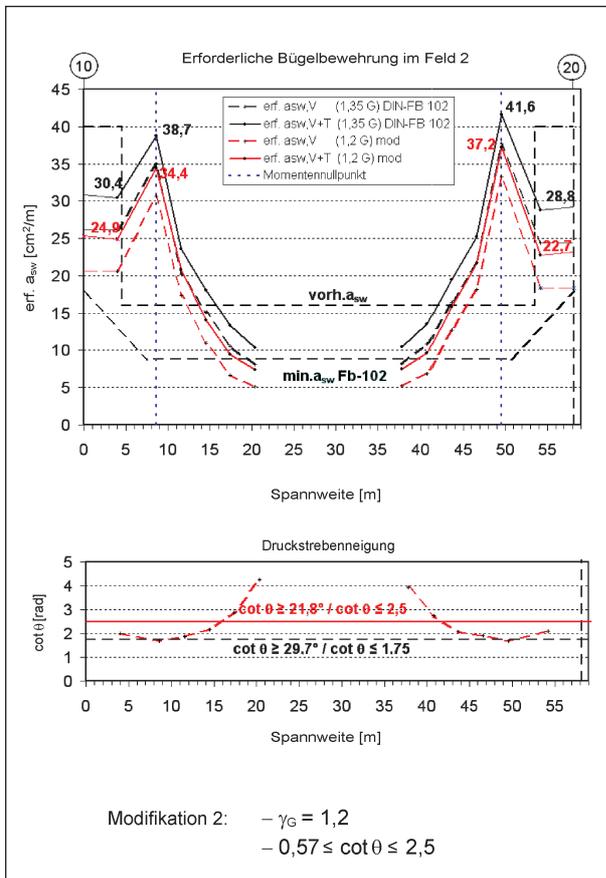


Bild 40: Erforderliche Bügelbewehrung (Mod. 2)

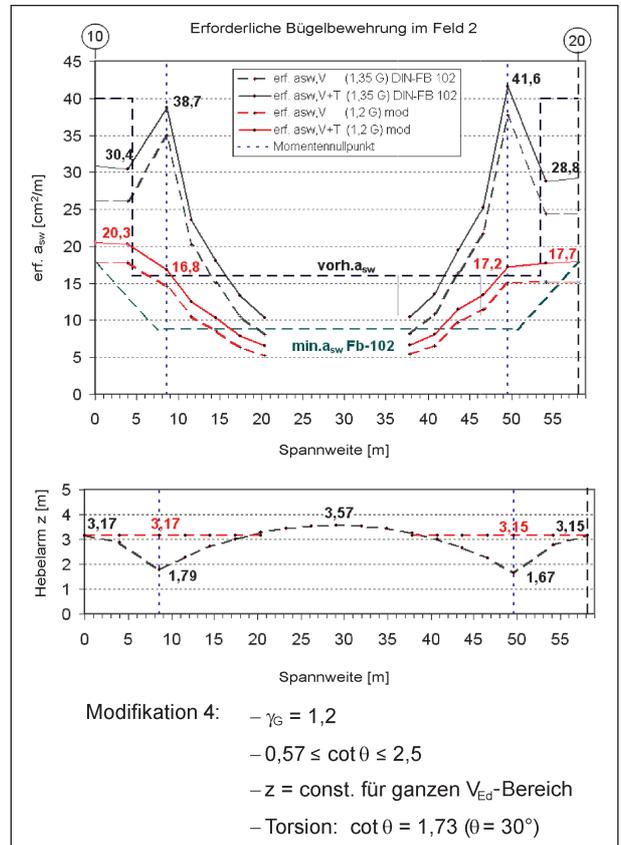


Bild 42: Erf. a_{sw} unter Beachtung der Vorgaben der Nachrechnungsrichtlinie und Ansatz eines konstanten inneren Hebelarms z

Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung wird der Hebelarm z deshalb in dem Bereich zwischen Schnitt 4-4 und der Feldmitte aus der Biegebemessung für M_{Rd} angesetzt

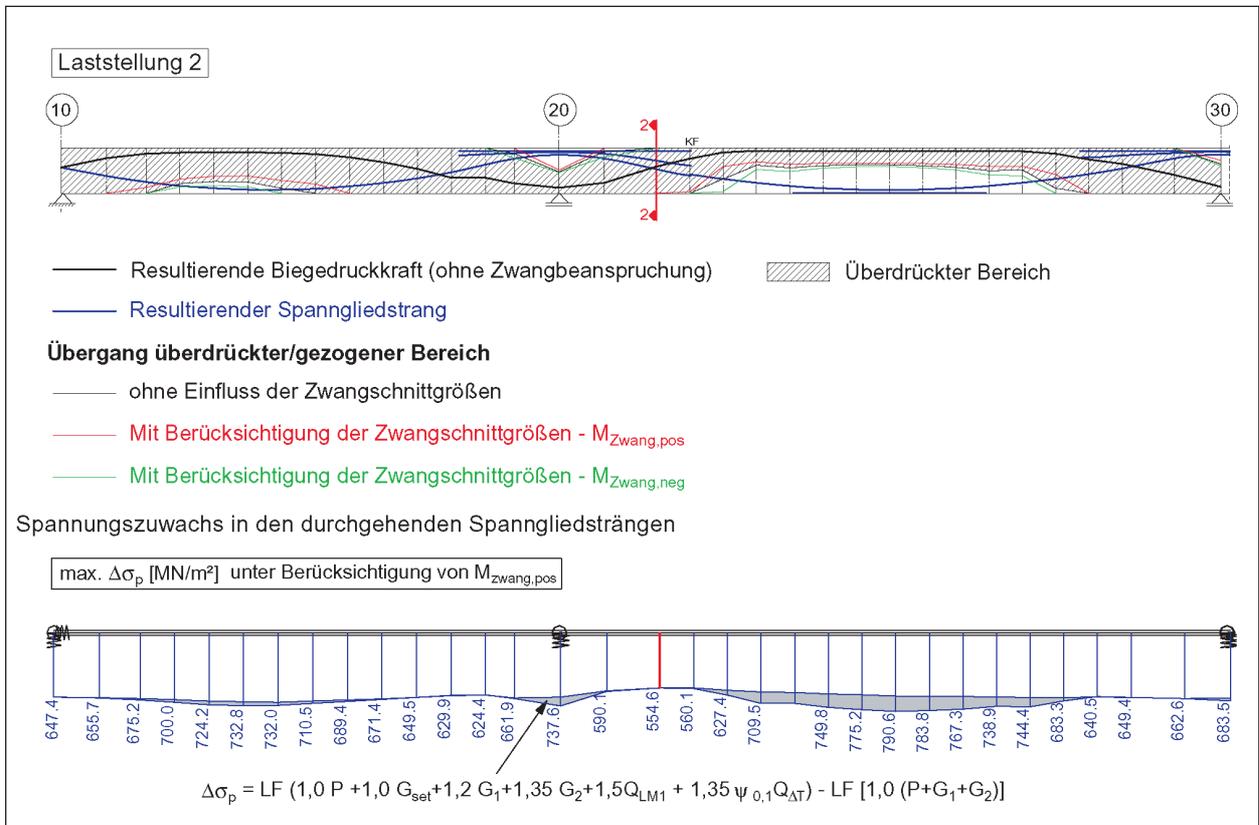


Bild 44: Überdrückte Bereiche infolge der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung im Schnitt 2-2 unter Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen

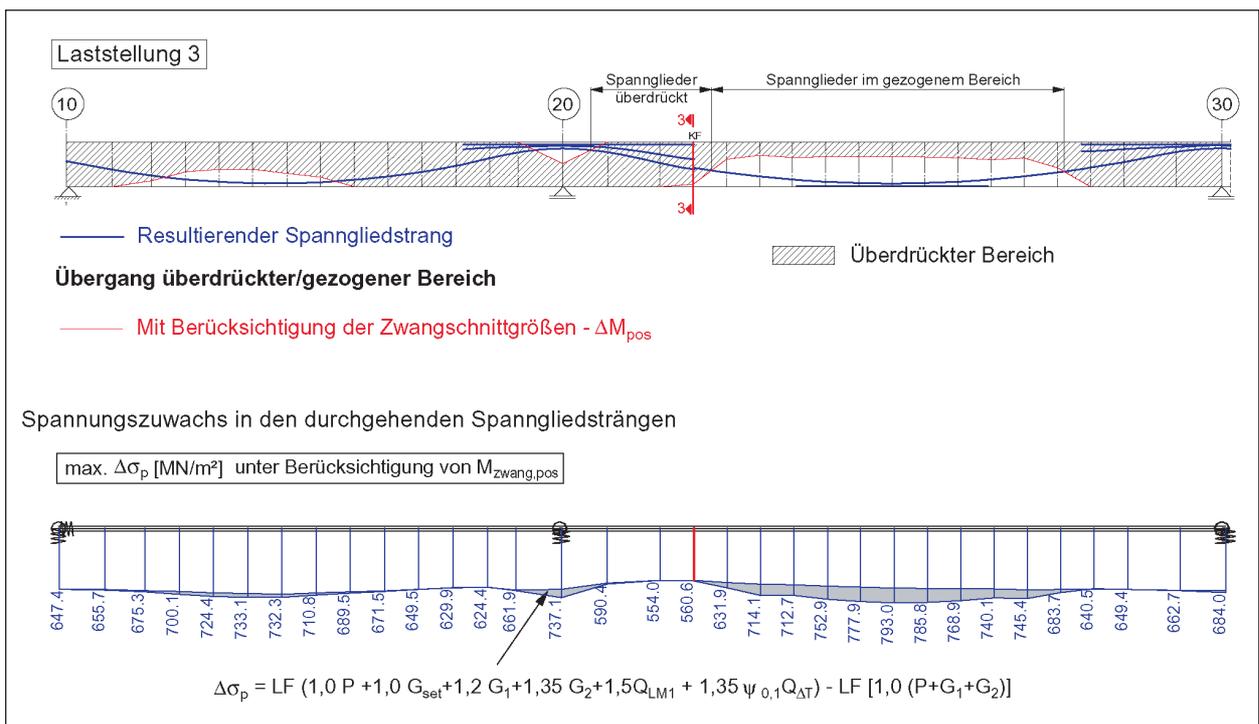


Bild 45: Überdrückte Bereiche infolge der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung im Schnitt 3-3 unter Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen ($M_{Zwang,pos}$)

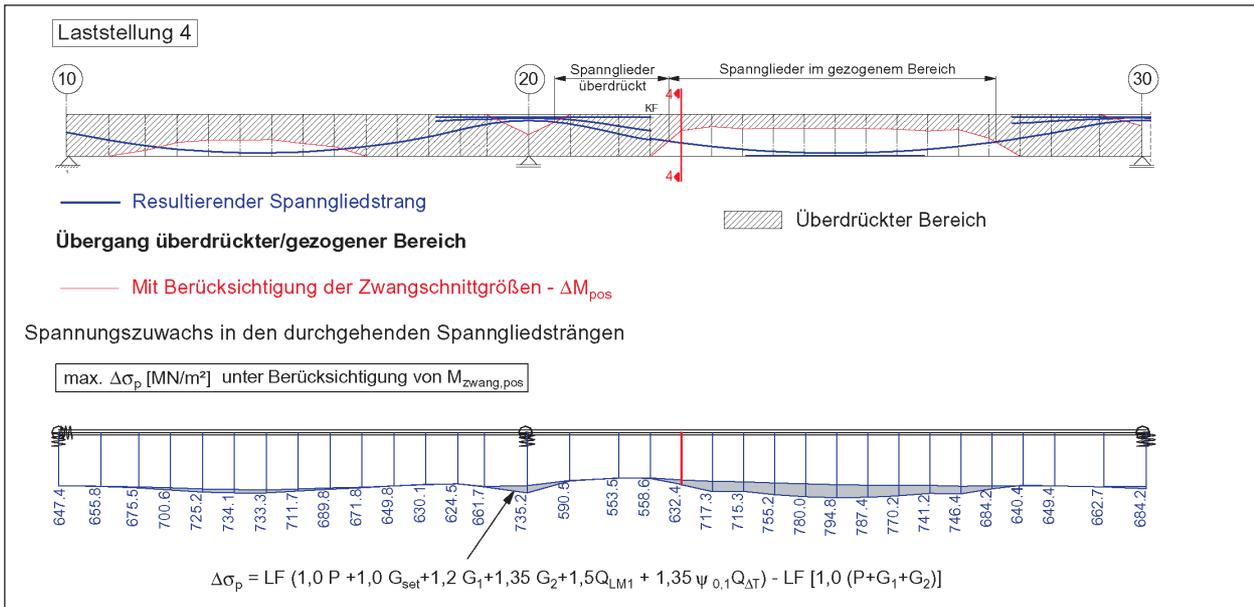


Bild 46: Überdrückte Bereiche infolge der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung im Schnitt 4-4 unter Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen ($M_{Zwang\ pos}$)

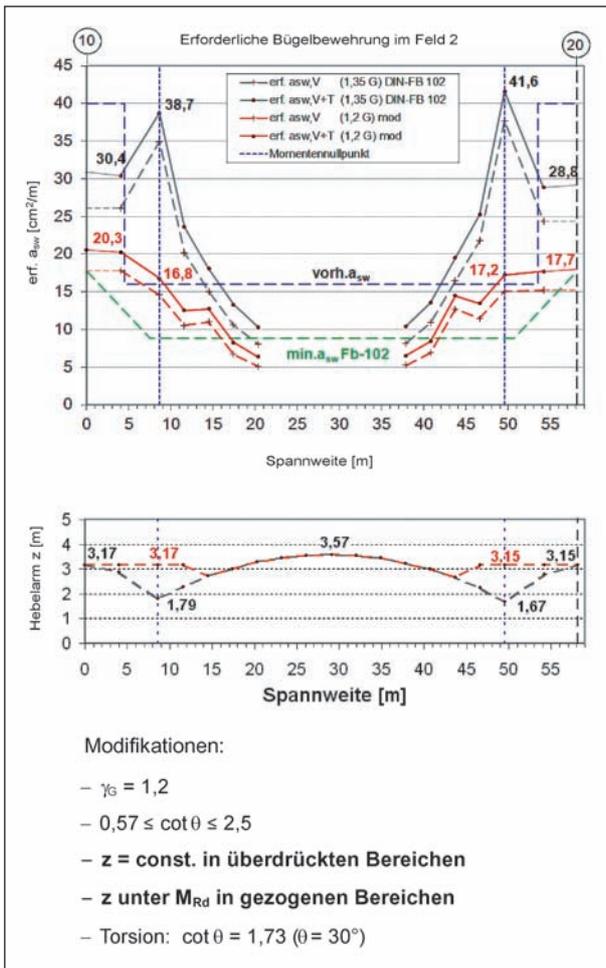


Bild 47: Erf. a_{sw} unter Beachtung der Vorgaben der Nachrechnungsrichtlinie und Ansatz eines konstanten inneren Hebelarms z in überdrückten Bereichen und Ansatz des inneren Hebelarms z unter M_{Rd} in unter Zug stehenden bzw. gerissenen Querschnittsbereichen

(Bild 47). Die Anpassung des Hebelarms führt in diesem weniger querkraftbeanspruchten Bereich zu einem geringen Anstieg der erforderlichen Querkraftbewehrung.

Auswirkung einer Verstärkung mit externen Spanngliedern

In der Regel werden die für die BKL 60 bemessenen Brücken auf das LM1 bzw. BKL 60/30 im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit und die Ermüdung in den Koppelfugen mit externer Vorspannung verstärkt. Durch die zusätzliche Vorspannung werden einige unter Zug stehende Querschnittsbereiche überdrückt. Die Lützelbachtalbrücke soll entsprechend [3] mit 4 zentrisch geführten Spanngliedern mit jeweils 3.000 kN verstärkt werden. Mit dieser Verstärkungsmaßnahme sollen die Spannungsschwingbreiten in den Koppelfugen auf das zulässige Maß begrenzt werden. Eine höhere Vorspannung zur Begrenzung der Betonzugspannungen ist gemäß [3] nicht möglich.

Die sich unter Ansatz der externen Vorspannung einstellenden überdrückten Bereiche sind in Bild 48 dargestellt.

Der Schnitt 4-4 ist größtenteils überdrückt, im Bereich der Bodenplatte treten geringe Längszugspannungen $\max \sigma_x = 0,39 \text{ MN/m}^2$ auf. Die maximale Hauptzugspannung im Schnitt 4-4 liegt für diese Laststellung bei $\sigma_1 = 1,1 \text{ MN/m}^2$.

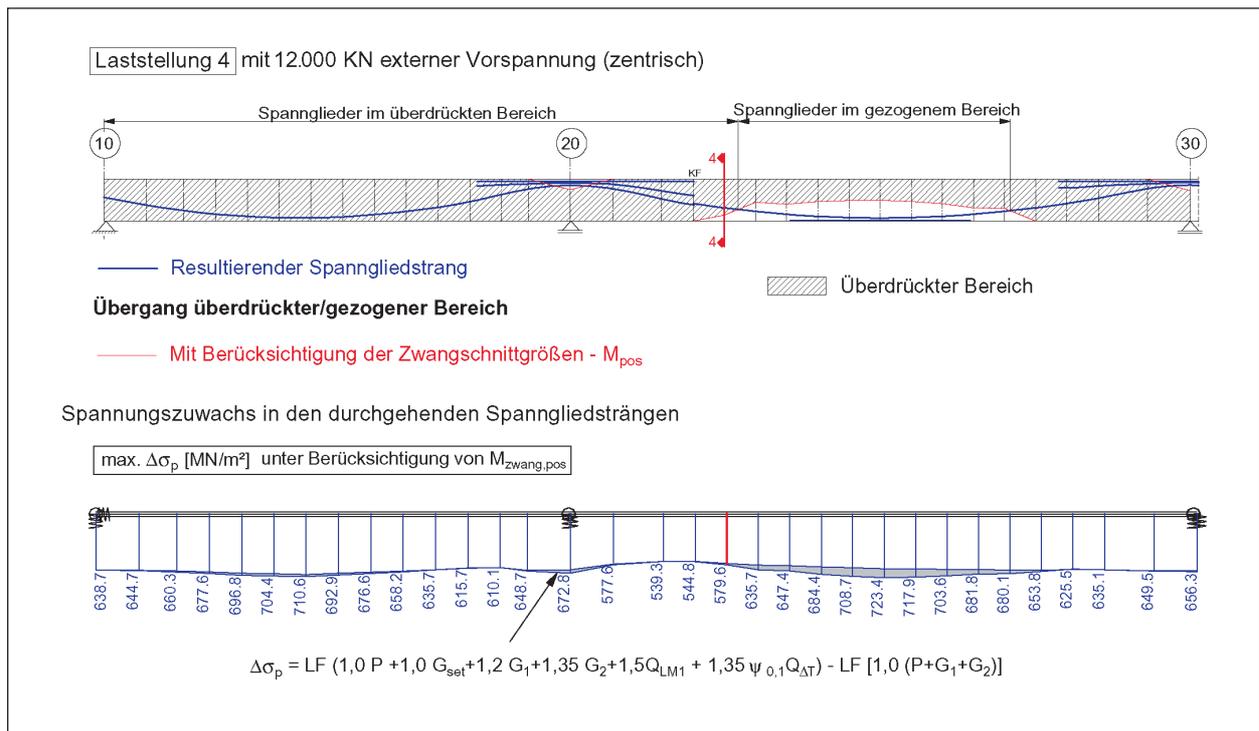


Bild 48: Überdrückte Bereiche infolge der maßgebenden Laststellung für die maximale Querkraftbeanspruchung im Schnitt 4-4 unter Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen ($M_{\text{Zwang, pos}}$) und einer Verstärkung durch externe Vorspannung

Die nachträgliche Verstärkung mit externer Vorspannung wirkt sich günstig aus, da für die Spannglieder die überdrückten Bereiche zunehmen.

3.7.2.3 Schubanschluss zwischen Bodenplatte und Steg an den Innenstützen

Ein weiteres Defizit hinsichtlich der Tragfähigkeit besteht beim Schubanschluss durch Querbewehrung zwischen Bodenplatte und Steg in den Stützbereichen. Bei Ausnutzung der günstigen Wirkung der Längsdruckspannungen kann der Nachweis mit einer günstigeren Druckstrebenneigung von $\theta = 30^\circ$ anstelle von $\theta = 40^\circ$ geführt werden. Hierdurch erstreckt sich das Defizit bei der Anschlussbewehrung nur noch auf einen Bereich von jeweils 4 m beidseits der Stützenachsen.

3.7.2.4 Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen

In den Koppelfugen kann der Ermüdungsnachweis nach DIN-FB 102 für das Ermüdungslastmodell 3 entsprechend DIN-FB 101 nicht geführt werden (Tabelle 4).

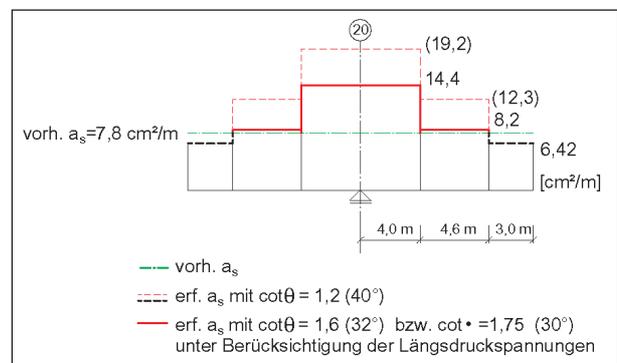


Bild 49: Erforderliche Querbewehrung für den Schubanschluss zwischen Bodenplatte und Steg im Stützbereich

Zusätzlich wurde der Ermüdungsnachweis für die BKL 60/30 nach der Handlungsanweisung der BASt [22] (Stufe II) geführt. Auch hierfür sind die zulässigen Spannungsschwingbreiten nicht eingehalten (Tabelle 5). Für eine weitere Untersuchung nach Stufe III muss das Grundmoment z. B. durch Messungen genau ermittelt werden. Zur Abschätzung, ob mit einem am Bauwerk gemessenen Grundmoment der Nachweis möglicherweise erfüllt werden kann, wurde eine Berechnung nach Stufe III mit einem rechnerischen Grundmoment durchgeführt. Die Spannungsschwingbreiten sind jedoch sowohl bei Ansatz der vollen Vorspannungswirkung ($1,0 P$) als auch bei einem ungünstigem Ansatz ($0,7 P$) nicht

		KF 1	KF 2	KF 3	KF 4	zul. $\Delta\sigma_{p, \text{equ}}$
max $\Delta\sigma_{p, \text{equ}}$	[MN/m ²]	171	123	120	9	70

Tab. 4: Nachweis gegen Ermüdung nach DIN-FB 102 für das Ermüdungslastmodell 3

0,7 P		KF 1	KF 2	KF 3	KF 4	zul. $\Delta\sigma_p$
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 7 K$	[MN/m ²]	89	110	115	123	70
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 12 K$	[MN/m ²]	91	119	124	133	100
1,0 P		KF 1	KF 2	KF 3	KF 4	zul. $\Delta\sigma_p$
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 7 K$	[MN/m ²]	83	93	96	105	70
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 12 K$	[MN/m ²]	90	116	122	131	100

Tab. 5: Nachweis gegen Ermüdung nach Handlungsanweisung BASt, Stufe II

$M_{0, \text{cal}} = M_{Gk1} + M_{Gk2} + M_{Gk, \text{SET}} + r_{\text{sup}} \cdot M_{\text{cp, ind, t}=\infty} + M_{\Delta T}$						
0,7 P		KF 1	KF 2	KF 3	KF 4	zul. $\Delta\sigma_p$
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 7 K$	[MN/m ²]	90	118	118	83	70
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 12 K$	[MN/m ²]	90	119	119	131	100
1,0 P		KF 1	KF 2	KF 3	KF 4	zul. $\Delta\sigma_p$
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 7 K$	[MN/m ²]	86	68	68	9	70
max $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T} = 12 K$	[MN/m ²]	90	112	112	72	100

Tab. 6: Nachweis gegen Ermüdung nach Handlungsanweisung BASt Stufe III

eingehalten (Tabelle 6). Deshalb ist im vorliegenden Fall aus einer genauen Messung nur dann ein entscheidender Vorteil zu erwarten, wenn sich etwa vorhandene Schnittgrößenumlagerungen günstig auswirken.

