Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Patrick Fehlmann
Prof. Thomas Vogel

cemsuisse-Projekt 200903 – Mai 2011
Diese Forschungsarbeit wurde durch cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie finanziert.

Vorwort

Dieser Bericht ist eine Ergänzung zum IBK-Versuchsbericht *Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken* und wird später durch die Dissertation von Patrick Fehlmann ersetzt. Der Versuchsbericht beschränkt sich auf die Beschreibung der Versuche, deren Auswertung und die Darstellung der Resultate. Er gibt aber keinerlei Interpretationen oder Hinweise für mögliche praktische Umsetzungen. Das Ziel dieses vorläufigen Schlussberichts ist es deshalb, die Versuchsresultate zu erläutern und Berechnungen gegenüberzustellen. Wo dies zum jetzigen Zeitpunkt bereits möglich ist, werden auch Hinweise für die Überprüfung bestehender Brücken gegeben.

Zürich, im Mai 2011

Vorwort der Begleitgruppe

Blaise Fleury, Holcim (Suisse) SA

Cemsuisse Forschungsförderung

Die cemsuisse Forschungsförderung unterstützt Forschungsprojekte im Bereich der Betonanwendung, welche von kompetenten Forschergruppen an cemsuisse herangetragen werden. Mit der proaktiven Forschungsförderung definiert cemsuisse zudem Forschungsprojekte von Interesse und trägt diese an kompetente Forschergruppen heran oder schreibt sie öffentlich aus. Die Projektnehmer werden jeweils von einer Begleitgruppe aus cemsuisse – Vertretern fachlich unterstützt.

Dr. Heiner Widmer, Leiter Umwelt, Technik, Wissenschaft, cemsuisse

Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, die im IBK-Versuchsbericht *Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken* enthaltenen Versuchsresultate zu kommentieren und vergleichenden Berechnungen gegenüberzustellen.

Im Kapitel 1 werden das Forschungsprojekt und seine Ziele erläutert. Zudem wird eine kompakte Übersicht vom Stand der Forschung im Bereich der Ermüdung von Stahlbeton gegeben.

Das Kapitel 2 beschäftigt sich mit den Bestimmungen der Schweizer Tragwerksnormen des SIA betreffend Ermüdungssicherheit von Betonbauten. Die wichtigsten Punkte der Nachweiskonzepte werden erläutert. Die Unterschiede der Normengenerationen bilden dabei einen Schwerpunkt.

Das Kapitel 3 soll aufzeigen, für welche Brücken die Versuche repräsentativ sind und wie Dimensionen und konstruktive Durchbildung des Versuchskörpers festgelegt worden sind. Hierfür wurde eine Bestandesaufnahme der einfeldrigen Brücken auf den Nationalstrassen im Kanton Aargau gemacht. Die Resultate dieser Untersuchung sind ebenfalls in diesem Kapitel dargelegt.

Einzelne Versuchsresultate sollen im Kapitel 4 aufgegriffen und vergleichenden Berechnungen gegenübergestellt werden. Das Vorgehen bei den Berechnungen richtet sich grösstenteils nach den Vorschriften der gültigen Tragwerksnormen. Mögliche Probleme bei diesem Vorgehen im Zusammenhang mit der Überprüfung bestehender Brücken werden aufgezeigt und Alternativen angedacht. Die Unterschiede zwischen dem Versuch und einer realen Brücke werden aufgezeigt. Zudem werden die Auswirkungen am skalierten Versuchskörper mit denjenigen an der richtigen Brücke verglichen.

Im Kapitel 5 werden die wichtigsten Erkenntnisse kurz zusammengefasst und die Bedeutung dieser Forschungsarbeit für die Praxis erläutert.

Das Kapitel 6 gibt einen Überblick der noch ungeklärten Fragen und des sich daraus ergebenden Forschungsbedarfs.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1

1.1 Ausgangslage und Stand der Forschung 1

1.2 Zielsetzung 2

1.3 Abgrenzung 3

2 Normbestimmungen 5

2.1 SIA 162(1989) 5

2.2 SIA 262(2003) 5

2.3 SIA 269/2(2011) 6

3 Vergleich des Versuchskörpers mit realen Brücken 7

4 Interpretation und Vergleich der Versuchsresultate 11

4.1 Tragwerksmodell für Vergleichsrechnungen 11

4.2 Einwirkungen 13

4.2.1 Einwirkungen im Versuch 13

4.2.2 Vergleich mit Lastmodell 1 der Norm SIA 261 13

4.2.3 Auswirkungen von Erddruck und Temperaturänderungen 16

4.3 Vergleich mit Versuchsresultaten 16

4.4 Vergleich zweier Messsysteme 21

4.5 Berechnungen nach Konzept der Normen SIA 262 und SIA 269/2 25

4.5.1 Grundlagen 25

4.5.2 Nachweise für den Betonstahl 26

4.5.3 Nachweise für den Beton 29

5 Schlussfolgerungen und Bedeutung für die Praxis 33

6 Forschungsbedarf 36

Bezeichnungen 37

Literatur 39

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Stand der Forschung

Grundsätzlich muss festgehalten werden, dass im Gebiet der Ermüdung von Stahlbeton im Vergleich zum Stahlbau sehr wenig geforscht worden ist. Während dort die wesentlichen Phänomene bekannt sind, fehlen im Betonbau essentielle Grundlagen. Lange Zeit herrschte die Meinung vor, dass Ermüdung im Betonbau keine Rolle spielen würde, da insbesondere bei Brücken keine ermüdungsrelevanten Spannungswechsel aufträten. Neueste Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass dies nicht stimmt. Zudem haben Analysen zur Auswirkung neuer Lastmodelle mit immer grösseren Achslasten auf bestehende Strassen- und Bahnbrücken die Diskussion der Ermüdung von Stahlbetontragwerken neu entfacht [13]. Die Anzahl Überfahrten und die Lasten selbst haben auf den Brücken des Schweizer Nationalstrassennetzes in den letzten Jahrzehnten stark zugenommen und werden weiter zunehmen [2; 11]. Dieselbe Tendenz ist auch im nahen Ausland zu beobachten [12].

Die Forschung hat sich bis jetzt im Wesentlichen auf das Ermüdungsverhalten der Einzelkomponenten Beton und Bewehrungsstahl konzentriert [27; 28]. Über das Ermüdungsverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben und die tatsächlich unter Gebrauchslasten auftretenden Spannungswechsel liegen nur spärliche Erkenntnisse vor [14]. Dasselbe gilt für Beton unter wirklichkeitsnaher Beanspruchung. Bei vorgespannten Tragwerken ergeben sich zusätzliche Problemstellungen, welche in [5] erforscht worden sind und auf die an dieser Stelle deshalb nicht eingegangen werden soll.

Die Vorschriften in den aktuellen Normen beruhen im Vergleich zu anderen Gebieten des konstruktiven Ingenieurbaus auf einer sehr schmalen Wissensbasis. Die Beurteilung bestehender Brücken bezüglich ihrer Ermüdungssicherheit bereitet deshalb grosse Probleme. Es ist heute weder möglich, den Ist-Zustand einer Stahlbetonbrücke bezüglich Schädigung durch Ermüdung zu erfassen, noch eine Prognose für die Restlebensdauer abzugeben. Aus diesem Grund ist es unbedingt erforderlich, einerseits mittels experimenteller Forschung mehr über die Schädigungsmechanismen bei der Ermüdung von Stahlbeton zu erfahren und andererseits Methoden zur Erkennung gefährdeter bzw. bereits geschädigter Objekte zu erforschen.

Mit der Norm SIA 162(1989) [16] wurde in der Schweiz erstmals ein Ermüdungsnachweis für Betonbauwerke eingeführt. Mit der Einführung der Norm SIA 262(2003) [21] wurden die Anforderungen bezüglich Ermüdung weiter verschärft. Folglich können insbesondere bei vor 1989 erstellten Bauwerken nicht alle Bauteile die Anforderungen der aktuellen Normen hinsichtlich Ermüdungssicherheit erfüllen. Tatsächlich gibt es bei Brücken Tragwerksteile, die während ihrer Lebensdauer einer grossen Zahl von Lastwechseln ausgesetzt sind wie z. B. Fahrbahnplatten. Diese wurden in [15] untersucht. Demzufolge können mit zunehmendem Alter Schäden infolge Ermüdung nicht ausgeschlossen werden. Trotzdem sind bis heute in der Schweiz keine Schäden an Brücken infolge Ermüdung bekannt. Mögliche Erklärungen für diese Diskrepanz sind das niedrige Durchschnittsalter der Nationalstras-

senbrücken von ca. 36 Jahren, die Unkenntnis versteckter Schäden oder das Zuordnen vorhandener Schäden zu anderen Ursachen wie beispielsweise Korrosion.

Auf dem Schweizer Strassennetz existieren viele Rahmenbrücken zur Überquerung kleiner Hindernisse wie Bäche, Ortsstrassen, Fussgänger- und Radwege. Diese einfeldrigen Brücken weisen Spannweiten von 3 bis 15 m auf, wobei rund 70% im Bereich von 4 bis 10 m liegen. Recherchen haben ergeben, dass alleine auf den Nationalstrassen im Kanton Aargau ca. 120 solcher Objekte existieren. Schweizweit wurden mittels der Kunstbauten-Datenbank (KUBA-DB) des Schweizerischen Bundesamts für Strassen (ASTRA) ca. 1'100 Brücken dieses Typs erfasst [7]. Bei den untersuchten Brücken handelt es sich um integrale Brücken, also Brücken ohne Dilatationsfugen und Fahrbahnübergänge. Der Sachstandsbericht zum Thema integrale Brücken [9] enthält sowohl eine Übersicht der Forschung in diesem Bereich als auch viele wertvolle Erkenntnisse, die nicht nur für die Projektierung sondern auch für die Überprüfung solcher Brücken hilfreich sind.

Insbesondere bei der Überfahrt von schweren Lastwagen erfährt die Bewehrung in den Rahmenecken und in Feldmitte ermüdungswirksame Spannungswechsel. Im Zuge von Instandsetzungen wurde in den letzten Jahren zudem festgestellt, dass die Bewehrung in den Rahmenecken in manchen Fällen nicht sauber verlegt worden war. Sie liegt häufig zu tief, was höhere Spannungen und somit ein schlechteres Ermüdungsverhalten zur Folge hat.

1.2 Zielsetzung

Die beschriebenen Versuche sollten einen Beitrag auf einem Gebiet leisten, auf dem noch sehr viel Forschungsbedarf besteht. Längerfristig könnte die Betonbauweise aufgrund des Wissensmangels im Bereich der Ermüdung einen Imageverlust erleiden, insbesondere wenn plötzlich Ermüdungsschäden an Betontragwerken auftreten würden. Bereits in 10 bis 20 Jahren werden die Brücken des Schweizer Nationalstrassennetzes ein Alter erreichen, ab welchem bei gewissen Brückentypen und Konstruktionsdetails mit Ermüdungsschäden gerechnet werden muss. Mit experimentellen Untersuchungen kann in diesem Sinne auch in die nachhaltige Nutzung und Erhaltung dieser und ähnlicher Bauwerke investiert werden.