3.7.3 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Längsrichtung festgestellt werden:

Begrenzung der Spannungen und Dekompression (DIN-FB 102)

- Der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen EWK zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ ist nicht eingehalten, allerdings wird nicht der 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit überschritten.

- Die zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen und quasi-ständigen EWK sind eingehalten.
- Die zulässigen Betonstahlspannungen unter der nicht-häufigen EWK sind eingehalten.
- Die zulässigen Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen EWK sind eingehalten.

Mindestbewehrung und Begrenzung der Rissbreiten (DIN-FB 102)

- Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung:
 - nicht vorhanden,
 - bei der direkten Berechnung der Rissbreite unter der häufigen EWK ergeben sich Rissbreiten $w < 0,2$ mm.
- Am Bauwerk gemessene Rissbreiten (Koppelfugenbereiche ausgenommen):
 - $w = 0,1-0,15$ mm (Bodenplatte + Stege im Feldbereich),
 - $w = 0,2$ bzw. $0,3$ mm (einzelne Risse in den Kragplatten),
 - in der Fahrbahnplatte wurden keine Risse festgestellt.
- Gemessene Rissbreiten im Bereich der Koppelfugen:
 - $w = 0,1-0,6$ mm.

Zusammenfassend kann für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Längsrichtung festgestellt werden:

Biegung mit Längskraft (DIN-FB 102)

- Die Nachweise sind in den Stütz- und Feldbereichen eingehalten

Querkraft und Torsion (DIN-FB 102)

- Vorhandene Bewehrung für Querkraft und Torsion ist in Teilbereichen der Stege je nach Berechnungsannahmen deutlich bzw. etwas unterdimensioniert.
- Schubanschluss zwischen Bodenplatte und Steg ist in den Stützbereichen je nach ange-

setzter Druckstrebenneigung mehr oder weniger unterdimensioniert.

der Bestandsstatik sind in Bild 52 bis Bild 54 enthalten.

Ermüdungsnachweis in den Koppelfugen

- Untersuchung nach DIN FB 102 für LM 3:
 - zulässige Schwingbreiten der Spannstähle an den Koppelfugen 1-3 sind nicht eingehalten.
 - Der Nachweis ist aufgrund des geringen Grundmomentes in der KF 4 eingehalten.
 - Untersuchung für BKL 60/30 nach Handlungsanweisung BAST Stufe II:
 - zulässige Schwingbreiten der Spannstähle an den Koppelfugen sind für BKL 60/30 nicht eingehalten.
- Untersuchung für BKL 60/30 nach Handlungsanweisung BAST Stufe III unter Ansatz eines rechnerischen Grundmomentes:
 - zulässige Spannungsschwingbreiten in den Koppelfugen sind auch bei vollem Ansatz der Vorspannwirkung überschritten.

3.8 Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Querrichtung

3.8.1 Grundlagen

Für die Untersuchung des Bauwerks in Querrichtung wurde ein Feld der Brücke als räumliches Faltwerk mit Schalenelementen modelliert (Bild 50).

Die Angaben zur Quervorspannung enthält das Bild 51.

Die auf dieser Grundlage ermittelten Schnittgrößen in Querrichtung sowie deren Vergleich mit

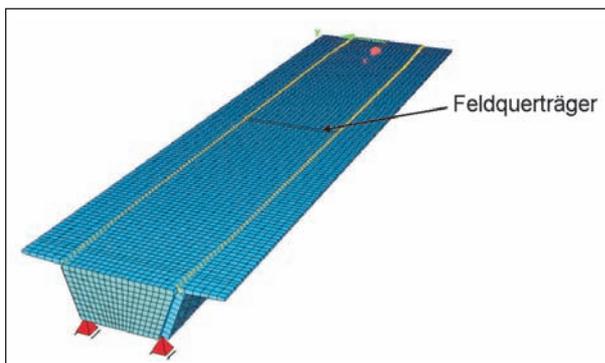


Bild 50: Modellierung für die Untersuchung in Querrichtung



Bild 51: Vorspannung-Querrichtung

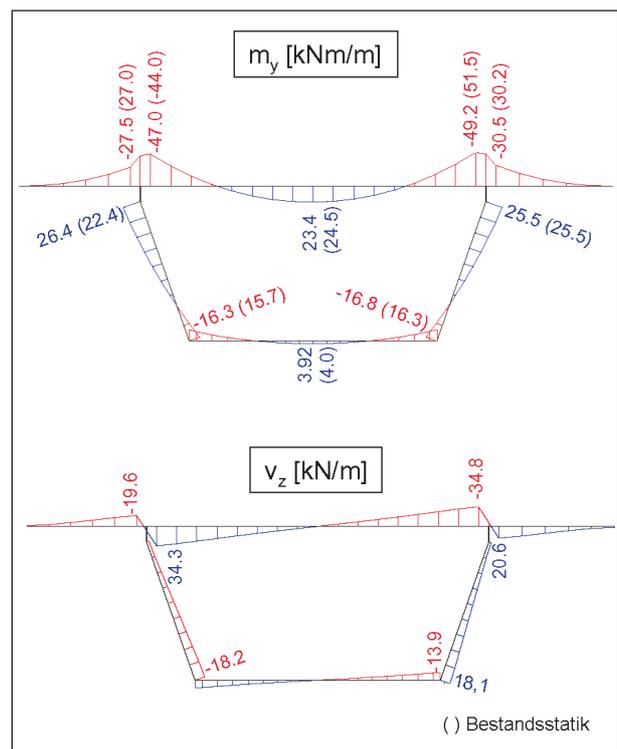


Bild 52: Schnittgrößen infolge Eigenlast ($x = l/4$)

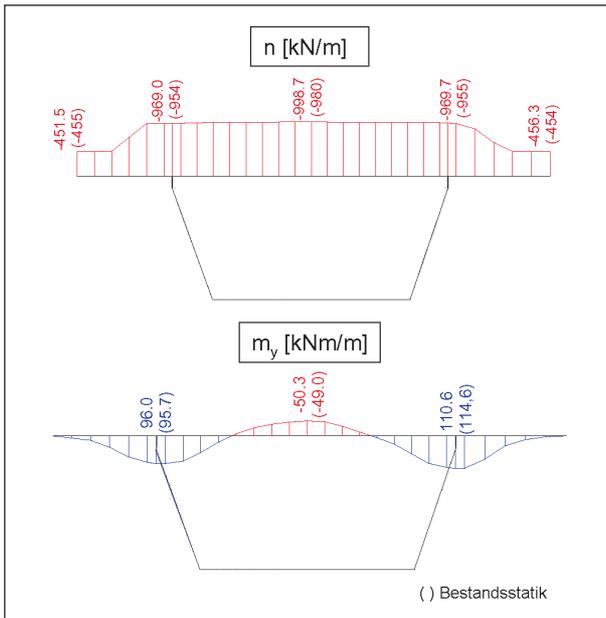


Bild 53: Schnittgrößen infolge Quervorspannung der Fahrbahnplatte ($x = l/4$)

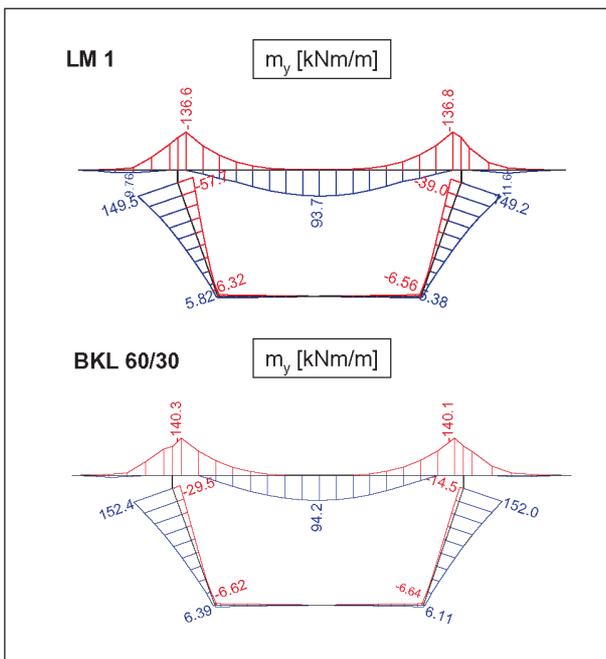


Bild 54: Schnittgrößen infolge Verkehrslasten ($x = l/4$)

Eine wirklichkeitsnahe Modellierung und Berechnung als Falwerk führten zu deutlich kleineren Biegemomenten in Querrichtung gegenüber einer Berechnung am ebenen Rahmensystem [2].

Im Bild 55 ist der entsprechende Schnittgrößenvergleich für die Verkehrslasten der BKL 60/30 zwischen einer vereinfachten Berechnung am ebenen Rahmen, entsprechend einer bereits vorhandenen Nachrechnung [2], und einer realistischen Berechnung am räumlichen Falwerk dargestellt.

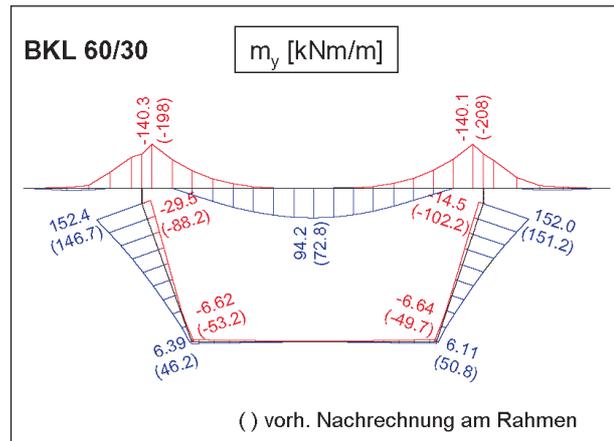


Bild 55: Schnittgrößenvergleich für BKL 60/30 am räumlichen Falwerk ($x = l/4$) mit vorh. Nachrechnung am ebenen Rahmen

3.8.2 Nachweise im GZG

Die Spannungsnachweise sind unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination eingehalten. Der Dekompressionsnachweis ist nicht erfüllt. Dabei belaufen sich die Überschreitungen auf max. $0,9 \text{ MN/m}^2$ und liegen deutlich unter dem 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit (Bild 56).

Die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung ist sowohl in der vorgespannten Fahrbahnplatte als auch in der Bodenplatte und den Stegen vorhanden.

3.8.3 Nachweise im GZT

Für Biegung mit Längskraft sind die Nachweise für die Fahrbahnplatte eingehalten.

Unter Berücksichtigung der Abminderung der auflagenahen Einzellasten sind die Querkraftnachweise in der Fahrbahnplatte ebenfalls erfüllt.

Die obere Querbewehrung im Anschnitt der Bodenplatte zum Steg ist infolge Querbiegung teilweise unterdimensioniert (Bild 57). In den Bereichen 4 m beidseits der Stützenachsen wird die sich aus dem Nachweis des Anschlusses der Längsschubkraft ergebende Bewehrung entsprechend Kapitel 3.7.2.3 maßgebend (Bild 57 b).

In den anschließenden Feldbereichen ist die Längsschubbewehrung allerdings ausreichend (Bild 49) und das Tragfähigkeitsdefizit beschränkt sich auf die nicht ausreichende obere Querbiegebewehrung. Hierbei handelt es sich um ein lokales Bewehrungsdefizit. Statisch unbestimmte Tragwerke weisen Systemreserven auf. Dies gilt insbesondere für

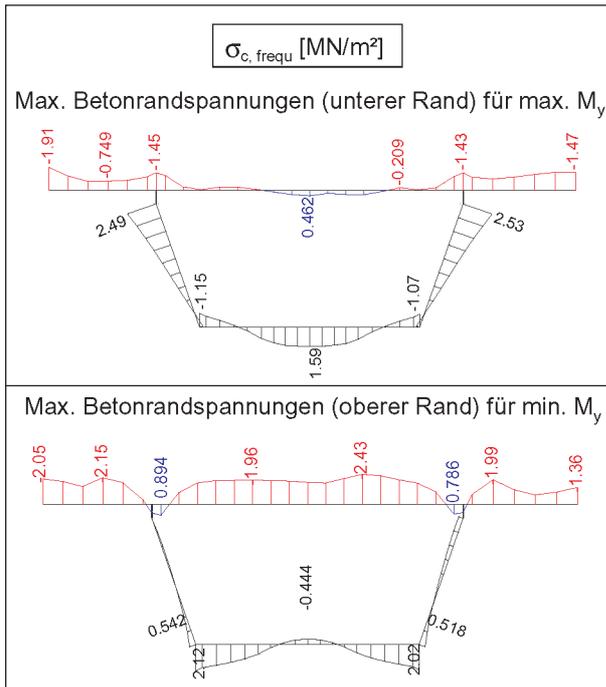


Bild 56: Nachweis der Dekompression

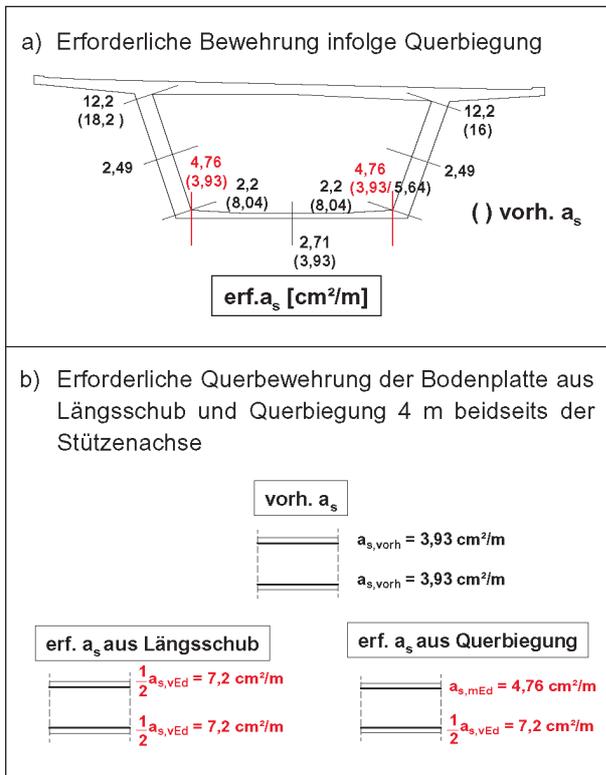


Bild 57: Erforderliche Querbewehrung aus der Bemessung nach DIN-FB 102 ohne Schnittgrößenumlagerung

Spannbetonbrücken aufgrund ihres monolithischen Charakters. Ist lokal die Querschnittstragfähigkeit erreicht, können die Schnittgrößen in weniger beanspruchte Bereiche umgelagert werden.

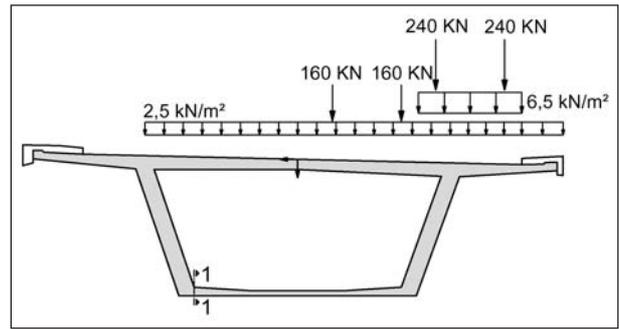


Bild 58: Maßgebende Laststellung für minimales Moment im Schnitt 1-1 infolge LM 1

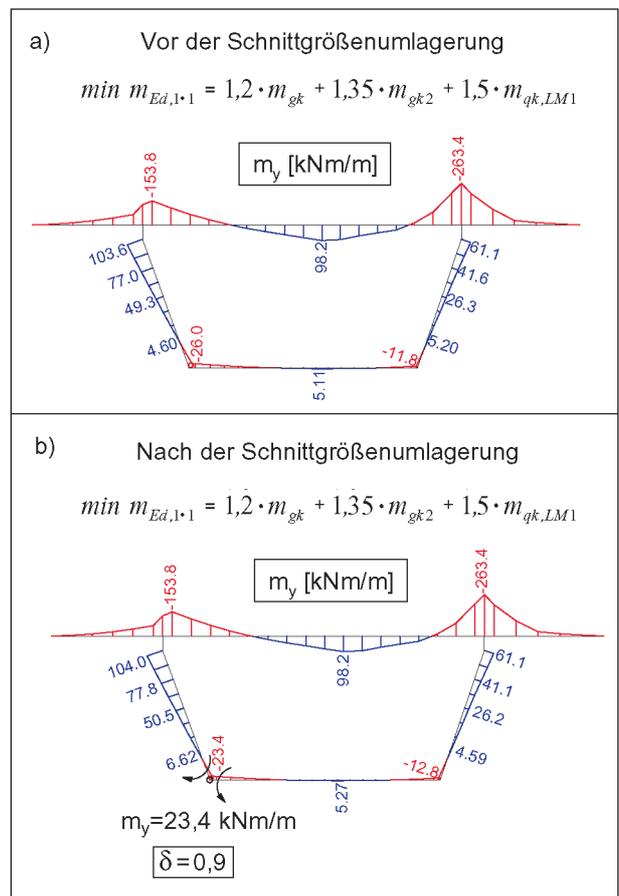


Bild 59: Momentenverlauf unter der maßgebenden Lastfallkombination im GZT im Schnitt 1-1 (x = l/4)
 a) ohne Berücksichtigung einer Schnittgrößenumlagerung
 b) mit Ansatz einer Schnittgrößenumlagerung von 10 %

Die maximale Umlagerung in den Eckknoten unverschieblicher Rahmenecken wird durch den DIN-FB 102 konservativ auf maximal 10 % begrenzt. Für den Nachweis der Querbiegebewehrung im Anschnitt zwischen Bodenplatte und Steg wird unter der maßgebenden Lastfallkombination (Bild 58, Bild 59 b)) die Momentenumlagerung entsprechend vorgenommen. Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt linear-elastisch. Dabei wird im unterdimensionierten Bereich

(Schnitt 1-1) ein Fließgelenk vorgegeben mit $m_y = 23,4 \text{ kNm/m}$ (Bild 59 b)). Die Momente steigen dadurch im Bereich des angrenzenden Steges und in der Bodenplatte geringfügig an, können jedoch durch die vorhandene Bewehrung ohne weiteres abgedeckt werden. Der Nachweis der Querbiegung im Schnitt 1-1 kann für das durch die Umlagerung reduzierte Anschnittmoment unter Ansatz der Betonstahlkennlinie mit Verfestigung ebenfalls erbracht werden.

brücke in Spannbetonbauweise mit einer Gesamtlänge von 281 m. Die zwei getrennten Überbauten wurden im Jahr 1969 in je 6 Bauabschnitten auf einem verschiebbaren Traggerüst errichtet. Die Stützweiten betragen in den beiden Randfeldern 40,6 m und in den vier Innenfeldern je 50,0 m. Querträger wurden nur in den Widerlagerachsen angeordnet. Die sehr schlanken Stege ($b_w = 0,73\text{--}1,00 \text{ m}$; $h = 2,80 \text{ m}$) lagern in den Stützenachsen auf runden in eine Pfahlkopfplatte eingespannten Stützen auf. In den drei mittleren Brückenachsen befinden sich Festpunkte (Punktkipplager). Die Lager in den weiteren Achsen sind Punktkippgleitlager (Bild 60, Bild 61, Bild 62).

4 Nachrechnung der Volkersbachtalbrücke (Plattenbalkenbrücke)

4.1 Bauwerk

Bei der Volkersbachtalbrücke handelt es sich um eine sechsfeldrige zweistegige Plattenbalken-

Der Überbau der Volkersbachtalbrücke wurde gemäß ursprünglicher statischer Berechnung und Ausführungsplänen in Beton B 450 gemäß DIN 4227:1953 [14] hergestellt. Für die Betonstahlbewehrung kamen BSt IIIb und BSt I zum Einsatz.