Die Versuche sollten für einen in der Schweiz weit verbreiteten Brückentyp zeigen, wie der Versagensprozess infolge Ermüdung abläuft und welche Bauteile bzw. konstruktiven Details kritisch sind bezüglich Ermüdungsschäden. Zentral waren die Messung der im Prüfkörper auftretenden Beton- und Stahldehnungen sowie das periodische Festhalten der Rissbilder. Eine durch die Versuche repräsentierte Brücke ist in Bild 1.1 dargestellt.

Die Laborversuche boten zudem die Möglichkeit, Erfahrungen mit Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung zu sammeln, welche im Feld erst wenig oder gar nicht erprobt sind. Durch eine Kombination einzelner Verfahren konnten die Vorteile der Methoden optimal ausgenutzt werden.

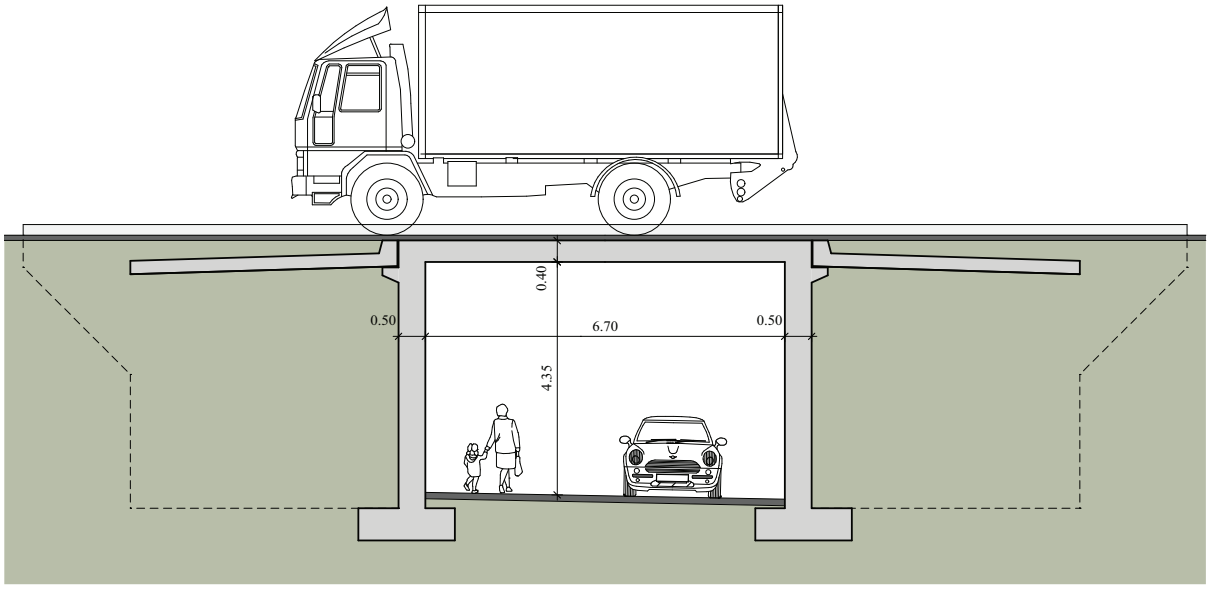

Bild 1.1: Längsschnitt einer durch die Versuche repräsentierten Brücke. Abmessungen in m.

1.3 Abgrenzung

Das Ziel des Forschungsprojekts war es, das Ermüdungsverhalten von bestehenden Stahlbetonbrücken zu erforschen. Dieser Bericht beschränkt sich aufgrund des in Kap. 1.1 erläuterten Sachverhalts auf bestehende Rahmenbrücken mit kurzen Spannweiten aus schlaff bewehrtem Beton. Der Fokus liegt dabei auf dem Verhalten der Bewehrung und weniger auf demjenigen des Betons. Weiterhin wird nur die Ermüdung als Gefährdungsbild betrachtet. Dass andere, hier nicht behandelte Gefährdungsbilder, im Rahmen einer Zustandserfassung ebenso eine Rolle spielen, ist selbstverständlich.

Das Ermüdungsverhalten eines Tragwerks losgelöst von den Einwirkungen zu betrachten ist unmöglich. Im Zuge dieses Forschungsprojekts soll aber das Tragwerksverhalten im Vordergrund stehen. Fragen zur Einwirkungsseite werden deshalb nur am Rande behandelt.

2 Normbestimmungen

2.1 SIA 162(1989)

Die SIA-Dokumentation D 0133 [17] enthält viel Hintergrundwissen zur Ermüdung von Stahlbetontragwerken und zum entsprechenden Nachweiskonzept in den Normen von 1989 bzw. 1993. Auf die wichtigsten Punkte soll an dieser Stelle kurz eingegangen werden.

Mit der Einführung der Normengeneration 1989 wurde erstmals auch für Tragwerke aus Stahlbeton ein expliziter Nachweis der Ermüdungssicherheit gefordert. In der Schweiz waren bis dahin zwar keine Schäden an Betonbauten bekannt, die eindeutig auf Ermüdung zurückzuführen gewesen wären, doch im Ausland gab es vereinzelte Fälle bei stark befahrenen Brücken, Fahrbahnen von Autobahnen, Maschinenfundamenten und vorgespannten Trägern in Industriegebäuden [29]. Der Nachweis basierte auf dem Konzept der Spannungsbegrenzung und musste für Beton und Bewehrung gesondert geführt werden. Im Prinzip handelte es sich um einen Dauerfestigkeitsnachweis, welcher sehr konservative Resultate lieferte. Marti und Ernst stellten im Zuge der Revision 1993 dann auch fest, dass im Bereich der Ermüdung Revisionsbedarf bestand [10]:

„Grundsätzlich ist auch eine Überarbeitung der Ziffer 3.4 (Ermüdungssicherheit) erforderlich. In der Praxis hat sich dies zum Beispiel bei entsprechenden Nachweisen für Brückenplatten gezeigt. Wegen der Komplexität und der relativ beschränkten Bedeutung des Themas entschloss sich die Begleitkommission SIA 162, die Teilrevision damit nicht zu belasten, sondern eine spezielle Arbeitsgruppe zur Erarbeitung von Lösungsvorschlägen einzusetzen.“

Das Resultat der Arbeit dieser Gruppe war die SIA-Dokumentation D 0133. Sie ist nicht nur ein State-of-the-Art-Report, sondern enthält auch einen Vorschlag für einen alternativen Nachweis der Ermüdungssicherheit, welcher eine verfeinerte Betrachtung erlaubte. Dieses alternative Nachweiskonzept wurde später Teil der Norm SIA 262(2003).

2.2 SIA 262(2003)

Das Konzept des Ermüdungsnachweises in der Norm SIA 262(2003) wird in [18] beschrieben. Im Wesentlichen wurden die Vorschläge der Dokumentation D 0133 übernommen. Die Nachweise sind für Beton und Bewehrung gesondert zu führen und entsprechen einer Spannungsbegrenzung.

Das Vorgehen für den Nachweis der Bewehrung ist stufenweise. Der am wenigsten aufwändige aber auch konservativste Nachweis ist derjenige für die Dauerfestigkeit. Sollte er nicht erfüllt sein, kann der Nachweis der Betriebsfestigkeit geführt werden. Hierfür wird unter Zuhilfenahme eines Betriebslastfaktors eine äquivalente Spannungsdifferenz bestimmt. Der Betriebslastfaktor ist dabei gemäss

Norm SIA 263(2003) [22] zu bestimmen. In Ausnahmefällen ist es auch möglich, die Bemessung mithilfe einer Schadensakkumulationsrechnung durchzuführen.

Im Gegensatz zur Bewehrung, wo man auf Erkenntnisse aus der Forschung im Stahl- und Maschinenbau zurückgreifen kann, gibt es beim Beton nur wenige und häufig gar widersprüchliche Forschungsresultate. Viele Phänomene der Betonermüdung sind bis heute ungeklärt. In der Norm SIA 262 beschränkt man sich deshalb beim Ermüdungsnachweis des Betons darauf, die Beanspruchung auf ein relativ tiefes Niveau zu begrenzen. Der Nachweis ist für die Druckspannung in Biegedruckzonen und Druckfeldern und für Schubspannungen in Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu führen. Dieser Nachweis mag konservativ sein aber es gilt zu bedenken, dass erstens bei Neubauten das Vorsorgeprinzip gilt und zweitens diese Nachweise nur selten massgebend werden.

Der Vergleich der Nachweise gemäss Norm SIA 262(2003) mit den alternativen Nachweisen gemäss SIA D 0133 zeigt lediglich kleine Abweichungen, welche in der Umstellung von Kennwertniveau auf Bemessungsniveau begründet sind. Hingegen resultieren beim Nachweis der Betriebsfestigkeit für die Bewehrung sehr grosse Abweichungen zwischen den beiden Normengenerationen. Die Ursache dafür liegt aber nicht auf der Widerstands- sondern auf der Einwirkungsseite. In der Regel resultieren für den Betriebslastfaktor bei der Normengeneration 2003 grössere Werte als bei der Normengeneration 1989. In der Folge sind höhere Bewehrungsgehalte erforderlich, um den Nachweis der Betriebsfestigkeit zu erfüllen. Für hohe Betriebslastfaktoren wie sie beispielsweise bei Konsolplatten von Brücken auf Nationalstrassen vorkommen, führt dies gar häufig dazu, dass der Dauerfestigkeitsnachweis einen höheren Erfüllungsgrad liefert als der Betriebsfestigkeitsnachweis.

2.3 SIA 269/2(2011)

In der Erhaltungsnorm SIA 269/2(2011) [26] wird im Allgemeinen nur ein Ermüdungsnachweis für die Bewehrung gefordert. Bei dünnen Platten ohne Querkraftbewehrung ist der Ermüdungsnachweis für den Beton unter Querkraftbeanspruchung ebenfalls zu erbringen. Das Nachweiskonzept ist dasselbe wie in der Norm SIA 262(2003). Je nach Art der Bewehrung kann der Überprüfungswert der Ermüdungsfestigkeit gegenüber dem Bemessungswert in SIA 262(2003), Tabelle 12 leicht höher angesetzt werden.