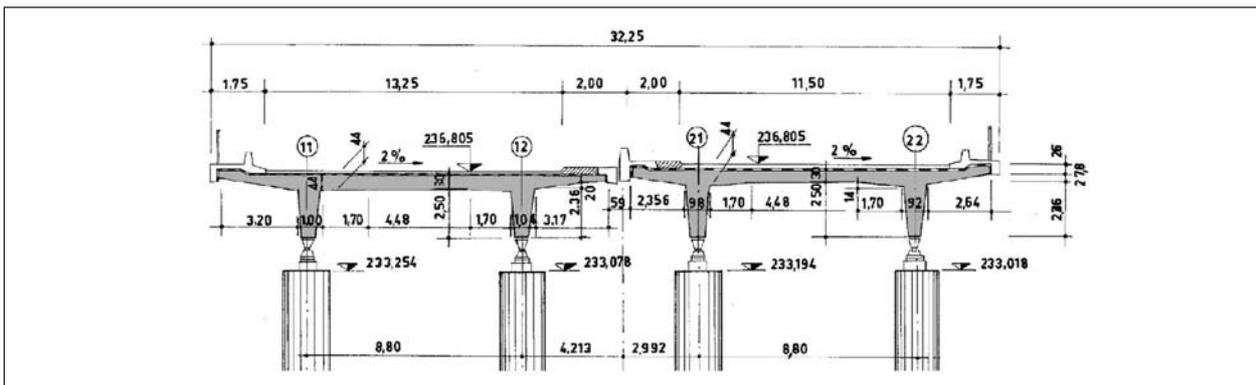


Bild 60: Regelquerschnitt der Volkersbachtalbrücke

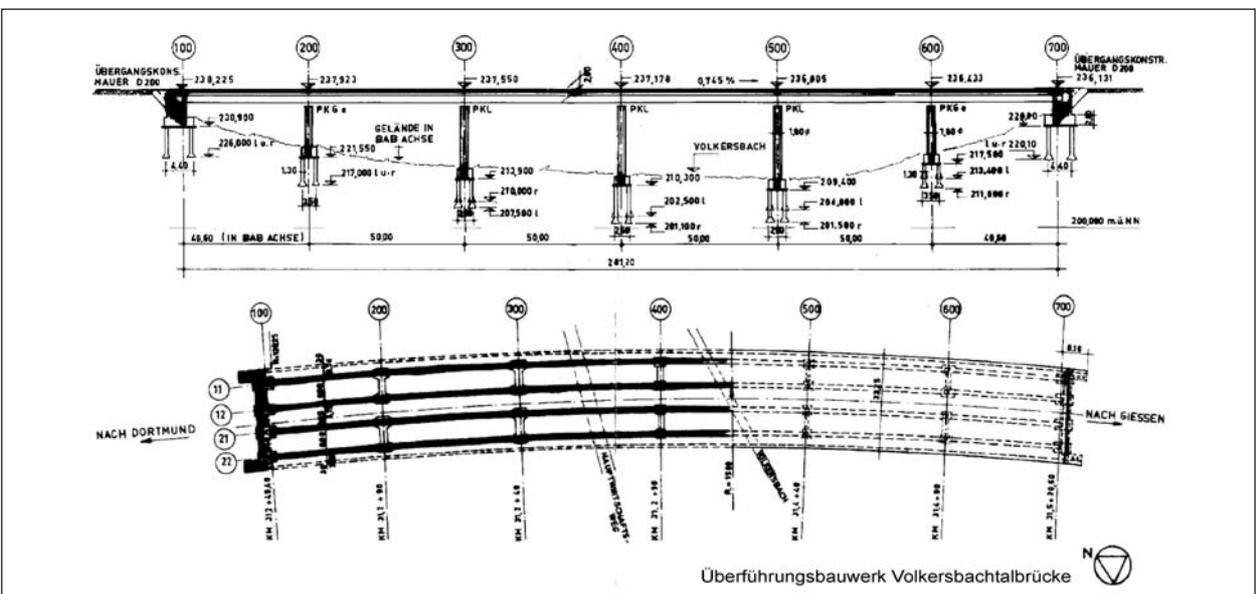


Bild 61: Ansicht und Grundriss der Volkersbachtalbrücke

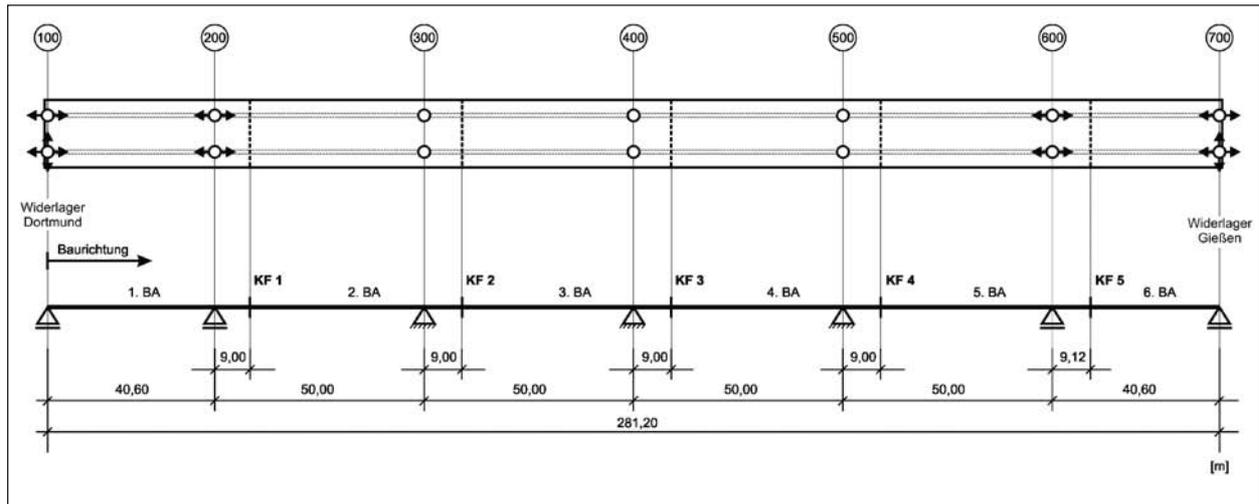


Bild 62: Statisches System und Lagerung der Volkersbachtalbrücke

Die Brücke ist in Längs- und Querrichtung beschränkt im nachträglichen Verbund nach DIN 4227 [14] vorgespannt. Als Spannstahl wurde St 145/160, Typ Sigma oval 40 gerippt, verwendet. Sowohl bei der Längsvorspannung als auch bei der Quervorspannung der Fahrbahnplatte kam das Spannverfahren Holzmann KA zum Einsatz. Die Längsspannglieder sind parabelförmig angeordnet. In den Koppelfugen sind 100 % der Längsspannglieder gekoppelt. Die Anzahl der Längsspannglieder ist in den Randfeldern gegenüber der Anzahl in den Innenfeldern reduziert.

Die Spannglieder der Quervorspannung sind verschwenkt und parabelförmig angeordnet. Der Abstand der Querspannglieder beträgt 0,47 m im Feldbereich und 0,33 m im Stützbereich. Der verwendete Spannstahl für die Längs- und Quervorspannung gilt als spannungsrissskorrosionsgefährdet. Die daraus resultierenden notwendigen Untersuchungen des Ankündungsverhaltens wurden im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführt.

Das Bauwerk wurde ursprünglich für die Brückensklasse 60 gemäß DIN 1072:1967 [11] bemessen und für die Militärlasten nach STANAG 2021 eingestuft.

4.2 Ergebnisse der Bauwerksprüfungen

- Hauptprüfung 09/2003 Zustandsnote: 3,2,
- Sonderprüfung 12/2006 Zustandsnote: 3,0,
- einfache Prüfung 12/2006 Zustandsnote: 3,0,
- Hauptprüfung 04/2008 Zustandsnote: 3,0.

Bei der letzten Brückenhauptprüfung im Jahr 2008 erreichte das Bauwerk eine Zustandsnote von 3,0. Die Teilnoten waren für die Standsicherheit max $S = 2,0$, für die Verkehrssicherheit max $V = 2,0$ und für die Dauerhaftigkeit max $D = 3,0$. Die wesentlichen festgestellten Schäden am Überbau sind Stellen mit freiliegender Betonstahlbewehrung sowie Abplatzungen, Hohlstellen und Ausblühungen. Außerdem wurden Risse in der Fahrbahnplatte im Bereich der Koppelfugen mit Rissbreiten $w_{k,obs} = 0,2$ mm und einige freiliegende Spannköpfe der Quervorspannung festgestellt.

4.3 Ergebnisse aus weiteren Bauwerksuntersuchungen

Im Jahr 2006 beauftragte das Amt für Straßen- und Verkehrswesen in Frankfurt die König und Heunisch Planungsgesellschaft, den in der Volkersbachtalbrücke zum Einsatz gekommenen Spannstahl zu untersuchen. Die Ergebnisse liegen in Form einer Stellungnahme zur Untersuchung von Spanndrähten an der Volkersbachtalbrücke [4] vor.

In den Randfeldern des schmalen Überbaus wurde an je einer Stelle der Innenseite des südlichen Trägers der Beton bis zur Achse der Spannglieder abgetragen. Anschließend wurden an beiden Entnahmestellen drei der insgesamt 40 Drähte eines Spannglieds auf einer Länge von 80 cm entnommen. An der TU Darmstadt wurden die Streckgrenze und die Zugfestigkeit der Proben ermittelt. Es konnten keine Überfestigkeiten festgestellt werden, die auf eine besonders hohe Gefährdung der vorlie-

genden Stähle durch Spannungsrisskorrosion deuten könnten.

Weiterhin erteilte das Amt für Straßen- und Verkehrswesen in Dillenburg am 15.04.2009 der SiB Ingenieurgesellschaft mbH den Auftrag zur Erstellung eines Baustoffgutachtens zur Talbrücke Volkersbach. Dieser Auftrag wurde am 12.08.2009 um die Bestimmung der Druckfestigkeit im Bereich der Stege mittels Rückprallhammers nach Schmidt erweitert. Die Ergebnisse liegen als objektbezogene Schadensanalyse der Talbrücke Volkersbach [5] vor.

Neben Untersuchungen zur Betondeckung, der Karbonatisierungstiefe und dem Chloridgehalt sowie weiteren chemischen Analysen und Bauwerkszustandserfassungen wurden die für die Nachrechnung wichtigen Größen Betonrohddichte, Betondruckfestigkeit und Betonoberflächenzugfestigkeit festgestellt.

Die Ermittlung der Betonrohddichte erfolgte an dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen und lieferte im Mittel von 44 Proben je Überbau einen Wert von $\rho_c = 2,34 \text{ kg/dm}^3$. Mit dieser Angabe sowie unter Zugrundelegung der Ausführungspläne für die Ermittlung der Betonstahl- und Spannstahlmengen kann eine genaue Ermittlung der Eigenlasten vorgenommen werden. Durch ein bisher noch nicht erfolgtes genaues Aufmaß des Brückenquerschnitts könnte eine weitere Genauigkeitssteigerung bei der Ermittlung der Eigenlasten erzielt werden.

Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit erfolgte im Bereich der Fahrbahnplatte an dem Bauwerk entnommenen Bohrkernen gemäß DIN EN 12504-1 [18]. Die Auswertung der Ergebnisse und Zuordnung zu den Druckfestigkeitsklassen erfolgte nach DIN EN 13791 [20]. Die Probekörperanzahl lag zwischen vier und neun, je nach untersuchtem Bauteil. Es wurden Betondruckfestigkeiten C 25/30 und C 30/37 gemäß DIN EN 206-1 [17] festgestellt. Im Bereich der Stege wurden die Betondruckfestigkeiten mittels Rückprallhammers nach Schmidt gemäß DIN EN 12504-2 [19] ermittelt. Die Auswertung erfolgte ebenfalls nach DIN EN 13791. Laut Gutachten entspricht der Beton der Stege einem Beton C 35/45 bis C 40/50 und ist damit um bis zu zwei Festigkeitsklassen höher eingestuft worden als der Beton der Fahrbahnplatte. Vor dem Hintergrund, dass die Fahrbahnplatte und die Stege in einem Arbeitsgang betoniert wurden, erscheinen diese Ergebnisse fragwürdig. Die großen Schwankungen

sind u. a. möglicherweise auf die Besonderheiten der unterschiedlichen Prüfverfahren (Bohrkerne bzw. Rückprallhammer) zurückzuführen. So ist es möglich, dass eine Ermittlung der Druckfestigkeit an der Querschnittsoberfläche mittels Rückprallhammers aufgrund der Karbonatisierung des Betons höhere Werte liefert als eine Prüfung an einem Bohrkern aus der Mitte des Querschnitts. Außerdem sind die statistischen Verluste bei einer Auswertung mit geringer Probenanzahl zu berücksichtigen.

Der in der ursprünglichen statischen Berechnung angesetzte Beton B 450 entspricht nach einer Umrechnung unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Prüfkörpergeometrie und -größe sowie der unterschiedlichen zugrunde gelegten Sicherheitskonzepte einem heutigen C 30/37. Diese Festigkeit wird zwar gemäß der objektbezogenen Schadensanalyse in einigen Bereichen der Fahrbahnplatte nicht erreicht, kann aber der Nachrechnung zugrunde gelegt werden.

Die Oberflächenzugfestigkeit des Betons wurde mittels eines Abzugversuchs ohne Freischneiden der Prüffläche mit einer Ringnut ermittelt. An zwei Messstellen im Bereich der Längsträgerstege wurden aus je fünf Messwerten Mittelwerte der Oberflächenzugfestigkeit von $\beta_{OZ,m} = 4,6 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\beta_{OZ,m} = 4,8 \text{ N/mm}^2$ bestimmt.

4.4 Ergebnisse bereits durchgeführter Nachrechnungen

Im Folgenden sind die Ergebnisse der bereits durchgeführten Nachrechnungen für die Brückensklasse 60/30 nach DIN 1072:1985 und DIN 4227:1988 aus dem Jahr 2009 sowie die Bewertung der Koppelfugen und Restnutzungsdauer aus den Jahren 2004-2006 stichwortartig zusammengefasst:

4.4.1 Längsrichtung

Biegung mit Längskraft – GZG

- Überschreitung der zulässigen Betonzugspannungen in den Feldbereichen für die folgenden Lastfallkombinationen:
 - LF G + V + P/2,
 - LF H,
 - LF HZ.

- Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ist sowohl im Feld- wie auch im Stützbereich in der Fahrbahnplatte und in den Stegen nicht vorhanden.

Biegung mit Längskraft – GZT

- Die Nachweise sind in den Stütz- und Feldbereichen eingehalten.

Querkraft und Torsion – GZG

- Die zulässigen schiefen Hauptzugspannungen sind eingehalten.

Querkraft und Torsion – GZT

- Die vorhandene Bewehrung für Querkraft und Torsion ist ausreichend. Die Mindestquerkraftbewehrung ist vorhanden. Jedoch sind an der maßgebenden Bemessungsstelle im Stützbereich die zulässigen Betondruckspannungen aus der kombinierten Beanspruchung im Steg um 35 % überschritten.

Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen

- Die Untersuchungen nach Stufe I und II gemäß der Handlungsanweisung der BAST ergaben, dass die zulässigen Schwingbreiten für die Spannstähle in den Koppelfugen für die BKL 60/30 nicht eingehalten sind.

Restnutzungsdauer

- Selbst bei einer genauen Berechnung unter Ansatz des Ermüdungslastmodells 4 kann trotz niedrigen Grundmoments, Berücksichtigung des tatsächlichen Verkehrsaufkommens und Berücksichtigung der Auftretenswahrscheinlichkeit der Tagesganglinie des Temperaturunterschieds keine ausreichende Restnutzungsdauer ermittelt werden. Erst unter Ansatz einer aus Verkehrsmessungen abgeleiteten Schwerverkehrsverteilung kann eine Restnutzungsdauer von 15 Jahren erreicht werden. Es wird eine Verstärkung der Brücke, z. B. durch externe Vorspannung, empfohlen [6].

4.4.2 Querrichtung

Biegung mit Längskraft – GZG

- Die zulässigen Betonzugspannungen am Anschnitt Fahrbahnplatte – Steg sind für den Lastfall $G + V + P/2$ überschritten.
- Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten ist am oberen Rand der Fahrbahnplatte nicht vorhanden.

Biegung mit Längskraft – GZT

- Die Nachweise sind am Anschnitt Fahrbahnplatte – Steg und in Feldmitte eingehalten.

Querkraft – GZT

- Der Nachweis der ausreichenden Querkrafttragfähigkeit ist erbracht.

4.5 Grundlagen der eigenen Nachrechnung

Alle nachfolgend beschriebenen Untersuchungen wurden am breiteren der beiden getrennten Überbauten (Teilbauwerk 1) durchgeführt.

Die Einwirkungen wurden außer für die Untersuchungen der Koppelfugen und des Ankündungsverhaltens laut DIN-FB 101, Ausgabe 2009:03 [13] angesetzt. Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit wurden gemäß DIN-FB 102, Ausgabe 2009:03 [16] geführt. Zu Vergleichszwecken wurden ebenfalls die Verkehrslasten der Brückenklasse 60 nach DIN 1072:1967 [11] und der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072:1985 [12] angesetzt.

In der ursprünglichen statischen Berechnung wurde der Überbau für einen Beton B 450 bemessen. Im Rahmen der Nachrechnung wurde für den Überbau durchgehend ein C 30/37 angesetzt. Dieser entspricht nach Umrechnungen unter Beachtung der unterschiedlichen Prüfkörpergröße und -geometrie sowie der unterschiedlichen zugrunde liegenden statistischen Auswertungen einem damaligen B 450. Die angesetzte Festigkeit des Betons wird durch die objektbezogene Schadensanalyse [5] weitestgehend bestätigt.

Die Abbildung des Systems erfolgte mittels eines kombinierten Stab-Schalen-Modells. Die als Stäbe

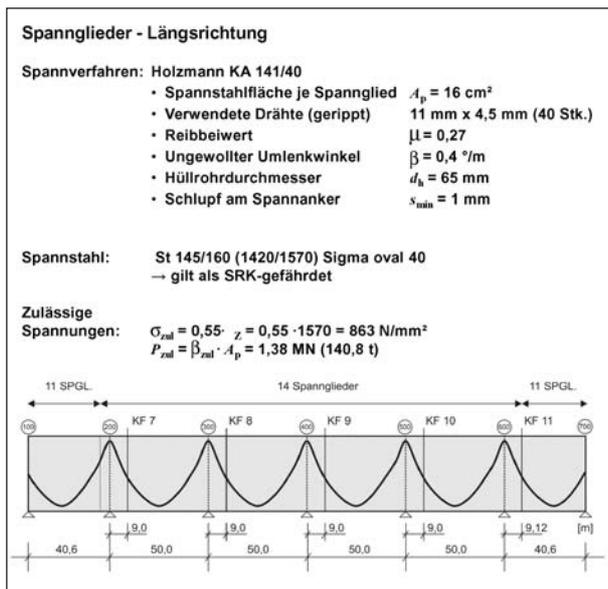


Bild 63: Längsvorspannung, Volkersbachtalbrücke

modellierten Hauptträger wurden dazu starr an die mit Schalenelementen abgebildete Fahrbahnplatte gekoppelt. Die Querverteilung der Lasten wird automatisch durch die Schalenelemente der Fahrbahnplatte erfasst. Die Spannglieder wurden einzeln in ihrer tatsächlichen Höhenlage eingegeben.

Für die Spannglieder in Brückenlängsrichtung sind die technischen Daten sowie die Spanngliederführung in Bild 63 zusammengefasst.

Als ständige Einwirkungen wurden die Eigenlasten des Plattenbalkens und der Endquerträger, die Ausbaulasten sowie unterschiedliche unabhängige Stützensenkungen in ungünstiger Kombination angesetzt. Die Berechnung der Zwangsschnittgrößen für den Lastfall $\Delta s_{\text{wahr}} = 10 \text{ mm}$ erfolgte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) linear-elastisch mit voller Steifigkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für $\Delta s_{\text{mögl}} = 10 \text{ mm}$ mit verminderten Steifigkeiten im gerissenen Zustand II.

Die angesetzten Verkehrslasten für das Lastmodell 1 (LM 1) und die Brückenklasse 60/30 sind für die ungünstigste Belastung des südlichen Hauptträgers (HT 1.2) in Bild 64 dargestellt.

Die Temperaturlasten wurden gemäß DIN-FB 101, Kapitel V, Abschnitt 6.3.1.4 berücksichtigt. Unter Ansatz einer Belagsdicke von 80 mm ergaben sich folgende lineare Temperaturunterschiede:

$$\Delta T_{M,\text{pos}} = K_{\text{sur,pos}} \cdot \Delta T_{M,\text{pos},50} = 0,82 \cdot 15 = 12,3 \text{ K}$$

$$\Delta T_{M,\text{neg}} = K_{\text{sur,neg}} \cdot \Delta T_{M,\text{neg},50} = 1,00 \cdot (-8) = -8,0 \text{ K}$$

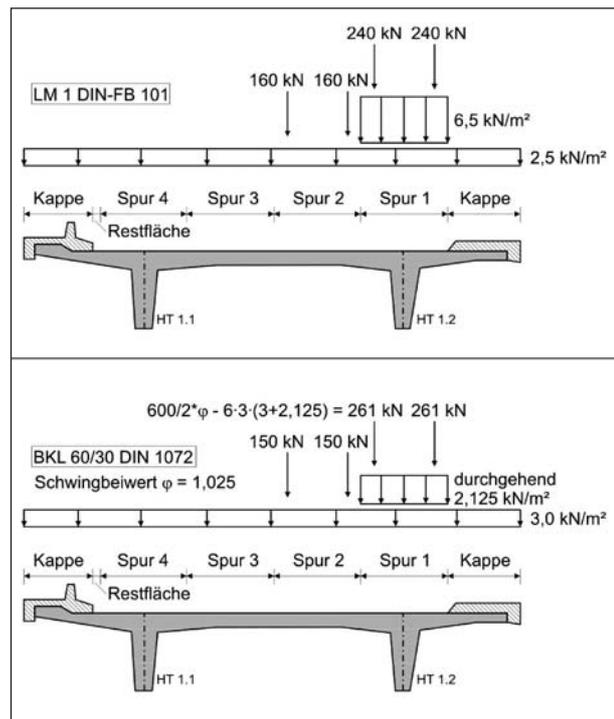


Bild 64: Volkersbachtalbrücke: Verkehrslasten für LM 1 und BKL 60/30

Aufgrund der nicht zwängungsfreien Lagerung in Brückenlängsrichtung (Bild 62) wurde auch ein konstanter Temperaturunterschied von $\Delta T_N = \pm 37 \text{ K}$ untersucht. Die sich einstellenden Schnittgrößen waren jedoch so gering, dass sie in den weiteren Betrachtungen vernachlässigt wurden.

Der Lastfall Lagerwechsel wurde durch ein achsweises Anheben des Überbaus um $\Delta s_{\text{Lager}} = 10 \text{ mm}$ abgebildet. Dabei wurde davon ausgegangen, dass die Lager nicht an mehreren Auflagerachsen gleichzeitig ausgewechselt werden (keine ungünstige Überlagerung der Lastfälle).

4.6 Schnittgrößenvergleich für die Längsrichtung

Die Schnittgrößenermittlung in Brückenlängsrichtung erfolgte unter Berücksichtigung der Bauzustände mittels eines kommerziellen Rechenprogramms (InfoCAD).

Sofern für die berechneten Lastfälle die entsprechenden Schnittgrößen in der Bestandsberechnung oder in den vorliegenden Nachrechnungen vorhanden waren, wurde ein Schnittgrößenvergleich vorgenommen, um Abweichungen

zwischen den bestehenden Ergebnissen und der eigenen Nachrechnung identifizieren zu können.

Wie aus Bild 65 und Bild 66 hervorgeht, ergaben sich bei den Schnittgrößen infolge Eigenlasten keine signifikanten Abweichungen.