Falls der Ermüdungsnachweis für ein bestehendes Bauteil nicht erfüllt werden kann, müssen ergänzende Sicherheitsmassnahmen gemäss Norm SIA 269 [25] ergriffen werden. In Frage kommen z. B. Einschränkungen der Nutzung, Reduktion der Nutzlasten, Überwachung etc. In der Norm SIA 269/2, Ziffer 4.5.8.3 werden speziell für die Ermüdung auch folgende Hinweise gegeben:

„Bei Zwischeninspektionen ist die Entwicklung des relevanten Rissbildes an der Betonoberfläche aufzunehmen. Messungen der Rissöffnungsbewegungen und der Rissabstände können es ermöglichen, die Ermüdungsspannungen in der Bewehrung abzuschätzen.“

„Der Ermüdungsrissfortschritt und das Intervall von Zwischeninspektionen dürfen sinngemäss zum Vorgehen in der Norm SIA 269/3 abgeschätzt werden.“

3 Vergleich des Versuchskörpers mit realen Brücken

Im Versuchsbericht [8] wurde das Vorgehen zur Bestimmung der Dimensionen und der Bewehrung des Versuchskörpers in Kap. 2.1 erläutert. In diesem Kapitel soll kurz auf die Untersuchung der 121 Brücken im Kanton Aargau eingegangen und die Eigenschaften des Versuchskörpers mit denjenigen gebauter Brücken verglichen werden. Teile dieses Kapitels wurden von den Autoren im Rahmen des *7th International PhD Symposium in Civil Engineering* publiziert [7].

Um eine Idee davon zu bekommen, wie viele Rahmenbrücken es gibt und wie diese konstruiert sind, wurde für die Nationalstrassen im Kanton Aargau eine Datenbank erstellt. Die Wahl fiel aus folgenden Gründen auf diesen Kanton:

- Einige Abschnitte gehören zu den am stärksten befahrenen in der Schweiz [3].
- Der Anteil an Schwerverkehr liegt mit 14% relativ hoch [6].
- Der im Kanton Aargau liegende Abschnitt der A1 gehört zu den ältesten im Schweizer Nationalstrassennetz. Der Grossteil der Brücken wurde in den Jahren 1962 – 1968 realisiert.
- Der Anteil des Kantons Aargau am gesamten Schweizer Nationalstrassennetz beträgt 5.7%, wovon die A1 (Zürich – Bern) den grössten Teil ausmacht [3].

Insgesamt wurden 121 Objekte in die Datenbank aufgenommen, die im Zusammenhang mit den Nationalstrassen realisiert worden sind. Für jedes Objekt wurden Position, Baujahr, Verkehrsträger, Hindernis, Länge, Breite und Tragwerkstyp erfasst. Berücksichtigt wurden Brücken, die lediglich über ein Feld verfügen. Diese lassen sich in fünf Kategorien einteilen (vgl. Bild 3.1). Bei den Kategorien a bis d handelt es sich um Rahmenbrücken, d.h. ihre Fahrbahnplatte ist biegesteif mit den Widerlagerwänden verbunden. Der Vollständigkeit halber wurden auch Plattenbrücken berücksichtigt, bei denen Fahrbahnplatte und Widerlagerwände gelenkig verbunden sind (Kategorie e).

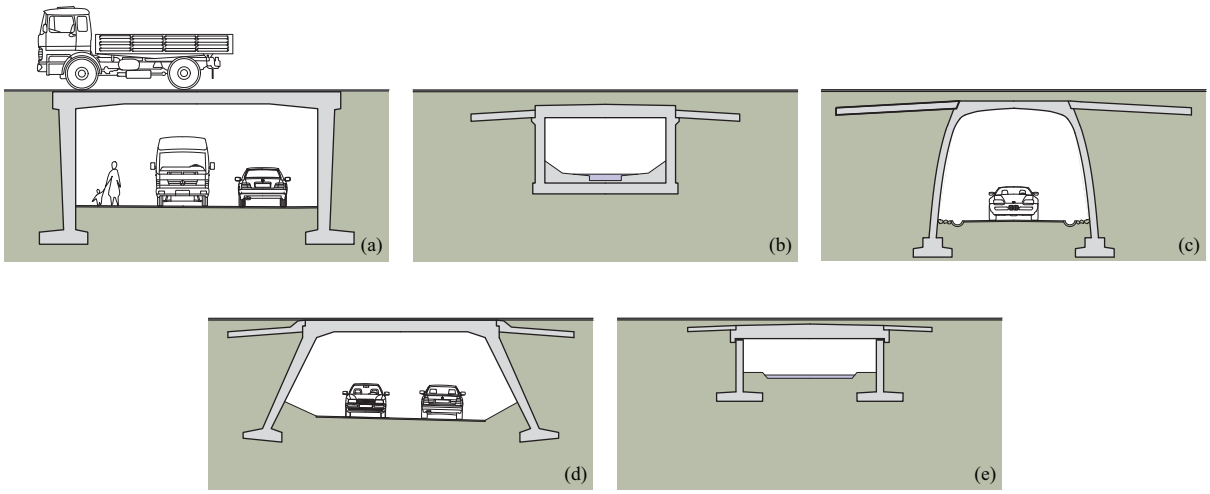

Bild 3.1: Typen von einfeldrigen Brücken: (a) Rechteckrahmen; (b) geschlossener Rahmen; (c) Gewölberahmen; (d) Trapezrahmen; (e) Plattenbrücke.

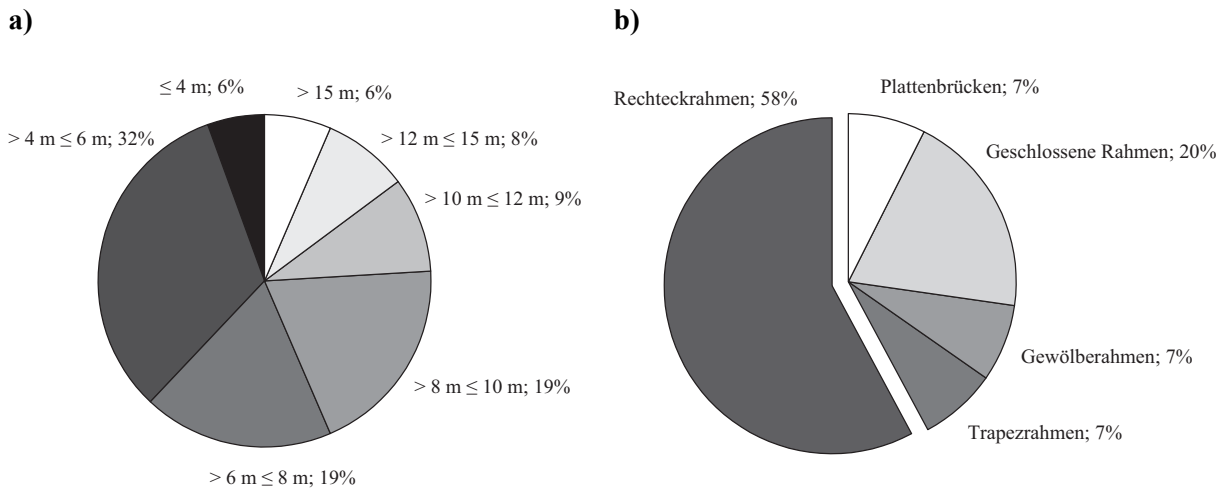

Bild 3.2: Einfeldrige Brücken auf Nationalstrassen im Kanton Aargau: (a) Häufigkeit der Spannweiten; (b) Häufigkeit der Tragwerkstypen.

Rund 60% der Brücken sind Rechteckrahmen, womit dieser klar der dominierende Tragwerkstyp ist (vgl. Bild 3.2). Rechteckrahmen werden häufig verwendet, um untergeordnete Strassen zu überbrücken. An zweiter Stelle stehen die geschlossenen Rahmen, die häufig für Personenunterführungen oder Bachdurchlässe zur Anwendung kommen. Die weiteren Typen sind Spezialfälle und spielen deshalb eine untergeordnete Rolle. Mehr als die Hälfte der erfassten Brücken sind Bestandteil der Autobahnen. Für die Ermüdung dürften jedoch auch die Brücken auf den Zubringern und den Hauptstrassen (Kantonsstrassen) von Bedeutung sein, da diese teilweise ein bedeutendes Verkehrsaufkommen aufweisen.

Die Spannweiten reichen von 3 bis 30 m, wobei 70% der Brücken solche zwischen 4 und 10 m aufweisen (vgl. Bild 3.2). Dieser Bereich der Spannweiten reicht aus, um eine ein- oder zweispurige Strasse oder ein kleines Gewässer zu überbrücken. Die Auswertung zeigt, dass dies auch die häufigsten Hindernisse sind, bei denen Rahmenbrücken zur Anwendung kommen.

Die Verteilung des Baujahres zeigt eine starke Bautätigkeit in den Jahren 1960 bis 1970. In dieser Zeit wurde mit dem Bau der Schweizer Nationalstrassen begonnen und der weitaus grösste Teil des Netzes realisiert. Bei einem Viertel der Objekte lagen keine Angaben über das Baujahr vor. Die geografische Lage dieser Objekte lässt aber darauf schliessen, dass der Grossteil der Periode 1961 bis 1970 zugeordnet werden muss, was diese zur weitaus gewichtigsten macht. Auf der A1 beträgt das Durchschnittsalter der Brücken 43 Jahre, auf der A3 hingegen lediglich 31 Jahre.

Aufgrund dieser Erkenntnisse wurden für die weiteren Untersuchungen nur noch Rechteckrahmen im Spannweitenbereich von 4 bis 10 m betrachtet. Tabelle 3.1 zeigt eine Übersicht mit den Daten der neun genauer untersuchten Brücken und des Versuchskörpers. Alle Brücken sind Rechteckrahmen ohne Vouten und weisen Spannweiten zwischen 5.4 und 8.5 m auf. Für den Versuchskörper wurden die Abmessungen und die Bewehrung in den beiden Schnitten R1 und R2 (vgl. Bild 4.1) so gewählt, dass sie möglichst nahe an den Mittelwerten der untersuchten Brücken liegen. Somit ist gewährleistet, dass die Versuche die hier untersuchte Menge von Brücken repräsentieren.