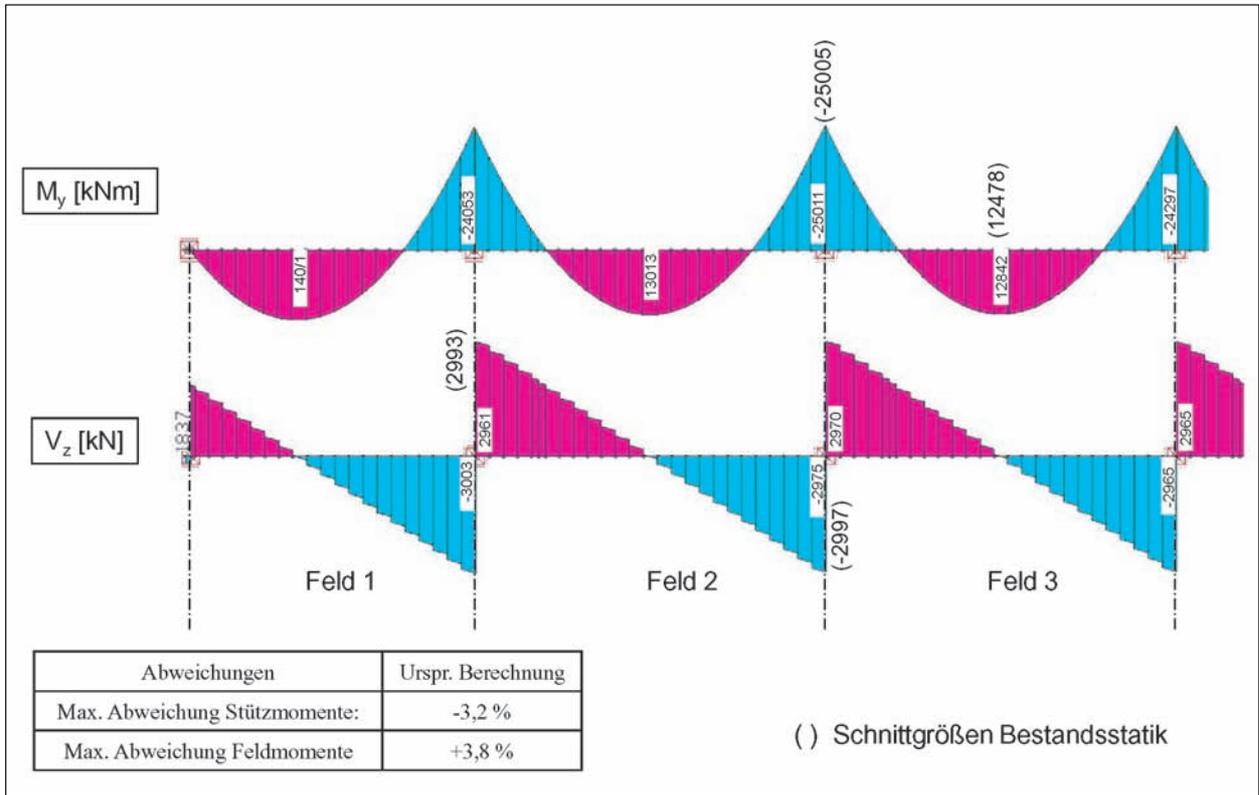


Bild 65: Schnittgrößenvergleich M_y und V_z Volkersbachtalbrücke: Eigenlasten am Eingußsystem (Feld 1 bis Feld 3)

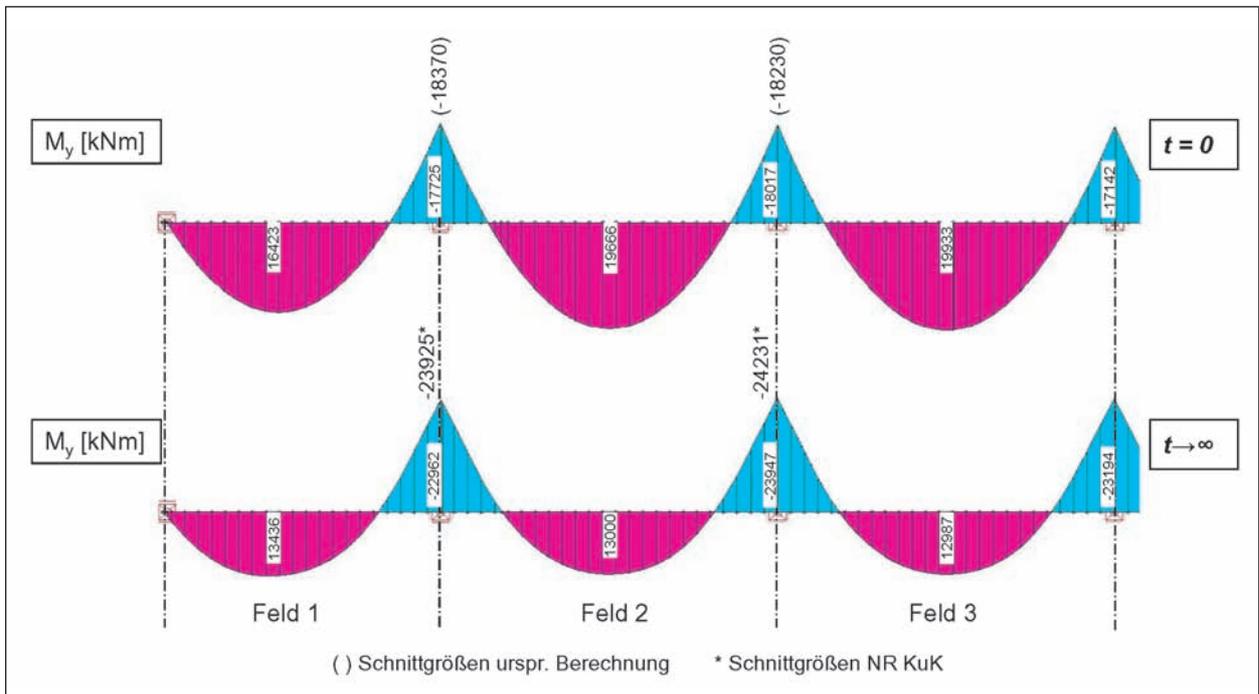


Bild 66: Schnittgrößenvergleich M_y Volkersbachtalbrücke: Eigenlasten unter Berücksichtigung der feldweisen Herstellung (Feld 1 bis Feld 3)

Die Schnittgrößen aus dem Lastfall Vorspannung sind in Bild 67 und Bild 68 dargestellt. In der ursprünglichen statischen Berechnung wurden die Spannkraftverluste infolge Kriechens und Schwindens des Betons mit ca. 9 % im Feldbereich und ca. 12 % im Stützbereich angesetzt.

Im Rahmen der eigenen Nachrechnung wurden die Kriechzahl φ_t und das Schwindmaß ϵ_{cs} gemäß DAfStb Heft 540 [21] bestimmt. Als Eingangswerte ergaben sich:

$$\varphi_{t \rightarrow \infty} = 2,44$$

$$\epsilon_{cs,t \rightarrow \infty} = -0,344 \%$$

Verluste aus der Relaxation des Spannstahls wurden mit 3 % angenommen. Auf dieser Grundlage errechneten sich Spannkraftverluste von etwa 13-16 %.

Die Schnittgrößen infolge Vorspannung wurden unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der feldweisen Herstellung für den Zeitpunkt $t = 0$ sowie für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ berechnet.

Die Schnittgrößenumlagerungen infolge der Systemwechsel bei der feldweisen Herstellung sind in den Schnittgrößen für $t \rightarrow \infty$ enthalten.

In der ursprünglichen statischen Berechnung wurden die Nachweise im Bruchzustand vereinfachend mit den am Eingussystem ermittelten Schnitt-

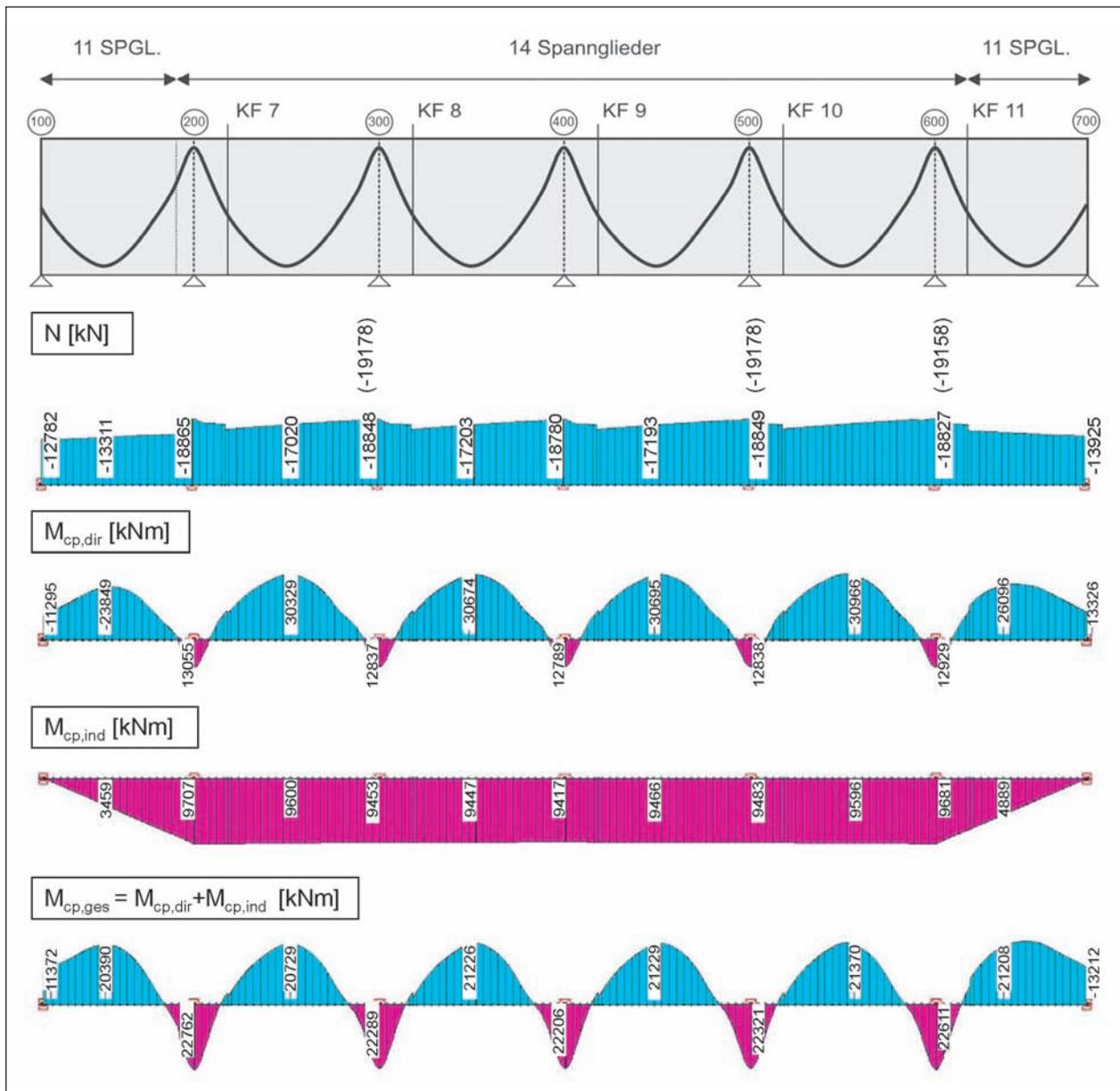


Bild 67: Schnittgrößen infolge Vorspannung: Summe der Bauzustände (t = 0)

größen geführt. Bild 69 zeigt für das Moment und die Normalkraft infolge des Lastfalls $G + P + (K + S)$ die sich ergebenden absoluten Schnittgrößendifferenzen nach einer Ermittlung mit und ohne Berücksichtigung der Bauzustände. Die Abweichungen dieser Differenzschnittgrößen, bezogen auf die entsprechenden unter Berücksichtigung der Bauzustände ermittelten Schnittgrößen, liegen in der Größenordnung von 5-7 %. Damit kann die ursprünglich getroffene Annahme, die maßgebenden Schnittgrößen für den Bruchzustand aus der Berechnung am Eingussystem zu übernehmen, als ausreichend genau bestätigt werden. Im Rahmen der eigenen weiteren Untersuchungen werden jedoch die unter Berücksichtigung der Bauzustände ermittelten Schnittgrößen verwendet.

Zu Vergleichszwecken werden weiterhin die Schnittgrößen für die Verkehrslastmodelle nach DIN-FB 101 (Lastmodell 1), DIN 1072:1985 (BKL 60/30) und DIN 1072:1967 (BKL 60) berechnet. Bild 70 und Bild 71 zeigen den Vergleich der ermittelten Schnittgrößen Moment M_y und Querkraft V_z . Es lässt sich feststellen, dass die Differenzen zwischen den jeweilig aufeinanderfolgenden Lastmodellen etwa 10-20 % betragen. Tendenziell ist der Unterschied beim Vergleich der Querkräfte etwas höher als beim Vergleich der Momente. Bei einem Vergleich von LM 1 und BKL 60/30 fällt auf, dass bei den Momenten die Unterschiede an der Stütze höher sind als im Feld und bei den Querkräften höher am Endauflager als an der Innenstütze.

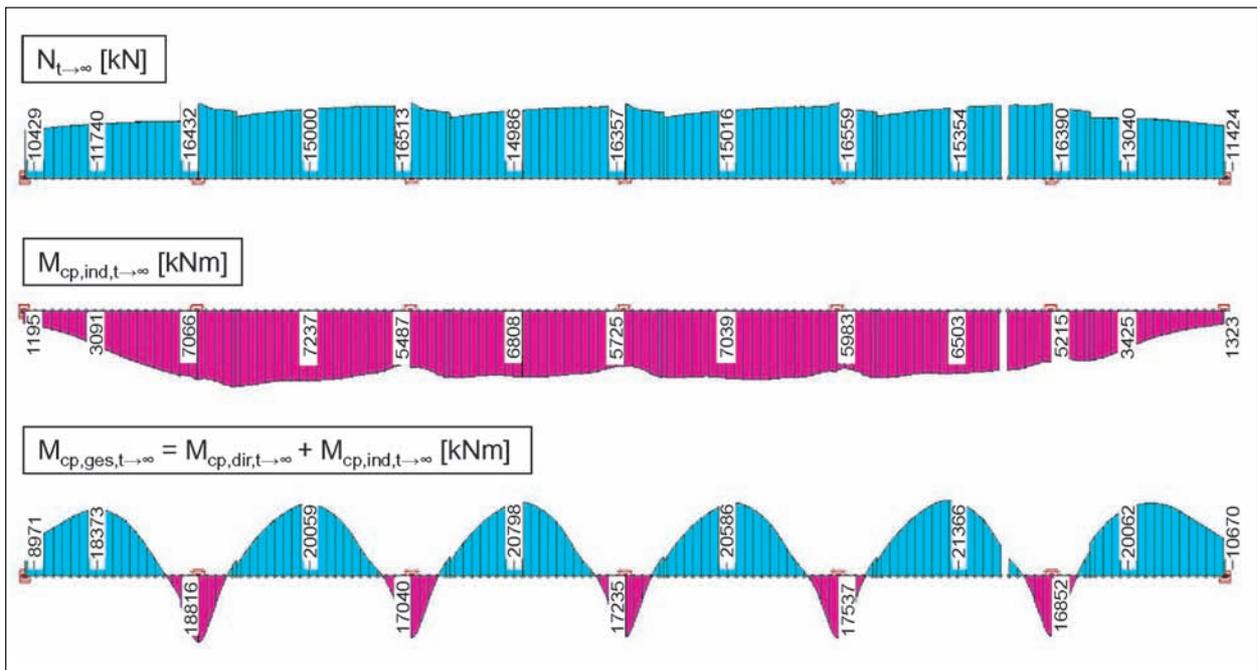


Bild 68: Schnittgrößen infolge Vorspannung: Summe der Bauzustände ($t \rightarrow \infty$)

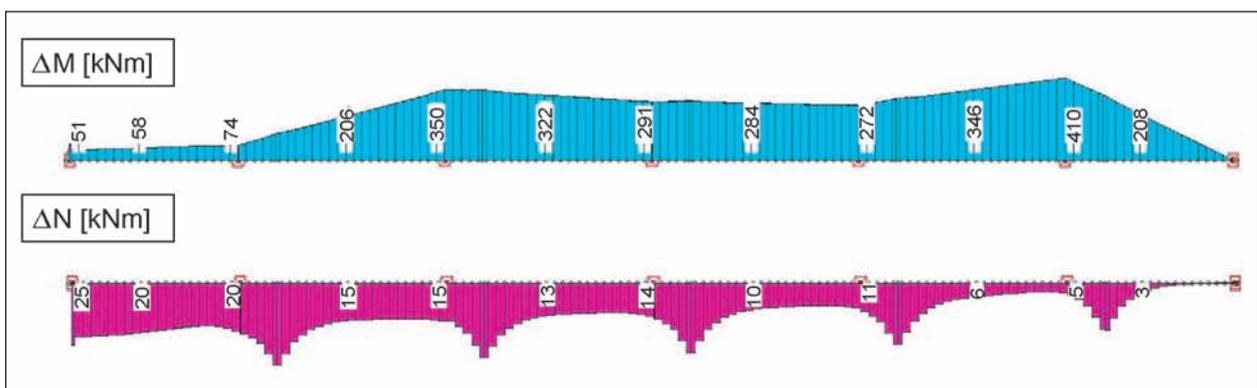


Bild 69: Absolute Differenz der Schnittgrößen M_y und N für den Lastfall $G + P + (K + S)$ bei einer Ermittlung mit und ohne Berücksichtigung der Bauzustände

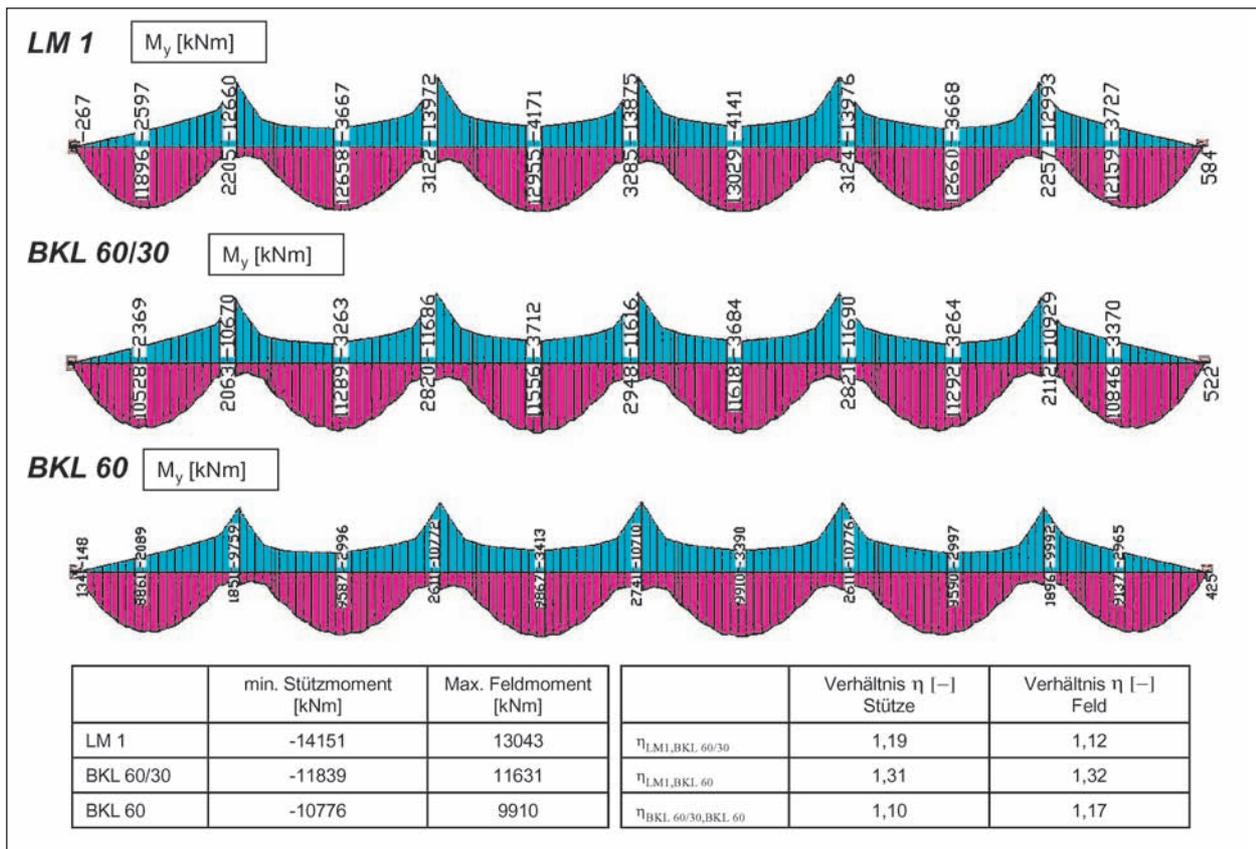


Bild 70: Schnittgrößen LM 1, BKL 60/30 und BKL 60: Momente

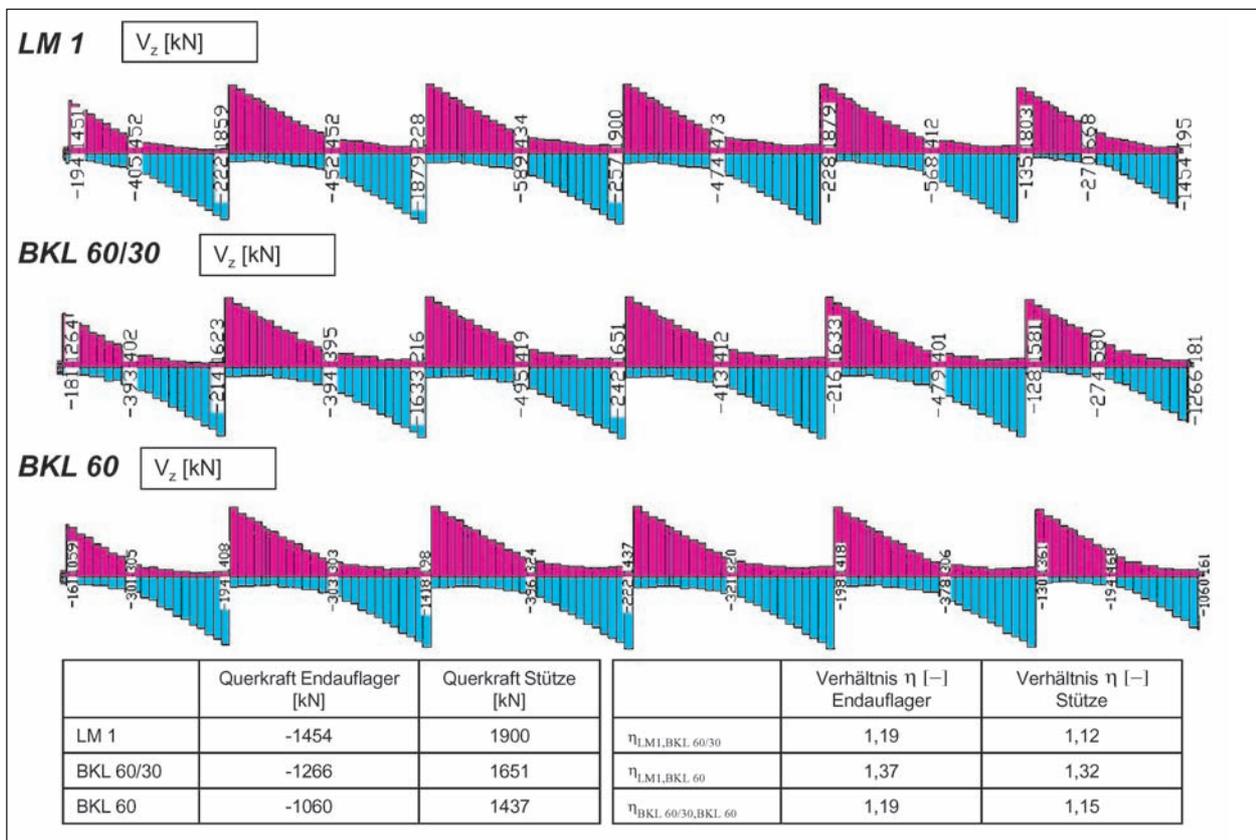


Bild 71: Schnittgrößen LM 1, BKL 60/30 und BKL 60: Querkräfte

4.7 Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Längsrichtung

4.7.1 Nachweise im GZG

Im Rahmen der eigenen Nachrechnung wurden die im DIN-FB 102 [16] geforderten Nachweise der Begrenzung der Spannungen, der Dekompression sowie der Mindestbewehrung und Rissbreitenbeschränkung geführt. Die Begrenzung der Verformungen und Schwingungen wurde nicht betrachtet.

Die zeitabhängigen Verluste der Vorspannkraft haben einen wesentlichen Einfluss auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In der ursprünglichen statischen Berechnung wurden die Spannkraftverluste mit ca. 9 % im Stützbe-
reich und ca. 12 % im Feldbereich berücksichtigt. In der eigenen Nachrechnung ergaben sich höhere Spannkraftverluste von etwa 13-16 %. Dies kann zum Teil auf die im Gegensatz zur ursprünglichen statischen Berechnung berücksichtigte Relaxation des Spannstahls zurückgeführt werden.