Baujahr	Spann-weite	Breite	Wand-höhe	Schiefe	Dicke Riegel	Dicke Stiel	Bewehrung			
							Schnitt R1		Schnitt R2	
							untere		obere	
	l	b	h_{Wand}	α	t_{Riegel}	t_{Wand}	a_s	ρ	a_s	ρ
	[m]	[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[mm²/m]	[%]	[mm²/m]	[%]
1965	5.50	18.30	5.60	90.0	0.40	0.50	2'600	0.650	2'749	0.687
1965	6.50	30.35	5.55	76.7	0.40	0.50	1'901	0.475	3'801	0.950
1964	6.60	25.50	5.25	65.5	0.42	0.60	1'901	0.453	2'081	0.496
1976	6.50	21.00	5.90	78.2	0.36	0.50	1'736	0.482	3'409	0.947
1967	5.40	33.50	3.60	87.5	0.40	0.40	1'717	0.429	1'728	0.432
1971	6.45	35.53	5.68	90.0	0.45	0.45	2'094	0.465	4'126	0.917
1967	8.40	30.75	5.20	90.0	0.40	0.40	1'791	0.448	3'704	0.926
1968	6.40	26.50	5.30	89.2	0.40	0.40	2'036	0.509	3'054	0.763
1963	8.50	24.75	5.95	39.0	0.35	0.50	1'414	0.404	2'759	0.788
1967 ±4.03	6.69 ±1.09	27.35 ±5.68	5.34 ±0.70	78.5 ±17.0	0.40 ±0.03	0.47 ±0.07	1'910 ±327	0.479 ±0.071	3'046 ±802	0.767 ±0.196
2010	7.20	3.00	5.00	90.0	0.40	0.50	1'414	0.524	1'963	0.727

Mittelwerte und Standardabweichungen

Versuchskörper im Massstab 1:1

Tabelle 3.1: Geometrie und Bewehrung der neun untersuchten Rahmenbrücken und des Versuchskörpers.

4 Interpretation und Vergleich der Versuchsresultate

Da es sich bei Ermüdungsnachweisen in der Regel um Nachweise auf Gebrauchsniveau handelt, ist die Kenntnis der unter Gebrauchslasten auftretenden Spannungen bzw. Spannungswechsel zentral. Die rechnerische Ermittlung dieser Spannungen ist – abhängig von Tragwerk und Randbedingungen – komplex und mit grossen Unsicherheiten behaftet. Für die Spannungsverteilung im Tragwerk sind auch Eigenspannungszustände, welche sich beispielsweise aus Bauvorgängen, Lagereinsenkungen, Temperaturdifferenzen, Kriechen und Schwinden etc. ergeben, von Bedeutung. Bei der Bemessung können diese im Rahmen der Plastizitätstheorie beliebig angenommen oder gar vernachlässigt werden, da sie nur den Verformungsbedarf nicht aber die Traglast eines Systems beeinflussen. Im Gegensatz dazu ist die Kenntnis der Eigenspannungszustände für die Beschreibung des Tragwerksverhaltens auf Gebrauchsniveau wesentlich.

In diesem Kapitel werden die Versuchsresultate und die berechneten Resultate gegenübergestellt. Für die Berechnungen wurden unterschiedliche Annahmen getroffen und die Parameter variiert. Die Auswertung zeigt, unter welchen Annahmen die Versuchsresultate am besten abgebildet werden können.

4.1 Tragwerksmodell für Vergleichsrechnungen

In Bild 4.1 sind der Versuchskörper mit seinen Abmessungen und die im Laufe der Versuchsplanung definierten Nachweisschnitte dargestellt. Da der Versuchskörper lediglich einen Streifen einer Rahmenbrücke abbildet und Platteneffekte somit vernachlässigt werden können, ist eine Betrachtung anhand der Balkentheorie zulässig (vgl. Versuchsbericht, Kap. 2.1). Für die Berechnung der Schnittkräfte wurde der Versuchskörper in einem Stabstatikprogramm als zweidimensionales Stabmodell eingegeben (siehe Bild 4.2). Die Stabachsen entsprachen dabei den Schwerpunktsachsen des Versuchskörpers. Die Stiele bestanden aus je vier, der Riegel aus acht Stäben. Dies ermöglichte eine Variation der Biegesteifigkeit in den einzelnen Elementen. Die Stielfüsse wurden auf OK Fundament voll eingespannt modelliert.

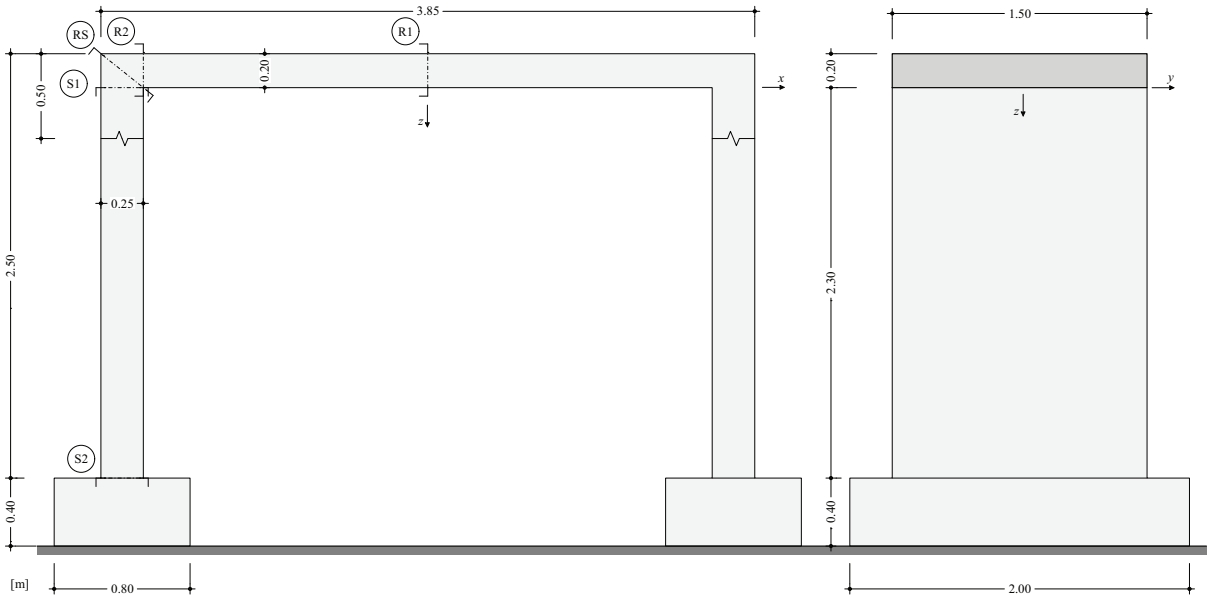

Bild 4.1: Dimensionen des Versuchskörpers und Bezeichnung der Nachweisschnitte. Abmessungen in m.