Die Nachweise der Betondruckspannungen erfolgten am ideellen Querschnitt. Dabei wurde die Normalkraft gemäß DIN-FB 102, Kapitel II, Abschnitt 4.4.1.1 (109) ohne Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite auf den gesamten Betonquerschnitt bezogen. Bild 72 zeigt die Betonzugspannungen $\sigma_{c,rare}$ unter der seltenen Einwirkungskombination. Man kann erkennen, dass in weiten

Bereichen der Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} überschritten ist. Der Nachweis der Betonstahl- und Spannstahlspannungen erfolgt daher am gerissenen Querschnitt.

Die Nachweise der zulässigen Betondruckspannungen, Betonstahl- und Spannstahlspannungen zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ sind unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination eingehalten. Die Ergebnisse sind in Bild 73 bis Bild 76 grafisch dargestellt.

Im Auflagerbereich liegt die Biegedruckzone unter negativer Momentenbeanspruchung im unteren Teil der sehr schlanken Stege. An diesen Stellen liegt sowohl unter der quasi-ständigen wie auch unter der nicht-häufigen EWK eine sehr hohe Ausnutzung der zulässigen Betondruckspannungen vor ($\sigma_{c,non.freq,max} \approx 0,95 \sigma_{c,zul.}$). Dies ist vor allem im Hinblick auf eine eventuelle Verstärkung mit externen Spanngliedern, die zusätzliche Drucknormalspannungen hervorruft, zu berücksichtigen. Außerdem wird aus diesen Ergebnissen bereits deutlich, dass dem Nachweis der Betondruckstreben im Grenzzustand der Tragfähigkeit besondere Bedeutung zukommt.

Der Nachweis der Dekompression ist in den Feldbereichen der Hauptträger nicht eingehalten (Bild 77). Die maximal auftretenden Zugspannungen liegen bei ca. $\sigma_{c,perm} = 3,0 \text{ MN/m}^2$ und damit im Bereich der mittleren Zugfestigkeit eines C 30/37 von $f_{ctm} = 2,9 \text{ MN/m}^2$. In den entsprechenden Berei-

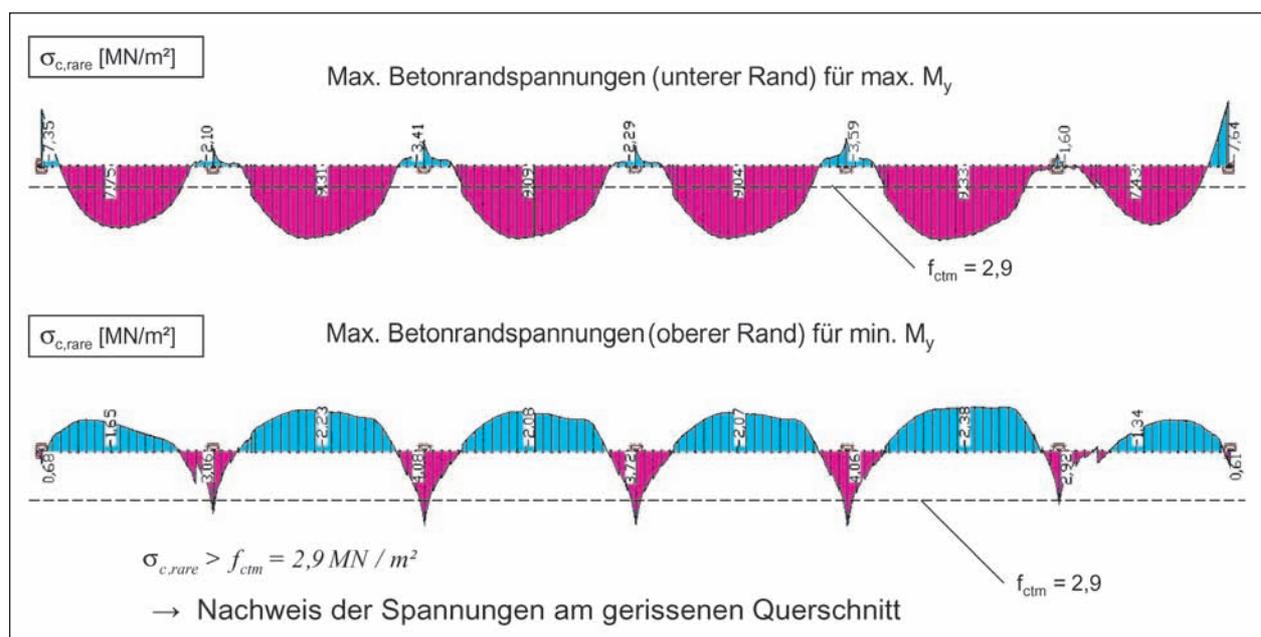


Bild 72: Betonzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination ($t \rightarrow \infty$)

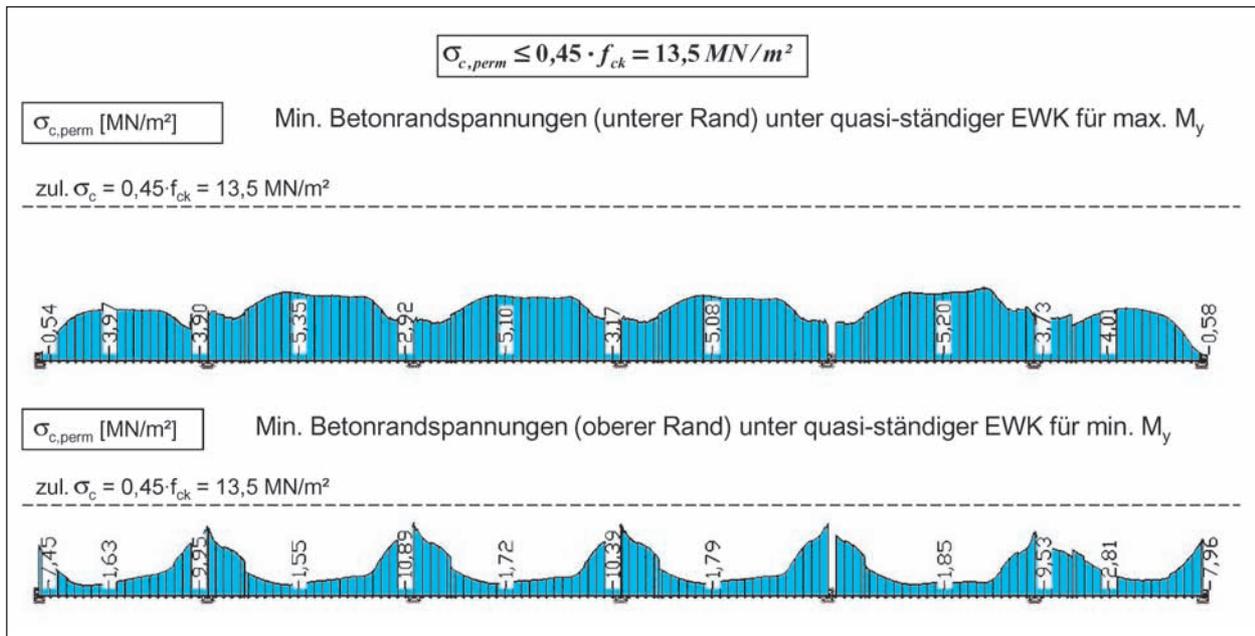


Bild 73: Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

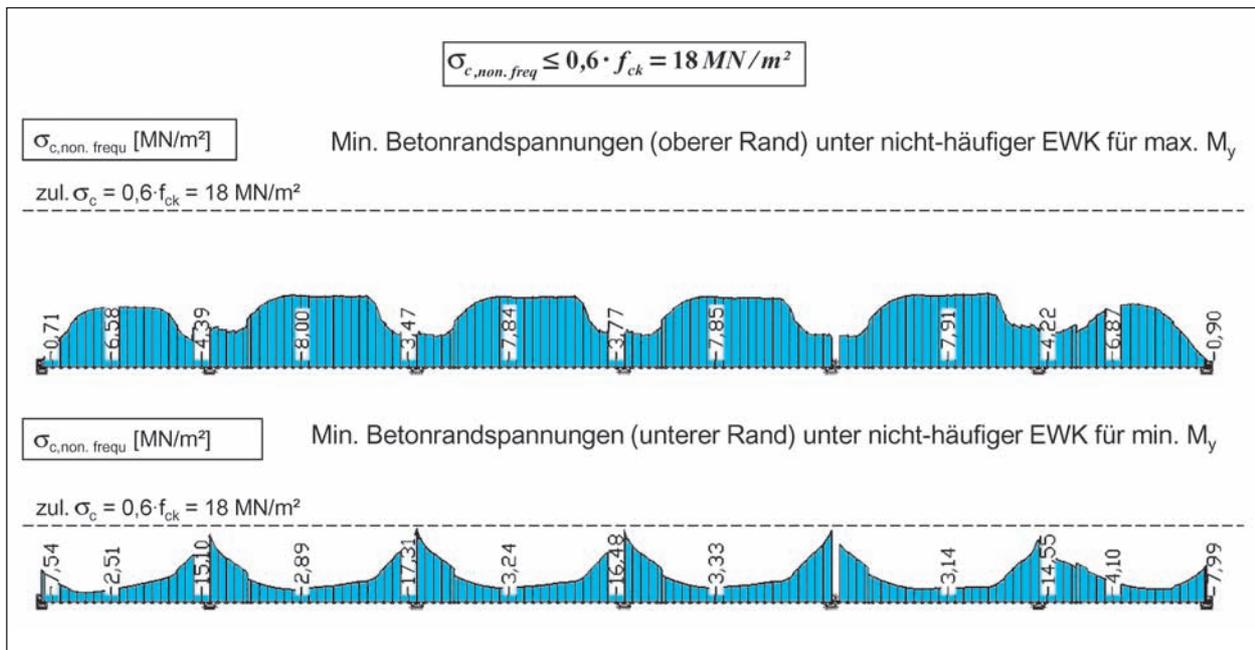


Bild 74: Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

chen der Hauptträger wurden jedoch keine Biege-
risse festgestellt. Die Überschreitungen an der
Oberseite des Querschnitts im Stützbereich sind
gering und liegen unterhalb des 5%-Quantilwerts
der Betonzugfestigkeit von $f_{ctk;0,05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$.

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Rissbrei-
tenbeschränkung nach DIN-FB 102 ist sowohl in
den Stütz- wie auch in den Feldbereichen nicht
durchgehend vorhanden. Gemäß dem Abschnitt

Betonbrücken des Entwurfs der Nachrechnungs-
richtlinie [25] darf der Nachweis der Rissbreitenbe-
schränkung bei bestehenden Brückenbauwerken
mit der planmäßig vorhandenen Bewehrung durch
eine direkte Berechnung der Rissbreite geführt wer-
den. Die Forderung nach einer Mindestbewehrung
zur Begrenzung der Rissbreite muss dabei nicht er-
füllt werden. Im Rahmen der eigenen Nachrech-
nung wurden die zu erwartenden Rissbreiten
gemäß DIN-FB 102, Kapitel II, Abschnitt 4.4.2.4

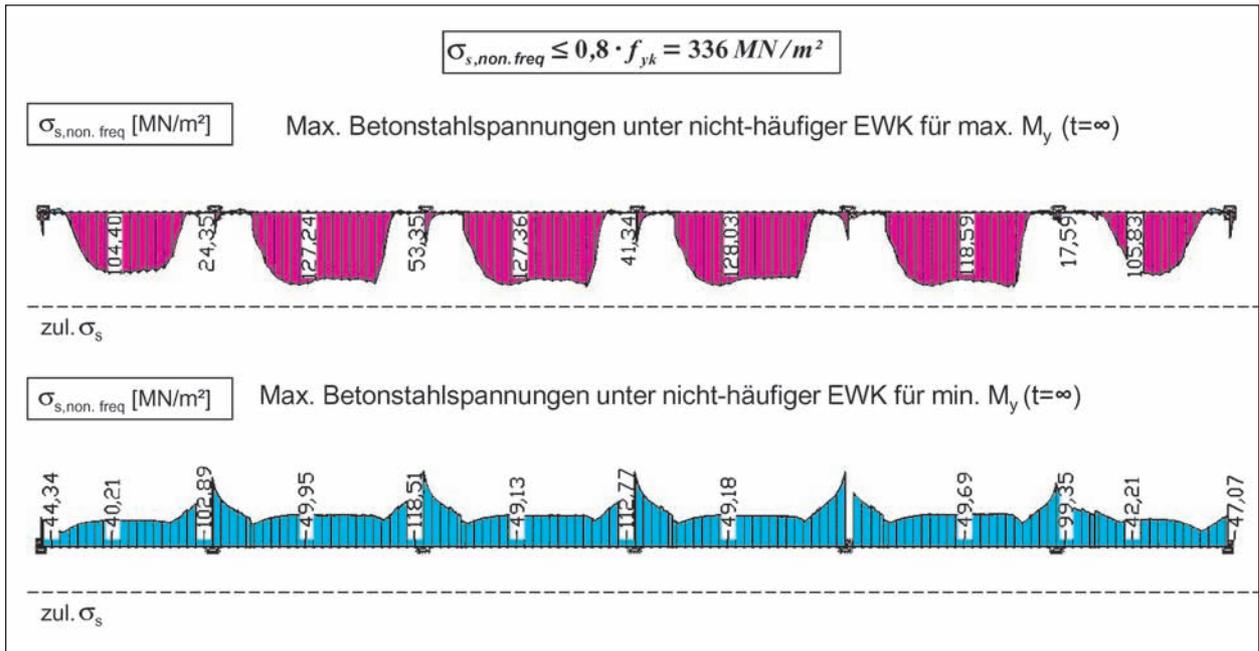


Bild 75: Nachweis der zulässigen Betonstahlspannungen unter der nicht-häufigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

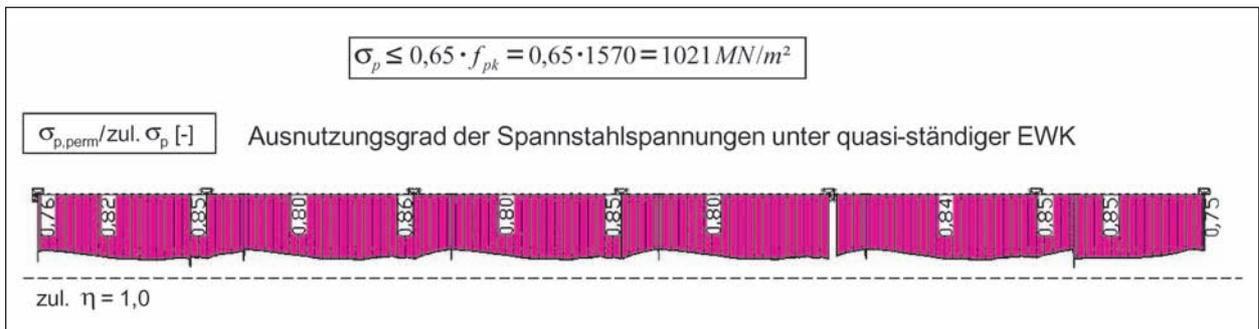


Bild 76: Ausnutzungsgrad η der zulässigen Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen EWK ($t \rightarrow \infty$)

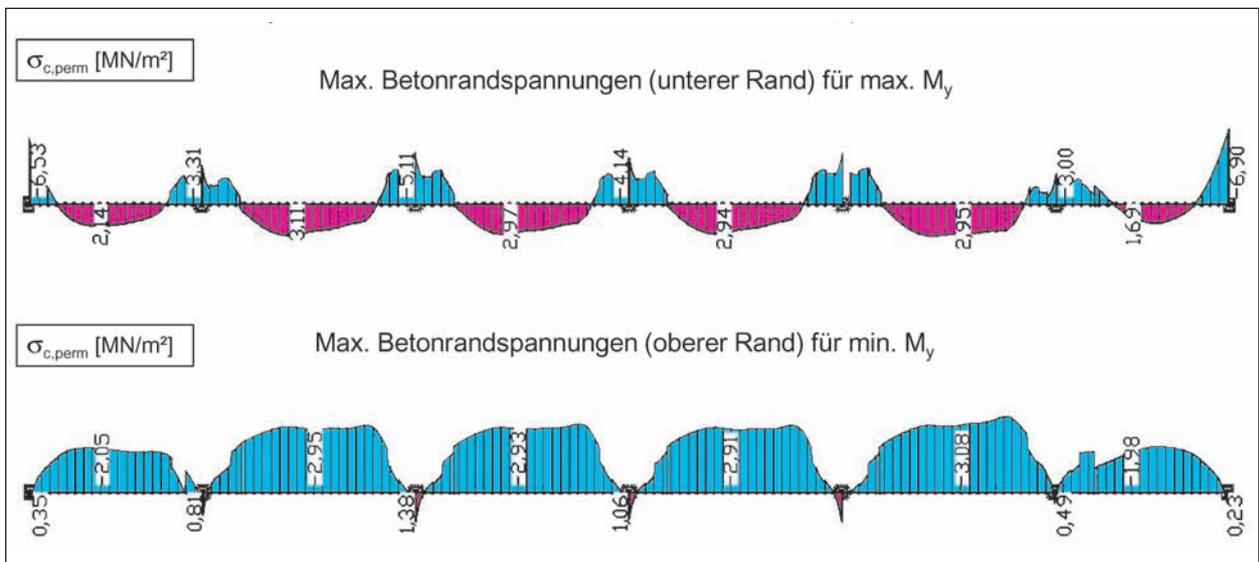


Bild 77: Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination

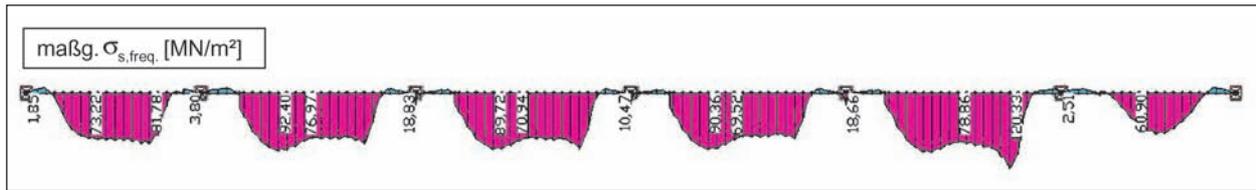


Bild 78: Betonstahlspannungen unter der häufigen EWK für den Nachweis der Rissbreite bei direkter Berechnung

Nachweisstelle	Bauteil	Bewehrung	vorh. a_s	erf. $a_{s,min}$	erf. a_s / vorh. a_s	$w_{k,cal}$ [mm]	$w_{k,obs}$ [mm]
Stütze (oben)	Platte	Ø 8/25 je Lage	2,01 [cm ² /m]	10,86 [cm ² /m]	5,40	$7,6 \cdot 10^{-4}$	≤ 0,3
	Steg	4*Ø 10	3,14 [cm ²]	4,64 [cm ²]	1,48 *	0,011	≤ 0,2
Feld (unten)	Platte	Ø 8/25 je Lage	2,01 [cm ² /m]	Querschnitt überdrückt			≤ 0,2
	Steg	4*Ø 20	12,6 [cm ²]	22,9 [cm ²]	1,82	0,088	≤ 0,2

* Nachweis unter Anrechnung der vorhandenen Spannstahlbewehrung erbracht

Tab. 7: Ergebnisse der Berechnungen zur Rissbreitenbeschränkung für die Volkersbachtalbrücke

unter Ansatz der vorhandenen Bewehrung für den maßgebenden Stützquerschnitt sowie für den Feldquerschnitt mit den höchsten errechneten Betonstahlspannungen unter der häufigen Einwirkungskombination bestimmt. Die Betonzugspannungen überschreiten unter der häufigen EWK in den maßgebenden Bereichen den Mittelwert der Betonzugfestigkeit. Damit ist für den Nachweis der Rissbreiten der Zustand der abgeschlossenen Rissbildung maßgebend. Die Beziehungen zur Berechnung der Rissbreite gemäß DIN-FB 102 gelten laut Kapitel II, Abschnitt 4.4.2.1 (103)* näherungsweise sowohl für den Zustand der Einzelrissbildung wie auch für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung. Bei überwiegender Beanspruchung aus Lastschnittgrößen ist diese Aussage auch ohne die Erfüllung der Forderung nach einer vorhandenen Mindestbewehrung gemäß DIN-FB 102 gültig.

Die für den Nachweis der Rissbreite maßgebenden Betonstahlspannungen im Zustand II sind in Bild 78 dargestellt. Tabelle 7 enthält die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zur Rissbreitenbeschränkung. Die nach DIN-FB 102 geforderte Mindestbewehrung ist lediglich im Bereich der Stütze in den Stegen oben vorhanden. Der Nachweis konnte jedoch nur erbracht werden, wenn die vorhandene Spannstahlfläche unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Betonstahl und Spannstahl angerechnet wurde. Die direkte Berechnung der Rissbreiten $w_{k,cal}$ ergab Werte, die weit unter der zulässigen Rissbreite $w_{k,zul} \leq 0,2$ mm liegen. Der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung ist damit im Sinne der geplanten Nachrechnungsrichtlinie erbracht.

Die Protokolle der durchgeführten Bauwerksprüfungen vermerken vereinzelte Risse am Bauwerk mit Breiten $\leq 0,2$ mm. Diese Beobachtungen decken sich mit den rechnerisch bestimmten Werten. Teilweise sind Bereiche mit konzentrierter Rissbildung $\leq 0,3$ mm im Bereich der Kragarme vorhanden, die sich aber nicht auf die ermittelten Schnittgrößen zurückführen lassen.

Die oben beschriebenen Ergebnisse lassen sich nicht ohne weiteres auf den Bereich der Koppelfugen übertragen. Aufgrund der nichtlinearen Spannungszustände und der lokalen Spannkraftverlusten sind die standardisierten Nachweisverfahren aus dem DIN-FB 102 nicht ausreichend zutreffend für die Beurteilung von Rissen im Koppelfugenbereich. Die Koppelfugen sind gemäß den vorliegenden Rissaufnahmen nur im Bereich der Fahrbahnplatte und nicht durchgehend gerissen. Die festgestellten Rissbreiten liegen im Bereich $\leq 0,2$ mm und damit unterhalb der zulässigen Rissbreite. Im Sinne der geplanten Nachrechnungsrichtlinie könnte an diesen Stellen durch eine qualitative Bewertung der Rissbreite eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Bauwerks festgestellt werden.

4.7.2 Nachweise im GZT

4.7.2.1 Biegung mit Längskraft

Der Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in den Feldbereichen eingehalten.

Im Stützbereich liegt die Biegedruckzone im Bereich der sehr schlanken Stege des Plattenbalkens.

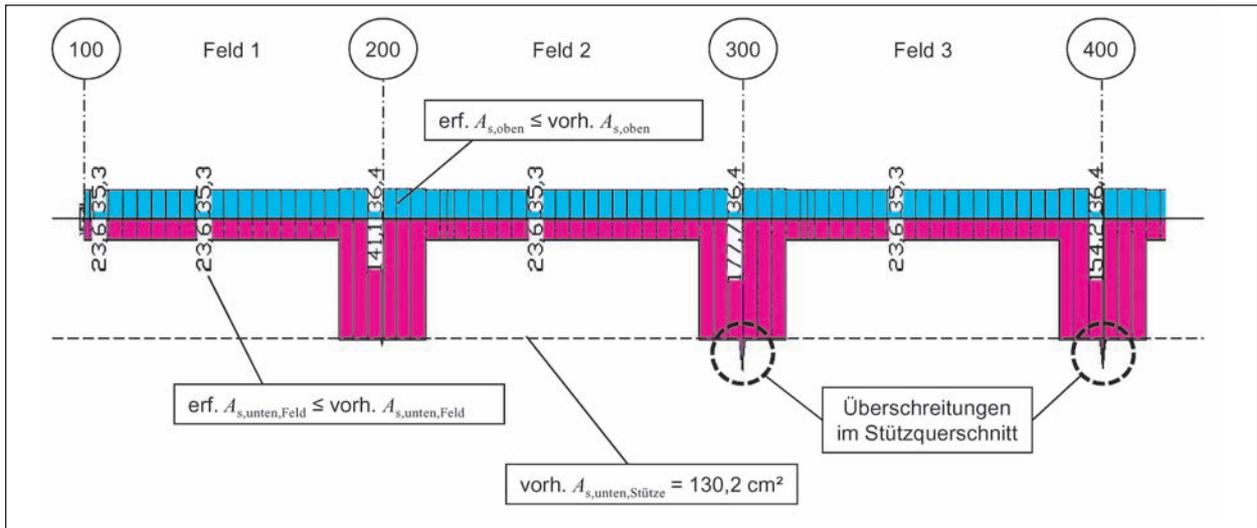


Bild 79: Vorhandene obere und untere Biegebewehrung in den ersten drei Feldern der Volkersbachtalbrücke und Darstellung der Bereiche, in denen keine ausreichende Druckbewehrung vorhanden ist

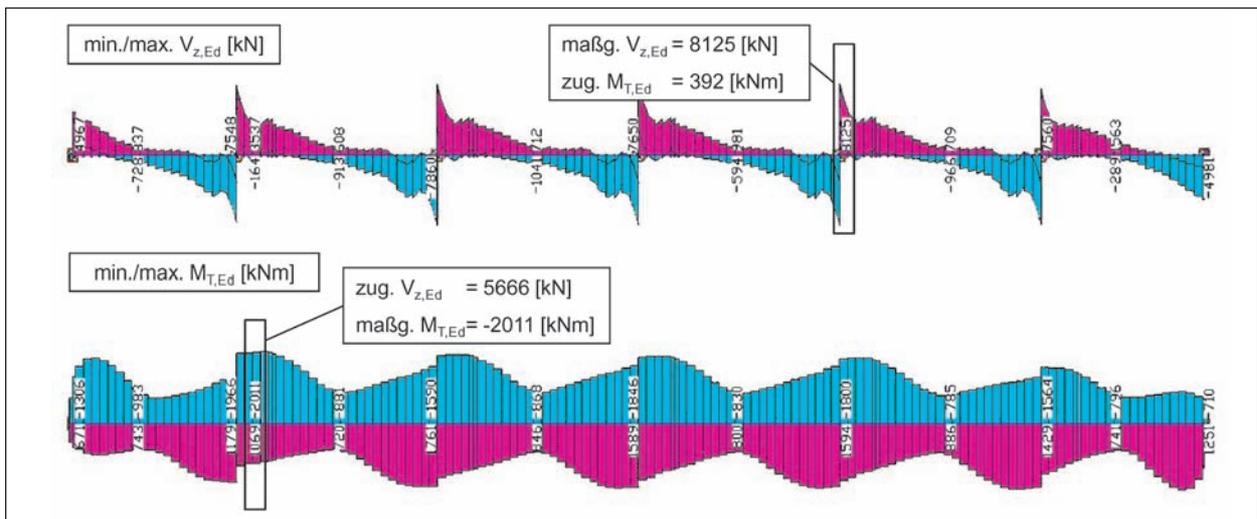


Bild 80: Darstellung der Bemessungsquerkraft und des Bemessungstorsionsmoments sowie der maßgebenden Bemessungsschnitte

Aufgrund der planmäßig hohen Ausnutzung der Druckzone wurde in diesen Bereichen eine Betonstahldruckbewehrung eingelegt. Ohne Ansatz einer Momentenausrundung über den Stützen reicht die vorhandene Druckbewehrung in einem Bereich etwa 1 m links und rechts von den Achsen 300, 400 und 500 nicht zur Erfüllung des Nachweises der Biegung mit Längskraft aus. In Bild 79 ist die vorhandene obere und untere Betonstahlbiegebewehrung vorh. A_s für die ersten drei Felder des Überbaus dargestellt. Die Ergebnisse sind so aufbereitet, dass an den Stellen, an denen die im Rahmen einer Biegebemessung ermittelte Betonstahlbewehrung höher als die vorhandene Bewehrung ist, die erforderliche Bewehrung dargestellt wird. Die lokal sehr stark begrenzten Bereiche an den Stützenachsen, in denen die erforderliche Beweh-

rung erf. $A_{s,unten,Stütze}$ die vorhandene Druckbewehrung vorh. $A_{s,unten,Stütze}$ überschreitet, sind deutlich erkennbar. Unter Ansatz einer Momentenausrundung gemäß DIN-FB 102, Kapitel II, Abschnitt 2.5.3.3 (4) ist der Nachweis jedoch auch in diesen Bereichen erbracht. Auf den Ansatz einer erhöhten Abminderung der Steifigkeit auf 40 % bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen im GZT, entsprechend dem Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie [25], wurde verzichtet.

4.7.2.2 Querkraft und Torsion

Der Nachweis für Querkraft und Torsion wurde für die Lastfälle max V_{Ed} und zug. T_{Ed} sowie max. T_{Ed} und zug. V_{Ed} geführt. Bild 80 zeigt die Einwirkungen V_{Ed} und T_{Ed} sowie die maßgebenden

Lastfall	$\cot \theta$ [-]	θ [°]	vorh. a_{sw}	erf. $a_{sw,min.}$ [cm ² /m]	erf. $a_{sw,min.}/$ vorh. a_{sw} [-]	erf. $a_{sw,V+T}$ [cm ² /m]	erf. $a_{sw,V+T}/$ vorh. a_{sw} [-]	$(V_{Ed}/V_{Rd})^2 +$ $(T_{Ed}/T_{Rd})^2$ [-]
max V_{Ed} zug. T_{Ed}	1,69	30,64	96,51	13,14	0,14	60,12	0,62	0,769
max T_{Ed} zug. V_{Ed}	1,57	32,43	64,34	13,14	0,20	45,55	0,71	1,512

Tab. 8: Ergebnisse der kombinierten Bemessung für Querkraft und Torsion

Bemessungsschnitte mit den zugehörigen Bemessungsschnittgrößen. Der günstig wirkende vertikale Anteil der Vorspannkraft wurde bei den Nachweisen berücksichtigt. Der innere Hebelarm z wurde für die Nachweise vereinfachend konstant mit $0,9 \cdot d$ angenommen. Die verwendete resultierende statische Nutzhöhe d wurde aus den statischen Nutzhöhen der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung vereinfachend nach Querschnittsflächen im jeweiligen Nachweisschnitt ermittelt.

Die Ergebnisse der kombinierten Querkraft- und Torsionsbemessung nach DIN-FB 102 sind in Tabelle 8 zusammengefasst. Die erforderliche Bügelbewehrung für die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist in beiden maßgebenden Nachweisschnitten vorhanden. Die Ausnutzung der Druckstrebe liegt jedoch an der Stelle der maximalen Torsionsbeanspruchung über dem zulässigen Wert. Dieses Ergebnis wird auch durch ältere, bereits durchgeführte Nachrechnungen des Bauwerks bestätigt. Der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments $T_{Rd,max}$ ist geringer als der Wert des einwirkenden Torsionsmoments T_{Ed} . Die in der Nachrechnungsrichtlinie vorgeschlagene Abminderung des Teilsicherheitsbeiwerts für das Eigengewicht von $\gamma_g = 1,35$ auf $\gamma_g = 1,2$ wurde an dieser Stelle nicht in Ansatz gebracht. Eine Abminderung von γ_g auf 1,2 würde eine günstige Änderung von T_{Ed} um nur 2,2 % zur Folge haben. Es ist jedoch wahrscheinlich, dass sich aufgrund der Abnahme der Torsionssteifigkeit beim Übergang des Querschnitts in den gerissenen Zustand II das volle, linear-elastisch ermittelte Torsionsmoment nicht einstellen wird. Die beim Nachweis ermittelte Überschreitung liegt in der Größenordnung von $T_{Ed}/T_{Rd,max} \approx 1,15$ (bei einem zugehörigen Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,max} = 0,38$). Im Rahmen der eigenen Nachrechnungen wurde für den Lastfall max. T_{Ed} und zug. V_{Ed} untersucht, um welchen Anteil die Torsionssteifigkeit I_T bei der Schnittgrößenermittlung reduziert werden müsste, damit der Druck-

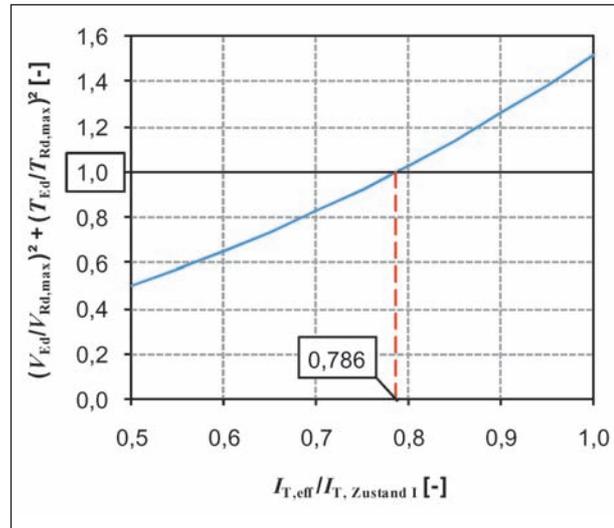


Bild 81: Ermittlung der maximal anzusetzenden Torsionssteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung zur Erfüllung des Druckstrebenachweises für den Lastfall max. T_{Ed} und zug. V_{Ed}

strebenachweis für die kombinierte Einwirkung aus Querkraft und Torsion gerade erfüllt ist. In Bild 81 kann man erkennen, dass bei einer um ca. 80 % reduzierten Torsionssteifigkeit eine ausreichende Druckstrebentragfähigkeit nachgewiesen werden kann.

4.7.2.3 Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen

Im Rahmen der eigenen Nachrechnung wurden alle fünf Koppelfugen des breiten Überbaus (Teilbauwerk 1) gemäß Stufe III der BAST-Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten [22] untersucht. Die Untersuchungen gemäß Stufe I und Stufe II der BAST-Handlungsanweisung wurden bereits 2004 durchgeführt [7], [8]. Es stellte sich heraus, dass in keiner der Koppelfugen die zulässigen Spannstahlschwingbreiten eingehalten werden konnten. Zum Vergleich sind die Ergebnisse der vorhandenen Berechnung in Tabelle 9 noch einmal dargestellt.

0,7 · P		KF 7	KF 8	KF 9	KF 10	KF 11	zul. $\Delta\sigma_p$
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=7\text{ K}}$	[MN/m ²]	109	100	97	107	121	70
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=12\text{ K}}$	[MN/m ²]	172	163	178	177	189	100
1,0 · P		KF 7	KF 8	KF 9	KF 10	KF 11	zul. $\Delta\sigma_p$
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=7\text{ K}}$	[MN/m ²]	90	86	95	93	113	70
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=12\text{ K}}$	[MN/m ²]	160	145	160	157	179	100

Tab. 9: Nachweis gegen Ermüdung nach Handlungsanweisung BAST, Stufe II (Werte aus [8])

0,7 · P		KF 7	KF 8	KF 9	KF 10	KF 11	zul. $\Delta\sigma_p$
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=7\text{ K}}$	[MN/m ²]	51	57	80	70	81	70
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=12\text{ K}}$	[MN/m ²]	117	104	127	117	131	100
1,0 · P		KF 7	KF 8	KF 9	KF 10	KF 11	zul. $\Delta\sigma_p$
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=7\text{ K}}$	[MN/m ²]	2	2	3	2	0	70
max. $\Delta\sigma_p$ bei $M_{\Delta T=12\text{ K}}$	[MN/m ²]	2	5	10	8	7	100

Tab. 10: Nachweis gegen Ermüdung nach Handlungsanweisung BAST, Stufe III

Für die eigene Berechnung gemäß Stufe III wurde das Grundmoment M_0 aus den tatsächlich am Bauwerk ermittelten Schnittgrößen der Lastfälle Eigengewicht, Ausbaulast, Stützensenkung und Vorspannung bestimmt. Es wurden 60 % des linear-elastisch berechneten Moments aus Stützensenkung berücksichtigt. Die Vorspannung wurde einmal mit $1,0 \cdot \text{cal } V_\infty$ und einmal mit $0,7 \cdot \text{cal } V_\infty$ angesetzt. Der häufige Temperaturgradient betrug $\Delta T = 7\text{ K}$ und der seltene Temperaturgradient $\Delta T = 12\text{ K}$. Das Lastwechsellmoment ΔM_p wurde mit den Verkehrslasten der Brückensklasse 60 ermittelt.

$$\Delta M_p = \left| 0,5 \cdot \max M_{p,BK60} \right| + \left| 0,5 \cdot \min M_{p,BK60} \right|$$

Als ertragene Schwingbreite wurde $\text{ertr. } \Delta\sigma_z = 70\text{ MN/m}^2$ und als zulässige Schwingbreite $\text{zul. } \Delta\sigma_z = 100\text{ MN/m}^2$ angesetzt. Die Ergebnisse des Nachweises finden sich in Tabelle 10.

Unter Ansatz von $0,7 \cdot \text{cal } V_\infty$ und dem häufigen Temperaturgradienten wird die ertragene Schwingbreite an zwei Koppelfugen nicht eingehalten. Bei $0,7 \cdot \text{cal } V_\infty$ und dem seltenen Temperaturgradienten ist die zulässige Schwingbreite an keiner Koppelfuge eingehalten.

Es zeigt sich jedoch, dass unter Ansatz der vollen Vorspannung $1,0 \cdot \text{cal } V_\infty$ die Ausnutzungsgrade der ertragenen und zulässigen Schwingbreiten in den Koppelfugen sowohl unter häufiger wie auch unter seltener Temperaturbeanspruchung bei unter 10 % liegen.

Die tatsächlich im Bauwerk wirksame Vorspannung wird zwischen den Werten $0,7 \cdot \text{cal } V_\infty$ und $1,0 \cdot \text{cal } V_\infty$ liegen. Es ist möglich, dass eine wirklichkeitsnahe Ermittlung des Grundbeanspruchungsniveaus einschließlich der Umlagerungen durch Messungen am Bauwerk dazu führen könnte, dass der Nachweis der Schwingbreiten in den Koppelfugen eingehalten werden kann.

4.7.3 Ankündigungsverhalten

Einzelne Chargen des beim Bau der Volkersbachtalbrücke verwendeten vergüteten Spannstahls St 145/160 „Sigma oval 40“ aus der Zeit vor 1978 gelten gemäß der neuen Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden [23], als besonders empfindlich gegenüber Spannungsrissskorrosion. Um ein Versagen ohne Vorankündigung infolge fortschreitenden Spannstahlausfalls ausschließen zu können, muss das Ankündigungsverhalten des Überbaus untersucht werden. Dies geschieht gemäß der neuen Handlungsanweisung [23].

Zunächst wird in den Zehntelpunkten der einzelnen Überbaufelder unter Ansatz der häufigen Einwirkungen aus Eigengewicht, Ausbaulasten sowie Verkehr und Temperatur die Restspannstahlfläche $A_{z,r}$ ermittelt, unter deren Ansatz gerade die rechnerische Betonzugfestigkeit überschritten ist. Anschließend wird mit dieser Restspannstahlfläche im jeweiligen Schnitt die Restsicherheit γ_p bezogen

auf die einwirkende Verkehrslastbeanspruchung ermittelt. Die Restsicherheit ist nachgewiesen, wenn an jeder Stelle des Bauwerks $\gamma_p \geq 1,1$ gilt. Bild 82 zeigt die ermittelten Restsicherheiten in den Zehntelpunkten beispielhaft für ein Innenfeld.

Es ist zu erkennen, dass in den Bereichen der Stützen und der Momentennullpunkte keine ausreichende Restsicherheit vorhanden ist. Gemäß der alten Handlungsanweisung [24] müsste die Volkersbachtalbrücke in Längsrichtung als Bauwerk ohne Vorankündigung eingestuft werden.

Bild 83 zeigt eine alternative Aufbereitung der Ergebnisse. Dargestellt sind in jedem Untersuchungsschnitt die Anzahl der vorhandenen Spannglieder, die Anzahl der Restspannglieder bei Rissbildung und die Anzahl der zum Erreichen einer ausreichenden Resttragsicherheit erforderlichen Spannglieder. Man kann erkennen, dass in den Stützbereichen viele Spannglieder ausfallen müssen, bevor es zu einem Versagen kommt. In den Feldbereichen hingegen treten bereits nach wenigen Spanngliedausfällen detektierbare Risse an der Unterseite der Stege auf. Beim Auftreten der Risse ist in diesen Bereichen noch eine ausreichende Restsicherheit gegeben.

In der neuen Handlungsanweisung ist ein vereinfachtes stochastisches Verfahren aufgenommen worden, das diese charakteristischen Ergebnisse nutzt, um das Ankündigungsverhalten auch für solche Bauwerke nachzuweisen, in denen in einzelnen Schnitten keine Vorankündigung vorhanden ist. Grundgedanke ist, dass in einem Schnitt mit Ankündigung nach wenigen Spanngliedausfällen bereits Risse sichtbar sind, bevor es in einem Schnitt ohne Ankündigung nach einer hohen Anzahl von Ausfällen zum Versagen kommt. Es wird feldweise eine Auftretenswahrscheinlichkeit für ein Versagen ohne Vorankündigung berechnet. Als Grenzwert wird eine logarithmierte Auftretenswahrscheinlichkeit von $p_L \leq -4,0$ festgelegt. Die Anwendung des stochastischen Verfahrens auf die Längsrichtung der Volkersbachtalbrücke ergab Werte zwischen $p_L = -6,0$ bis $p_L = -5,0$. Dies entspricht Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne Vorankündigung von $p = 10^{-6}$ bis $p = 10^{-7}$. Damit ist das Ankündigungsverhalten der Volkersbachtalbrücke gemäß der neuen Handlungsanweisung nachgewiesen.

Aus den vorliegenden Unterlagen und bisherigen Nachrechnungen ist ersichtlich, dass die Volkersbachtalbrücke mit extern geführten Spanngliedern

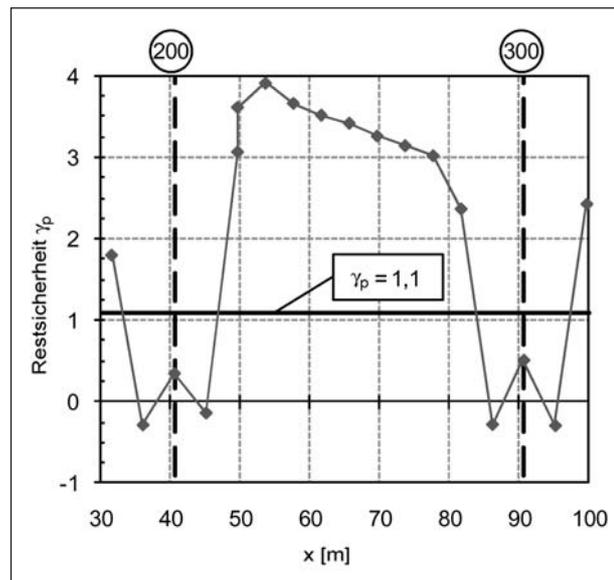


Bild 82: Restsicherheit γ_p ; beispielhaft für ein Feld mit den zugehörigen Stützbereichen

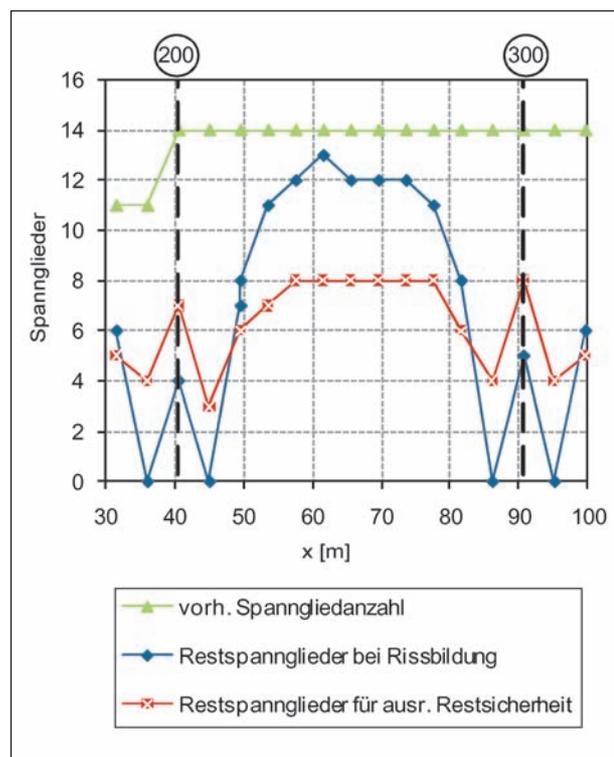


Bild 83: Anzahl der vorhandenen Spannglieder, der Spannglieder bei Rissbildung und der notw. Spannglieder zum Erreichen einer ausreichenden Restsicherheit; beispielhaft für ein Feld mit den zugehörigen Stützbereichen

verstärkt werden soll. Die zusätzlichen Momente und Normalkräfte aus der externen Vorspannung erhöhen nicht nur die Tragfähigkeit und verringern die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen an den Koppelfugen, sondern beeinflussen auch das Ankündigungsverhalten des Überbaus bei

sukzessivem Ausfall der intern geführten Spannglieder im Verbund.

Um den Einfluss der geplanten Verstärkungsmaßnahme auf das Ankündigungsverhalten zu untersuchen, wurden zunächst die Einwirkungen aus der dauerhaft wirkenden externen Vorspannung im eigenen Rechenmodell ermittelt. Je Steg sollen zwei externe Spannglieder Typ BBV EMR 12 mit einer zulässigen Spannkraft von 2.082 kN angebracht werden. Die Spannglieder sind in den Stützenachsen und in Feldmitte umgelenkt. Für die Nachrechnung wurden die Spannglieder einzeln in ihrer Höhenlage eingegeben. Anschließend wurden die Schnittgrößen aus der externen Vorspannung in die Berechnung der Restsicherheit γ_p und in die Bestimmung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung p übernommen.

Zum Vergleich sind in Bild 84 und Bild 85 die Ergebnisse unter Berücksichtigung der nachträglichen externen Vorspannung für dasselbe Feld wie in Bild 82 und Bild 83 grafisch dargestellt. Man kann erkennen, dass die vorhandene Restsicherheit γ_p gegenüber der ursprünglichen Berechnung abnimmt. Durch die zusätzlichen Druckspannungen infolge der externen Vorspannung muss mehr Spannstahl ausfallen, bevor Risse auftreten. Die Abnahme des aufnehmbaren Moments der Restspannstahlfläche ist dabei anscheinend höher als der Anstieg des zusätzlich durch die externe Vorspannung aufnehmbaren Moments. Auf der einen Seite müssen unter zusätzlicher externer Vorspannung insgesamt mehr interne Spannglieder ausfallen bevor Risse auftreten, auf der anderen Seite werden aber auch aufgrund der positiven Wirkung der ext. Vorspannung weniger interne Spannglieder zum Erzielen einer ausreichenden Restsicherheit benötigt (vgl. Bild 83 und Bild 85). Das stochastische Verfahren liefert für die nachträglich verstärkten Innenfelder aufgrund dieser absoluten, aber nicht relativen Änderungen der Spanngliedanzahlen für die Innenfelder annähernd gleiche Auftretenswahrscheinlichkeiten eines Versagens ohne Vorankündigung von etwa $p = 10^{-6}$ bis $p = 10^{-7}$. Lediglich in den Randfeldern erhöht sich die Auftretenswahrscheinlichkeit, da sich ein zusätzlicher Querschnitt ohne rechnerische Vorankündigung ergibt. Die festgestellte Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung steigt von $p = 1,05 \cdot 10^{-6}$ ($p_L = -5,98$) auf $p = 2,12 \cdot 10^{-5}$ ($p_L = -4,67$). Für die Volkersbachtalbrücke ist damit aber auch unter Berücksichtigung der nachträglichen externen Vorspannung für alle Felder der Grenzwert von

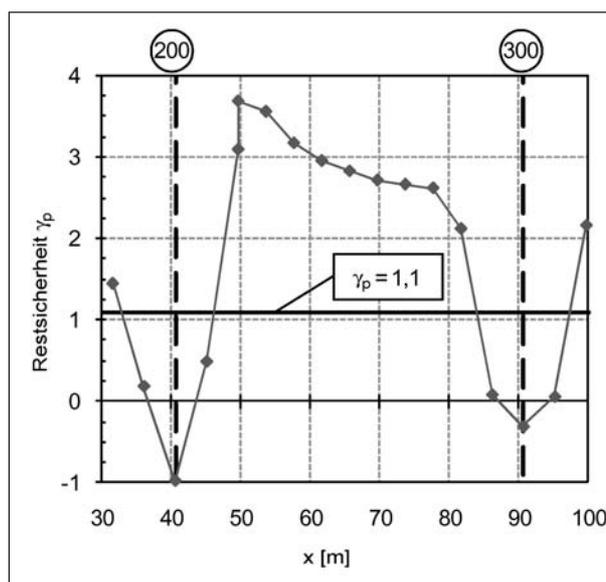


Bild 84: Restsicherheit γ_p unter Berücksichtigung der geplanten externen Vorspannung; beispielhaft für ein Feld mit den zugehörigen Stützbereichen

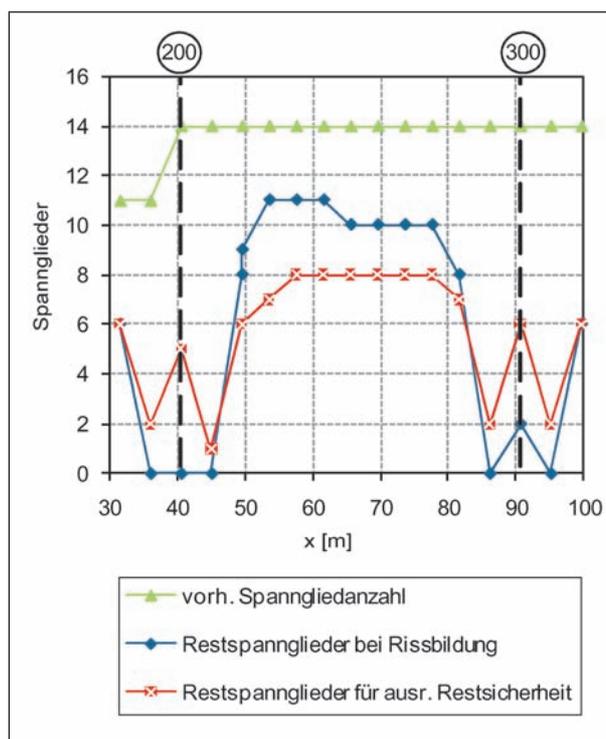


Bild 85: Anzahl der vorhandenen Spannglieder, der Spannglieder bei Rissbildung und der notw. Spannglieder zum Erreichen einer ausreichenden Restsicherheit unter Berücksichtigung der geplanten externen Vorspannung; beispielhaft für ein Feld mit den zugehörigen Stützbereichen

$p_L \leq -4,0$ eingehalten. Das Ankündigungsverhalten der Volkersbachtalbrücke gemäß der neuen Handlungsanweisung kann weiterhin als nachgewiesen gelten.

4.7.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Längsrichtung festgestellt werden:

Begrenzung der Spannungen und Dekompression

- Der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen EWK zum Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ ist nicht eingehalten.
- Die zulässigen Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen und quasi-ständigen EWK sind eingehalten.
- Die zulässigen Betonstahlspannungen unter der nicht-häufigen EWK sind eingehalten.
- Die zulässigen Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen EWK sind eingehalten.

Mindestbewehrung und Begrenzung der Rissbreiten

- Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung:
 - nicht vorhanden,
 - bei der direkten Berechnung der Rissbreite unter der häufigen EWK ergeben sich Rissbreiten $w_{k,cal} < 0,2$ mm.
- Am Bauwerk gemessene Rissbreiten (Koppelfugenbereiche ausgenommen):
 - $w = 0,1-0,2$ mm (vereinzelte Risse im Bereich der Fahrbahnplatte und der Stege),
 - $w = 0,2-0,3$ mm (einzelne, flächig gerissene Bereiche in den Kragplatten).
- Gemessene Rissbreiten im Bereich der Koppelfugen:
 - $w = 0,1-0,2$ mm (nur im Bereich der Fahrbahnplatte).

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit können wie folgt zusammengefasst werden:

Biegung mit Längskraft (DIN-FB 102)

- Nachweise sind in den Feldbereichen eingehalten.

- In Stützbereichen sind die Nachweise unter Ansatz einer Momentenausrundung eingehalten.

Querkraft und Torsion (DIN-FB 102)

- Erforderliche Bewehrung für Querkraft und Torsion ist in den Stegen vorhanden.
- Nachweis der Ausnutzung der Druckstrebe lässt sich unter Ansatz einer Torsionssteifigkeit von etwa $0,8 \cdot I_{T,Zustand I}$ führen.

Ermüdungsnachweis in den Koppelfugen

- Untersuchung für BKL 60/30 nach Handlungsanweisung BAST, Stufe II:
 - Zulässige Schwingbreiten der Spannstähle an den Koppelfugen sind für BKL 60/30 nicht eingehalten.
- Untersuchung für BKL 60 nach Handlungsanweisung BAST, Stufe III unter Ansatz eines rechnerischen Grundmomentes
 - zulässige Spannungsschwingbreiten in den Koppelfugen sind bei vollem Ansatz der Vorspannwirkung eingehalten,
 - genaue Ermittlung des Grundbeanspruchungsniveaus durch Messungen könnte zur Einhaltung des Nachweises führen.

4.8 Ergebnisse der eigenen Nachrechnung – Querrichtung

4.8.1 Grundlagen

Für die Untersuchung der Querrichtung wurden in zwei benachbarten Feldern des detaillierten Stab-Schalen-Modells für die Berechnung der Längsrichtung sämtliche Querspannglieder in ihrer tatsächlichen Lage eingegeben abgebildet. Bild 86 zeigt einen Ausschnitt des Stab-Schalen Modells der Längsrichtung und Bild 87 beispielhaft die Lage der Spannglieder im Stützbereich und ihre Abbildung im Rechenmodell. Die Querspannglieder sind verschwenkt angeordnet und haben im Stützbereich einen Abstand von 33 cm und im Feldbereich einen Abstand von 47 cm.

Angaben zur verwendeten Vorspannung finden sich in Bild 88.

Die Verkehrslasten der Hauptspur wurden für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit in verschiedenen möglichen Laststellungen auf dem Überbau angeordnet, um sicherzustellen, dass für den jeweiligen Nachweis die ungünstigste Laststellung untersucht wird.

Vergleiche der ermittelten Schnittgrößen mit den Schnittgrößen aus der Bestandsstatik und den vor-

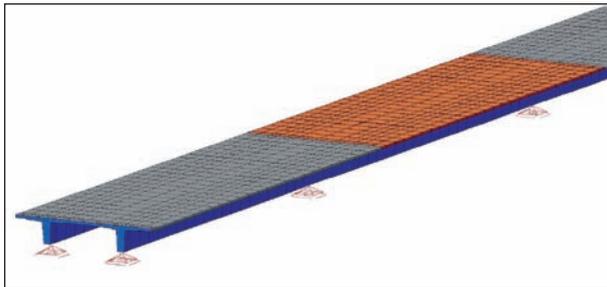


Bild 86: Ausschnitt aus dem Stab-Schalen-Modell der Längsrichtung (unterschiedliche Färbungen der Fahrbahnplatte stellen die einzelnen Bauabschnitte dar)

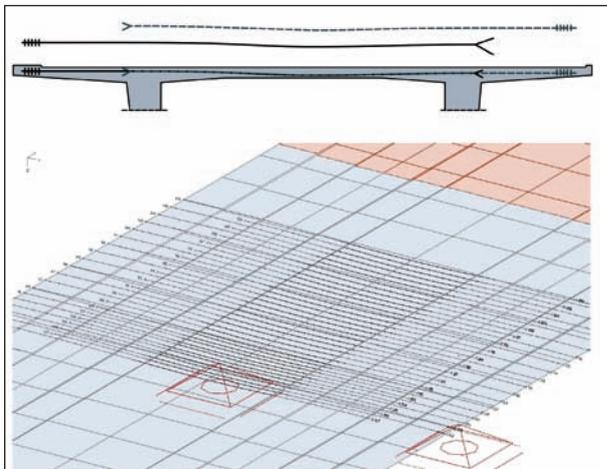


Bild 87: Lage der Querspannglieder in der Fahrbahnplatte (oben) und beispielhafte Darstellung der Modellierung der Querspannglieder im Rechenmodell (unten)

Spannglieder - Querrichtung	
Spannverfahren: Holzmann KA 49/14	
• Spannstahlfläche je Spannglied	$A_p = 5,6 \text{ cm}^2$
• Verwendete Drähte (gerippt)	11 mm x 4,5 mm (14 Stk.)
• Reibbeiwert	$\mu = 0,27$
• Ungewollter Umlenkwinkel	$\beta = 0,4 \text{ }^\circ/\text{m}$
• Hüllrohrdurchmesser	$d_h = 45 \text{ mm}$
• Schlupf am Spannanker	$s_{\text{min}} = 1 \text{ mm}$
Spannstahl: St 145/160 (1420/1570) Sigma oval 40 → gilt als SRK-gefährdet	
Zulässige Spannungen:	
$\sigma_{\text{zul}} = 0,55 \cdot \beta_z = 0,55 \cdot 1570 = 863 \text{ N/mm}^2$	
$P_{\text{zul}} = \sigma_{\text{zul}} \cdot A_p = 0,48 \text{ MN (49,3 t)}$	

Bild 88: Quervorspannung der Volkersbachtalbrücke: technische Daten

handenen Nachrechnungen zeigten eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

4.8.2 Nachweise im GZG

Die Nachweise der Betondruckspannungen, Betonstahl- und Spannstahlspannungen sind in Querrichtung unter der maßgebenden Einwirkungskombination eingehalten.

Der Nachweis der Dekompression ist nicht im gesamten Bereich der Fahrbahnplatte eingehalten. Die maximalen Überschreitungen liegen bei etwa $1,9 \text{ MN/m}^2$ und damit in der Größenordnung des 5%-Quantilwerts der Betonzugfestigkeit eines C 30/37 von $f_{\text{ctk};0,05} = 2,0$. In der Fahrbahnplatte wurden jedoch keine Biegerisse parallel zur Brückenlängsachse festgestellt.

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ist in der Fahrbahnplatte vorhanden. Der Nachweis der Rissbreite ist unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination eingehalten.

4.8.3 Nachweise im GZT

Der Nachweis für Biegung mit Längskraft ist in Querrichtung eingehalten.

Der Querkraftnachweis konnte ebenfalls erbracht werden. Dazu müssen jedoch die vertikalen Anteile der Betondruckkraft, die sich aufgrund der Anvoutung des Querschnitts zum Hauptträger hin ergeben, in Ansatz gebracht werden. Eine Abminderung auflagnaher Einzellasten wurde nicht vorgenommen.

4.8.4 Ankündigungsverhalten

Der gemäß [23] als besonders spannungsrissskorrosionsgefährdet geltende Spannstahl St 145/160 „Sigma oval 40“ kam auch in der Quervorspannung der Fahrbahnplatte der Volkersbachtalbrücke zum Einsatz. Für die Fahrbahnplatte sind daher ebenfalls Untersuchungen zum Ausschluss eines Versagens ohne Vorankündigung erforderlich.

Eine Beurteilung nach dem Riss-vor-Bruch-Kriterium ergab, dass nicht in allen Untersuchungsquerschnitten eine ausreichende Restbruchsicherheit vorhanden ist.

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wurde versucht, das vereinfachte stochastische Verfahren zum Nachweis des Ankündigungsverhal-

tens aus [23] auf die Querrichtung anzuwenden. Um zu Beginn ein möglichst günstiges Szenario zu untersuchen, wurde die Hauptspur der Verkehrslast (BKL 60) für die häufige und seltene Einwirkung in Feldmitte zwischen den beiden Hauptträgern angesetzt. So ergeben sich maximale positive Momente in der Fahrbahnplatte, die evtl. zu einer sichtbaren Rissbildung an der Plattenunterseite führen. Die Lastausbreitung zu den Hauptträgern hin wurde unter 45° angenommen. Alle Querspannglieder im Lastausbreitungsbereich wurden für den Nachweis angesetzt. Bild 89 verdeutlicht die dem Nachweis zugrunde gelegten Annahmen.

Es zeigte sich, dass selbst unter dieser günstigen Laststellung nur wenige Schnitte im Bereich der Feldmitte überhaupt ein Ankündigungsverhalten aufweisen. Die Anzahl der Querschnitte mit Vorankündigung im Sinne der neuen Handlungsanweisung reduzierte sich zusätzlich durch die geforderte Abrundung der vorhandenen Spannglieder bei Rissbildung bzw. Aufrundung der erforderlichen Spannglieder zum Erreichen einer ausreichenden Resttragfähigkeit auf ganze Zahlen. In keinem der untersuchten Bereiche wurde das Kriterium erreicht, dass mindestens 50 % der untersuchten Schnitte Ankündigungsverhalten aufweisen. Die Anwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens aus [23] war damit nicht möglich.

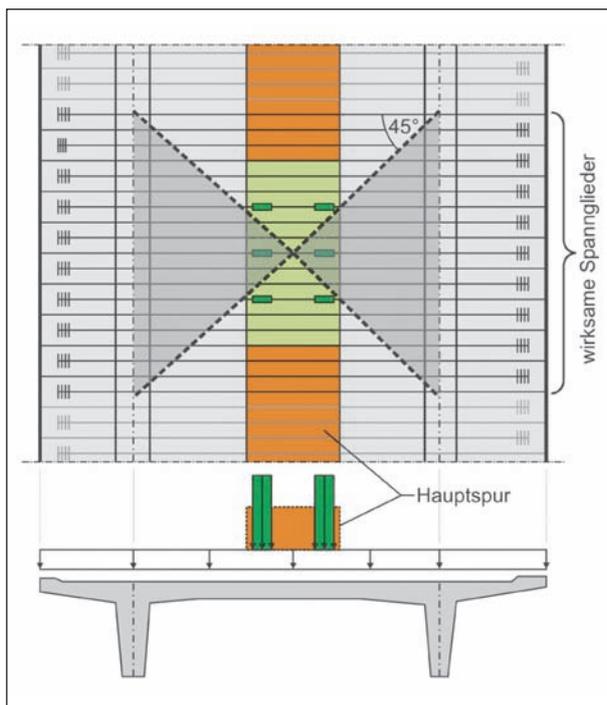


Bild 89: Angenommene Laststellung und mitwirkende Spannglieder für den Nachweis des Ankündigungsverhaltens in Querrichtung

Es besteht weiterer Forschungsbedarf zur Entwicklung einer einheitlichen Vorgehensweise bei der Beurteilung des Ankündigungsverhaltens bei fortschreitendem Spannstahlausfall in Querrichtung.

5 Empfehlungen für die Nachrechnungsrichtlinie

5.1 Vorbemerkungen

Nachfolgend werden erste Erkenntnisse aus der Nachrechnung der beiden Talbrücken Lützelbach und Volkersbach mit dem Ziel aufbereitet, sie als Vorschläge für die weitere Bearbeitung der Nachrechnungsrichtlinie einzubringen.

5.2 Erkenntnisse aus der Nachrechnung der Lützelbachtalbrücke (Hohlkasten)

Erkenntnisse aus den Untersuchungen in Längsrichtung

- Da der Nachweis der Dekompression im Allgemeinen nicht nach DIN-Fachbericht 102 geführt werden kann, können für eine Bewertung der Überschreitungen die Betonzugspannungen unter der maßgebenden Einwirkungskombination der Betonzugfestigkeit als 5%-Quantilwert oder als Mittelwert gegenübergestellt werden.
- Der Schubkraftverlauf in den Stegen einzelliger Hohlkastenbrücken kann im Allgemeinen mit ausreichender Genauigkeit aus der Querkraft V_{Ed} und Torsion T_{Ed} mit den Methoden der klassischen Stabstatik ermittelt werden. Der Einfluss aus der Profilverformung ist im Allgemeinen vernachlässigbar.
- Bemessung der Querkraftbewehrung: Bei Trägern mit konstanter Nutzhöhe h darf mit jenem Hebelarm gerechnet werden, der sich an der Stelle des maximalen Momentes im zugehörigen Querkraftbereich ergibt (Begründung: Liegt das Spannglied im überdrückten Bereich und ist daher seine Zugkraft konstant, stützen sich die geneigten Betondruckstreben aus der Fachwerktragwirkung nicht horizontal auf das Spannglied ab. Die Betondruckstreben laufen

dann ohne Richtungsänderung über das Spannglied durch und stützen sich am Träger- rand horizontal auf den Druckgurt oder den Zug- gurt aus Betonstahlbewehrung ab).

- Beim schubfesten Anschluss von seitlichen Druckgurten durch eine Querbewehrung an die Stege (z. B. Bodenplatte im Innenstützenbe- reich) darf für die Druckstrebenneigung im Fach- werkmodell der günstige Einfluss von Längs- druckspannungen berücksichtigt werden.
- Der Nachweis gegen Ermüdung in den Koppel- fugen erfolgt auf der Grundlage der Handlungs- anweisung der BAST [22]. Dabei kommt dem Grundmoment für die Ermittlung der Span- nungsschwingbreiten eine zentrale Bedeutung zu. Falls erforderlich, kann dieses im Rahmen der Stufe III nach [34] durch Messungen am Bauwerk relativ genau bestimmt werden. Da- durch können ggf. eine Überschätzung der Spannungsschwingbreiten durch zu konservati- ve Rechenannahmen und unnötige Verstär- kungsmaßnahmen vermieden werden.

Erkenntnisse aus den Untersuchungen in Querrichtung

- Für die Untersuchungen des Bauwerks in Quer- richtung sollten die Schnittgrößen an einem möglichst realistischen Rechenmodell ermittelt werden (z. B. räumliches Fachwerkmodell mit Schalenelementen ggf. unter Berücksichtigung vorhandener Feldquerträger). Zu starke Vereinfachungen können zu einer Überschätzung der Schnittgrößen führen, womit sich bei einer Nachrechnung mit vorhandenem Bewehrungs- querschnitt keine ausreichende Tragfähigkeit mehr nachweisen lässt.

5.3 Erkenntnisse aus der Nachrech- nung der Volkersbachtalbrücke (Plattenbalken)

Erkenntnisse aus den Untersuchungen in Längsrichtung

- Für die Untersuchungen des Bauwerks in Längsrichtung sollten die Spannglieder einzeln in ihrer jeweiligen Höhenlage eingegeben werden. Dabei ist jedoch darauf zu achten, dass durch eine zu hohe Anzahl von Zwangspunkten

für die Splinekurven nicht ein unrealistischer wellenförmiger Verlauf der Spannglieder erzeugt wird, der zu künstlichen Reibungsverlusten im Spannglied führt.

- Der Nachweis der Dekompression konnte nach DIN-FB nicht geführt werden. Eine Bewertung der Überschreitungen kann durch einen Ver- gleich der ermittelten Betonzugspannungen mit dem 5%-Quantilwert oder dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit oder sogar mit am Bauwerk ermittelten (Oberflächen-)Zugfestigkeiten erfol- gen. Falls sich der Nachweis mit den Spann- ungen am Querschnittsrand nicht führen lässt, ist in Anlehnung an EC 2 (Nationaler Anhang Deutschland, Ausgabe 2010) eine Nachweis- führung im Zustand II in einer Faser im Abstand von 100 mm vom Spannglied in Richtung des gezogenen Rands denkbar. Der Nachweis ist dann erbracht, wenn diese Faser unter der maßg. Einwirkungskombination unter Druck- spannungen steht.
- Im Bereich sehr schlanker Bauteile können unter hohen Beanspruchungen die zulässigen Betondruckspannungen infolge einer kombinier- ten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion überschritten werden. Dies ist gleichbedeutend mit einer Überschreitung der nach DIN-FB 102, Kapitel II, Abschnitt 4.3.3.2.2 (4) P definierten zulässigen Ausnutzung der Betondruckstreben. Da sich jedoch bei beschränkt vorgespannten Bauteilen im GZT der gerissene Zustand II ein- stellt, kann für diesen Fall bei der linear-elasti- schen Ermittlung des Torsionsmoments eine re- duzierte Torsionssteifigkeit $I_{T,eff}$ angesetzt wer- den. Im vorliegenden Beispiel konnte der Nach- weis schon mit einer um 20 % gegenüber der Steifigkeit im Zustand I reduzierten Torsionsstei- figkeit geführt werden.
- Bei der Untersuchung des Ankündigungsverhal- tens von Bauwerken, die mit SRK-gefährdetem Spannstahl erstellt wurden, stellt sich bei An- wendung des Riss-vor-Bruch-Kriteriums oft he- raus, dass in mehreren Schnitten keine Ankün- digung nachgewiesen werden kann. Dies war auch bei der Untersuchung der Volkersbachtal- brücke der Fall. Unter Verwendung des vereinfach- ten stochastischen Verfahrens aus der neuen Handlungsanweisung [23] ließ sich je- doch zeigen, dass die Auftretenswahrscheinlich- keit eines Versagens ohne Vorankündigung in jedem Feld unter dem geforderten Grenzwert

von $p_L \leq -4$ lag. Bisherige Erfahrungen zeigen, dass sich das vereinfachte stochastische Verfahren bei Brücken mit regelmäßigen Spannweiten und abgestufter Vorspannung in Längsrichtung sehr erfolgreich einsetzen lässt.

- Viele Brückenbauwerke wurden bereits oder sollen in Zukunft durch eine externe Vorspannung verstärkt werden, um die ermüdungsrelevanten Beanspruchungen in den Koppelfugen zu reduzieren. Diese externe Vorspannung hat bei Brücken, die mit SRK-gefährdetem Spannstahl erstellt wurden, auch Einfluss auf den Nachweis des Ankündungsverhaltens bei sukzessivem Ausfall von internen Spanngliedern. Der Nachweis des Ankündungsverhaltens ist in jedem Fall nach der Festlegung der Verstärkungsmaßnahme neu zu führen. Für das vorliegende Beispiel konnte gezeigt werden, dass die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung gemäß dem vereinfachten stochastischen Verfahren aus der neuen Handlungsanweisung auch unter Berücksichtigung der geplanten Verstärkung mit umgelenkten externen Spanngliedern den zulässigen Grenzwert nicht überschreitet. Um allgemeine Aussagen über den Einfluss umgelenkter und geradliniger externer Vorspannung auf das Ankündungsverhalten machen zu können, sind weitere Untersuchungen notwendig.

Erkenntnisse aus den Untersuchungen in Querrichtung

- Für die Untersuchungen des Bauwerks in Querrichtung sollten die Schnittgrößen an einem möglichst realistischen Rechenmodell ermittelt werden (z. B. räumliches Modell mit Schalenelementen für die Fahrbahnplatte und Stabelementen für die Hauptträger, ggf. unter Berücksichtigung vorhandener Feldquerträger). Zu starke Vereinfachungen können zu einer Überschätzung der Schnittgrößen führen, womit sich bei einer Nachrechnung mit vorhandenem Bewehrungsquerschnitt keine ausreichende Tragfähigkeit mehr nachweisen lässt.
- Der Nachweis des Ankündungsverhaltens für die Querrichtung ließ sich mittels des vereinfachten stochastischen Verfahrens aus der neuen Handlungsanweisung [23] selbst bei günstiger Laststellung nicht führen. Zur Aufnahme in die Nachrechnungsrichtlinie müssen alter-

native Ansätze zur Behandlung der Querrichtung entwickelt werden.

6 Zusammenfassung

Seit Einführung der Brückenklasse 60 im Jahr 1950 hat der Schwerverkehr in einem Ausmaß zugenommen, wie es seinerzeit nicht vorhersehbar war. Darauf musste bereits erstmals im Jahr 1985 mit Einführung der etwas höheren Brückenklasse 60/30 reagiert werden. Heute ist bekannt, dass die sich für die Zukunft abzeichnende Zunahme des Schwerverkehrs selbst durch die seit 2003 aktuellen Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 nicht abgedeckt werden kann. Daher stellt sich die Frage nach der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit insbesondere der bestehenden älteren Bauwerke, die nach den seinerzeit gültigen Normen bemessen wurden.

Dabei sind neben den Verkehrslasten jedoch noch weitere Defizite zu beachten. So sind die Normen für die Berechnung, Bemessung und Konstruktion der Bauwerke mehrfach an die zunehmend gewonnenen Erfahrungen und neue wissenschaftliche Erkenntnisse angepasst worden. So wurden beispielsweise bei den älteren Spannbetonbrücken im Vergleich zu heute deutlich weniger Vorspannung und Betonstahlbewehrung eingebaut. Letzteres betrifft sowohl die Längsbewehrung als auch die Querkraftbewehrung.

Auf einmal erkannte Schwachstellen wurde durch entsprechende Gegenmaßnahmen reagiert, um sie fortan bei Neubauten zu vermeiden. Teilweise führten zum Zeitpunkt der Herstellung nicht vorhersehbare Einflüsse, wie die in den 1960er Jahren einsetzende Verwendung von Tausalz, zu erheblichen Dauerhaftigkeitsschäden. Bei der Bewertung des Brückenbestands im Hinblick auf den extrem angestiegenen Verkehr sind diese Defizite zusätzlich mit zu bewerten.

Für die Bewertung der Tragsicherheit bestehender älterer Spannbetonbrücken sind die aktuellen DIN-Fachberichte für die Einwirkungen und Bemessung mit dem darin enthaltenen Sicherheitskonzept für Neubauten nicht geeignet. Bei Anwendung der Bemessungsregeln für die Nachrechnung älterer Bauwerke sind die Nachweisgrenzen schnell erreicht. Für die Nachrechnung bestehender Bauwerke bedarf es eines angepassten Sicherheitskonzepts. Zusätzliche, aus Untersuchungen am Bauwerk ge-

wonnene Informationen, beispielsweise über höhere Festigkeiten der Baustoffe, können bei der Nachrechnung berücksichtigt werden. Ungünstige Auswirkungen bekannter Schäden oder Mängel müssen berücksichtigt werden.

Bei statisch unbestimmten Systemen können durch die Umlagerung von Schnittgrößen Tragreserven aktiviert werden. Der Abbau von Zwangsschnittgrößen durch Kriechen, Rissbildung und plastische Verformungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken berücksichtigt werden.

Im Rahmen des FE-Vorhabens wurde diesen Ansätzen objektbezogen anhand der beiden Talbrücken Lützelbach (Hohlkasten) und Volkersbach (Plattenbalken) im Zuge der BAB A 45 nachgegangen. Bei bereits vorangegangenen Nachrechnungen für die beiden Bauwerke auf der Grundlage der letzten Ausgaben der DIN 1072:1985 und DIN 4227:1988 hatten sich erhebliche Defizite ergeben. Daher hatten die Nachrechnungen im Rahmen des FE-Vorhabens zum Ziel, Tragreserven zu identifizieren. Es sollten Lösungsansätze aufgezeigt werden die es ermöglichen sollen, die tatsächliche Tragsicherheit bestehender Spannbetonbrücken auch unter Einbeziehung und Erprobung alternativer Nachweisverfahren realistischer als bisher nachweisen und beurteilen zu können.

Talbrücke Lützelbach

Alle objektbezogenen Berechnungen und Nachweise zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Lützelbachtalbrücke im Rahmen des FE-Vorhabens erfolgten auf der Grundlage der aktuellen DIN-Fachberichte unter Einbeziehung des aktuellen Entwurfs der Nachrechnungsrichtlinie.

Was die Tragsicherheit in Längsrichtung betrifft, so bestand ein erhebliches Defizit bei der Querkraftbewehrung. Unter Anwendung des modifizierten Sicherheitskonzepts aus dem aktuellen Entwurf der Nachrechnungsrichtlinie sowie einiger Modifikationen beim Nachweisverfahren unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Querkraft- und Biegebeanspruchung konnten die Defizite bei der Querkraftbewehrung fast vollständig kompensiert werden (Bild 42).

Das Defizit beim Schubanschluss zwischen Bodenplatte und Steg im Bereich der Innenstützen konnte unter Berücksichtigung der günstigen Auswir-

kung der Längsdruckspannungen auf die Druckstrebenneigung des Fachwerkmodells in der Bodenplatte reduziert werden (Bild 49).

Dagegen konnte der Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen auch im Rahmen des FE-Vorhabens nicht erbracht werden.

Im Hinblick auf die Tragsicherheit in Querrichtung wies die vorliegende erste Nachrechnung deutliche Defizite bei der Querbewehrung zur Aufnahme der Querbiegemomente aus. Letztere waren allerdings stark vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend an einem ebenen Rahmensystem ermittelt worden. Dagegen ergab die realitätsnahe Ermittlung am räumlichen Faltwerk mit Schalenelementen deutlich kleinere Querbiegemomente. Dadurch ergaben sich im Bereich der Fahrbahnplatte keine Überschreitungen mehr bei der statisch erforderlichen Bewehrung. Das Defizit bei der oberen Querbewehrung im Anschnitt der Bodenplatte zum Steg fiel dadurch deutlich geringer aus als in der vorliegenden Nachrechnung (Bild 55).

Dagegen sind die Überschreitungen bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht so kritisch zu bewerten. Die Nachweise gegen Dekompression in Längs- und Querrichtung sind zwar nicht eingehalten, jedoch übersteigen die auftretenden Zugspannungen unter der maßgebenden Einwirkungskombination nicht den 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit. Die rechnerischen Rissbreiten sind zwar nicht unter den Risschnittgrößen, aber unter der maßgebenden Einwirkungskombination in Längs- und Querrichtung eingehalten. Dies gilt allerdings nicht für die Rissbreiten in den Koppelfugen. Diese rechnerischen Ergebnisse für die Rissbreiten stimmen in der Tendenz mit den festgestellten Rissbreiten am Bauwerk überein.

Talbrücke Volkersbach

Die Berechnungen und Nachweise zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Volkersbachtalbrücke erfolgten auf der Grundlage der aktuellen DIN-Fachberichte unter Einbeziehung des aktuellen Entwurfs der Nachrechnungsrichtlinie. Zu Vergleichszwecken wurden auch die Verkehrslasten gemäß Brückenklasse 60 und Brückenklasse 60/30 in die Betrachtungen mit einbezogen.

Die Tragsicherheit in Längsrichtung war gemäß der vorhandenen Nachrechnung für die Brückenklasse 60/30 nachgewiesen. Die im Rahmen des For-

schungsvorhabens geführten Nachweise gemäß DIN-FB 102 unter Berücksichtigung der Verkehrslasten nach DIN-FB 101 (LM 1) bestätigen diese Aussage. Die in der vorliegenden Nachrechnung festgestellte Überschreitung der zulässigen Druckspannungen beim Schubnachweis konnte auch beim Nachweis der Druckstrebe unter kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion festgestellt werden. Durch den Ansatz einer um ca. 20 % verringerten Torsionssteifigkeit des Querschnitts bei der Schnittgrößenermittlung konnte dieser Nachweis jedoch eingehalten werden. Da sich der Querschnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel im gerissenen Zustand II befindet, ist eine Reduzierung der Torsionssteifigkeit gerechtfertigt.

Der Nachweis gegen Ermüdung in den Koppelfugen konnte im Rahmen des FE-Vorhabens nicht erbracht werden. Es zeigte sich jedoch, dass eine genaue Ermittlung des Grundbeanspruchungsniveaus durch eine Messung am Bauwerk evtl. dazu führen könnte, dass der Nachweis erbracht werden kann. Dafür spricht auch, dass die Koppelfugen im Stegbereich laut vorliegenden Prüfprotokollen ungerissen sind.

Aufgrund des verwendeten spannungsrissskorrosionsempfindlichen Spannstahls wurde ebenfalls das Ankündigungsverhalten der Volkersbachtalbrücke untersucht. Gemäß der alten Handlungsanweisung ließen sich keine ausreichende Resttragsicherheit in jedem Querschnitt und damit auch kein Ankündigungsverhalten für das Bauwerk nachweisen. Unter Verwendung des vereinfachten stochastischen Verfahrens aus der neuen Handlungsanweisung kann die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Versagens ohne Vorankündigung auf ein zulässiges Maß begrenzt werden und damit das Ankündigungsverhalten der Volkersbachtalbrücke festgestellt werden. Die Ankündigung durch Rissbildung im Falle eines fortschreitenden Spannstahlausfalls bleibt auch unter der geplanten Verstärkung mit externen Spanngliedern erhalten.

Die Tragsicherheitsnachweise für Biegung mit Längskraft und Querkraft sind in Querrichtung erfüllt. Das Ankündigungsverhalten in Querrichtung ließ sich jedoch weder mit dem Riss-vor-Bruch-Kriterium noch mit dem vereinfachten stochastischen Verfahren nachweisen. An dieser Stelle besteht weiterer Untersuchungsbedarf.

Die festgestellten Überschreitungen bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglich-

keit sind als weniger kritisch zu bewerten. Die Nachweise gegen Dekompression in Längs- und Querrichtung sind zwar nicht eingehalten, jedoch übersteigen die auftretenden Zugspannungen unter der maßgebenden Einwirkungskombination in Längsrichtung nicht den Mittelwert der Betonzugfestigkeit und in Querrichtung nicht den 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit. Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten unter den Risschnittgrößen ist in Längsrichtung nicht vorhanden. Jedoch lässt sich durch eine direkte Berechnung der Rissbreiten mit der planmäßig im Bauwerk vorhandenen Bewehrung zeigen, dass die zulässigen Rissbreiten nicht überschritten werden.

Abschließende Wertung und weiterer Forschungsbedarf

Insgesamt kann festgestellt werden, dass bei Anwendung eines für die Nachrechnung bestehender Bauwerke angepassten Sicherheitskonzepts und geeigneter alternativer Nachweisverfahren Tragreserven identifiziert und genutzt werden können. Die Schnittgrößen sollten an möglichst realitätsnah modellierten und nicht zu stark vereinfachten Tragwerksmodellen ermittelt werden. Da die bestehenden älteren Spannbetonbrücken auf der Grundlage von Schnittgrößen nach linear elastischer Berechnung querschnittsweise bemessen wurden, bestehen aufgrund ihres monolithischen Charakters sowie ihrer im Allgemeinen hochgradigen statischen Unbestimmtheit Redundanzen und Umlagemöglichkeiten und damit entsprechende Tragreserven, die bei der Nachrechnung genutzt werden können.

Für die Querkraftbemessung von vorgespannten Bauteilen besteht ein dringender Forschungsbedarf für bessere und genauere Nachweisverfahren, die alle relevanten Einflüsse angemessen berücksichtigen.

Für die Beurteilung der Sicherheit gegen Materialermüdung besteht Bedarf nach Wöhlerlinien für die seinerzeit verwendeten Beton- und Spannstähle.

Weiterhin besteht Forschungsbedarf für ein Sicherheitskonzept, das einen Zusammenhang zwischen der verbleibenden Restnutzungsdauer und einem zugehörigen gegenüber Neubauten angemessen reduzierten Sicherheits- bzw. Zuverlässigkeitsindex beinhaltet.

Das neue vereinfachte stochastische Verfahren zum Nachweis des Ankündigungsverhaltens von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl lässt sich für die Längsrichtung meist mit Erfolg anwenden. Viele der betroffenen Bauwerke sind jedoch auch in Querrichtung mit SRK-empfindlichem Spannstahl vorgespannt. Es hat sich gezeigt, dass das vereinfachte stochastische Verfahren bei der Bewertung der Querrichtung an seine Grenzen stößt. Aus diesem Grund besteht weiterer Forschungsbedarf zur Entwicklung einer möglichst allgemeinen und zielführenden Herangehensweise zur Beurteilung des Ankündigungsverhaltens in Querrichtung.

Literatur

Verwendete Unterlagen

- [1] Untersuchung zur betontechnologischen Bauwerksbeurteilung, IGS Ingenieurgesellschaft, Herborn, 21.05.2009
- [2] Nachrechnung der Talbrücke Lützelbach für die Brückenklasse 60/30, Hochreither-Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH, Oktober 2008
- [3] Talbrücke Lützelbach, Beschreibung des Bauwerks sowie Darstellung der Konzepte für die Verstärkung des Überbaus für BKL 60/30, Hochreither-Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH, 13.02.2009
- [4] Stellungnahme zur Untersuchung von Spanndrähten an der Volkersbachtalbrücke, König und Heunisch Planungsgesellschaft, Frankfurt, 08.08.2006
- [5] Objektbezogene Schadensanalyse der Talbrücke Volkersbach im Zuge der A 45, Gutachten Nr. 800736 b, SiB Ingenieurgesellschaft mbH, Ober-Mörlen, 24.09.2009
- [6] Stellungnahme zur Restnutzungsdauer der Spanngliedkopplungen der Volkersbachtalbrücke i. Z. d. BAB 45, König und Heunisch Planungsgesellschaft, Frankfurt, 18.07.2006
- [7] Brückenuntersuchung nach Handlungsanweisung der BAST: Volkersbachtalbrücke. Prof. Dr.-Ing. Jürgen HAGEDORN, Obermaiselstein, 20.06.2004
- [8] Brückenuntersuchung nach Handlungsanweisung der BAST, Stufe 2: Volkersbachtalbrücke. Prof. Dr.-Ing. Jürgen HAGEDORN, Obermaiselstein, 27.10.2004

Normen

- [9] DIN EN 1990: Eurocode; Grundlagen der Tragwerksplanung, Ausgabe Oktober 2002
- [10] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe Juni 1952
- [11] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe September 1967
- [12] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe Dezember 1985
- [13] DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, Ausgabe März 2009
- [14] DIN 4227: Spannbeton; Spannbeton: Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Ausgabe Oktober 1953
- [15] DIN 4227: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Ausgabe Juli 1988
- [16] DIN-Fachbericht 102, Betonbrücken Ausgabe, März 2009
- [17] DIN EN 206-1 Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Ausgabe Juli 2001
- [18] DIN EN 12504-1: Prüfung von Beton in Bauwerken; Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit, Ausgabe Juli 2009
- [19] DIN EN 12504-2: Prüfung von Beton in Bauwerken; Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung, Bestimmung der Rückprallzahl, Ausgabe Dezember 2001
- [20] DIN EN 13791: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen, Ausgabe Mai 2008
- [21] DAfStb, Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Beuth Verlag, September 2003

- [22] Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spanbetonüberbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen, Ausgabe 1998
- [23] Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Der Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr, Ausgabe Februar 2010
- [24] Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Stand Juli 1993
- [25] Entwurf Nachrechnungsrichtlinie, Arbeitskreis Betonbrücken, Stand 18.02.2010
- von Betonbauteilen – Sachstandsbericht. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467, Berlin: Beuth Verlag, 1996
- [32] LEONHARDT, F., KOCH, R.: Schubversuche an Spannbetonträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227, Berlin 1973
- [33] ABEL, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Diss. RWTH Aachen, 1996, Schriftenreihe des IMB, Heft 4
- [34] ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER C.: Monitoring im Betonbau, Betonkalender 2009

Weiterführende Literatur

- [26] NAUMANN, J.: Eine neue Strategie für die Erhaltung alter Straßenbrücken. Der Prüflingenieur, April 2010
- [27] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2. Auflage, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg 2010
- [28] VISMAN, U.: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau. Dissertation am Lehrstuhl für Massivbau, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau 4/95, Technische Universität München, München 1995
- [29] RACKWITZ, R.: Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. Structural Safety, Vol. 24, Nr. 2-4, International Conference on Structural Safety and Reliability – ICOSSAR'01, 2002, S. 297-331
- [30] LENTZ, A.: Acceptability of Civil Engineering Decisions Involving Human Consequences. Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität München, München 2007
- [31] ZILCH, K.; MAINZ, J.: Grundsätze zur Beurteilung. In: SCHÄFER, H. G. et. al.: Verstärken

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2001

- B 28: Erfassung und Bewertung von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen auf Stahl
Eilers € 11,00
- B 29: Ergänzende Untersuchungen zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe und des Chloridgehaltes von Beton
Gatz, Quaas € 12,00
- B 30: Materialkonzepte, Herstellungs- und Prüfverfahren für elutionsarme Spritzbetone
Heimbecher € 11,00
- B 31: Verträglichkeit von reaktionsharzgebundenen Dünnbelägen mit Abdichtungssystemen nach den ZTV-BEL-ST
Eilers, Stoll € 10,50
- B 32: Das Programm ISOCORRAG: Ermittlung von Korrosivitätskategorien aus Massenverlusten
Schröder € 11,50
- B 33: Bewährung von Belägen auf Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten
Eilers, Sczyslo € 17,00
- B 34: Neue reaktionsharzgebundene Dünnbeläge als Fahrbahnbeläge auf einem D-Brücken-Gerät
Eilers, Ritter € 13,00

2002

- B 35: Bewährung von Brückenbelägen auf Betonbauwerken
Wruck € 11,50
- B 36: Fahrbahnübergänge aus Asphalt
Wruck € 11,00
- B 37: Messung der Hydrophobierungsqualität
Hörner, von Witzhausen, Gatz € 11,00
- B 38: Materialtechnische Untersuchungen beim Abbruch der Talbrücke Haiger
Krause, Wiggenhauser, Krieger € 17,00
- B 39: Bewegungen von Randfugen auf Brücken
Eilers, Wruck, Quaas € 13,00

2003

- B 40: Schutzmaßnahmen gegen Graffiti von Wespennest
€ 11,50
- B 41: Temperaturmessung an der Unterseite orthotroper Fahrbahnplatten beim Einbau der Gussasphalt-Schutzschicht
Eilers, Kühler, Quaas € 12,50
- B 42: Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes im Tunnelbau
Städig, Krocker € 12,00
- B 43: Entwicklung eines Bauwerks Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz – Stufen 1 und 2
Haardt € 13,50
- B 44: Untersuchungen an Fahrbahnübergängen zur Lärminderung
Hemmert-Halswick, Ullrich € 12,50

2004

- B 45: Erfahrungssammlungen:
Stahlbrücken – Schäden – wetterfeste Stähle Seile
Teil 1: Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken

Teil 2: Dokumentation und Erfahrungssammlung mit Brücken aus wetterfesten Stählen

Teil 3: Erfahrungssammlung über die Dauerhaftigkeit von Brückenseilen und -kabeln
Hemmert-Halswick € 13,00

B 46: Einsatzbereiche endgültiger Spritzbetonkonstruktionen im Tunnelbau
Heimbecher, Decker, Faust € 12,50

2005

B 47: Gussasphaltbeläge auf Stahlbrücken
Steinauer, Scharnigg € 13,50

2006

- B 48: Scannende Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung von Brückenbauwerken
Holst, Streicher, Gardei, Kohl, Wöstmann, Wiggenhauser € 15,00
- B 49: Einfluss der Betonoberflächenvorbereitung auf die Haftung von Epoxidharz
Raupach, Rößler € 13,50
- B 50: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz, Stufe 3
Holst € 13,50
- B 51: Hydrophobierungsqualität von flüssigen und pastösen Hydrophobierungsmitteln
Panzer, Hörner, Kropf € 12,50
- B 52: Brückenseile mit Galfan-Überzug – Untersuchung der Haftfestigkeit von Grundbeschichtungen
Friedrich, Staack € 14,50
- B 53: Verwendung von selbstverdichtendem Beton (SVB) im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 14,50
- B 54: Nachweis des Erfolges von Injektionsmaßnahmen zur Mängelbeseitigung bei Minderdicken von Tunnelinnenschalen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Rath, Berthold, Lähler € 12,50

2007

- B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Krause, Rath, Sawade, Dumat € 14,50
- B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositionsklasse XF2
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes € 19,50
- B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Steinauer, Mayer, Kündig € 26,50
- B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel
Sistenich € 14,50

2008

- B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme
Schröder € 12,50
- B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung - Bewährung
Schröder € 13,50

- B 61: **Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten**
Schröder, Staech € 13,00
- B 62: **Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff**
Eilers € 12,00
- B 63: **Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint € 17,50
- B 64: **Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositionsklasse XF4**
Brameshuber, Spörel, Warkus € 12,50

2009

- B 65: **Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Frieße, Taffe, Wöstmann, Zoega € 14,50
- B 66: **Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln**
Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann, Baltzer, Riepe, Kündig € 14,00
- B 67: **Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln**
Blosfeld € 17,50
- B 68: **Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler € 29,50
- B 69: **Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln**
Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger € 18,50
- B 70: **Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen**
Tauscher € 14,50

2010

- B 71: **Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau**
Kuhlmann, Euler € 22,50
- B 72: **Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen**
Weschpfennig, Kropf, von Witzhausen € 13,50
- B 73: **Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König € 21,00
- B 74: **Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk**
Müller € 14,00
- B 75: **Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand**
Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum € 13,50

2011

- B 76: **Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems**
Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller, Steinauer, Scharnigg € 17,00
- B 77: **Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Euro-codes**
Teil 1: DIN-FB 101 "Einwirkung auf Brücken"
Teil 2: DIN-FB 102 "Betonbrücken"
Teil 3: DIN-FB 103 "Stahlbrücken"

Teil 4: DIN-FB 104 "Verbundbrücken"

- Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller, Schrick, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier, Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann € 29,50
- B 78: **Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Kuhlmann, Günther, Krauss € 18,50
- B 79: **Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbe-tonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung**
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.
Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik (in Vorbereitung)
- B 80: **Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln**
Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los € 16,00
- B 81: **Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse**
Müller, Vogel, Neumann € 14,50
- B 82: **Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand**
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: **Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken**
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.