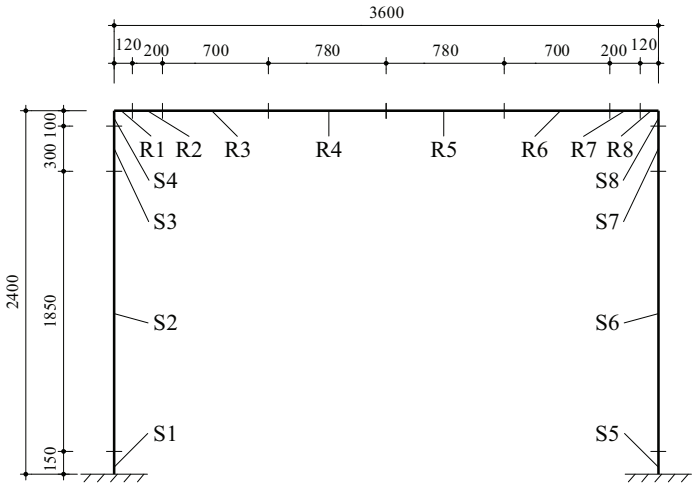

Bild 4.2: Für die Berechnungen verwendetes Stabmodell. Abmessungen in mm.

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte zum einen am ungerissenen Modell mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Stäbe und zum anderen an einem teilweise gerissenen Modell. Bei letzterem wurde die Biegesteifigkeit einzelner Stäbe reduziert, um den gerissenen Zustand abzubilden. Die verwendeten Stabsteifigkeiten sind aus Tabelle 4.1 ersichtlich.

Zustand	Stäbe	Biegesteifigkeit
ungerissen	alle	$E_c I_{id}^{I}$
teilweise gerissen	S1, S2, S5, S6, R3, R6	$E_c I_{id}^{I}$
	S3, S4, S7, S8, R1, R2, R4, R5, R7, R8	$0.25\ E_c I_{id}^{I}$

Tabelle 4.1: Stabsteifigkeiten.

4.2 Einwirkungen

4.2.1 Einwirkungen im Versuch

Die berücksichtigten Einwirkungen und deren Kombinationen sind in Tabelle 4.2 dargestellt.

Einwirkung	Art der Last	Grösse
Eigengewicht	verteilte Last	7.5 bzw. 9.4 kN/m
Nutzlast max.	2 Einzellasten	2 · 120 kN
Nutzlast min.	2 Einzellasten	2 · 20 kN

Einwirkungskombination	Berücksichtigte Einwirkungen
Oberlast	Eigengewicht + Nutzlast max.
Unterlast	Eigengewicht + Nutzlast min.

Tabelle 4.2: Einwirkungen und Einwirkungskombinationen.

4.2.2 Vergleich mit Lastmodell 1 der Norm SIA 261

Natürlich drängt sich die Frage auf, in welcher Relation die im Versuch gefahrenen Lastdifferenzen zu den am realen Bauwerk auftretenden stehen. Die tatsächlichen Achslasten werden in der Schweiz zurzeit bei acht automatischen Wägestationen (WIM = Weight in Motion) auf den Nationalstrassen erfasst. Eine teilweise Auswertung und Interpretation dieser Daten ist in [11] enthalten. Da das Schwergewicht in diesem Bericht auf der Widerstandsseite und weniger auf der Einwirkungsseite gelegt wird, wird auf einen Vergleich mit den WIM-Daten verzichtet und stattdessen ein Vergleich mit dem Lastmodell 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261 [20] durchgeführt.

Da der Versuchskörper im Massstab 1:2 gefertigt wurde, muss das Lastmodell 1 für einen Vergleich der Auswirkungen ebenfalls skaliert werden. Dafür wurden die in Tabelle 4.3 zusammengefassten Massstabsgesetze verwendet. Sämtliche Grössen wurden so skaliert, dass die am Versuchskörper auftretenden Spannungen denjenigen am realen Bauwerk entsprechen.

Grösse	Skalierungsfaktor β	
Einzellasten	$(1:2)^2$	0.25
Dimensionen (Strecke)	(1:2)	0.50
Streckenlasten		
Flächenlasten	$(1:2)^0$	1.00

Tabelle 4.3: Massstabsgesetze.

Mit Hilfe der Massstabsgesetze ergibt sich die Geometrie des Lastmodells 1 wie in Bild 4.3 dargestellt. Die Lasten betragen entsprechend

$$\alpha \cdot \beta \cdot Q_{k1} = 1.0 \cdot 0.25 \cdot 300 = 75 \text{ kN}$$

$$\alpha \cdot \beta \cdot q_{k1} = 1.0 \cdot 1.00 \cdot 9.0 = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

Der Beiwert α wird zu 1 angenommen. Die fiktive Fahrstreifenbreite beträgt 3 m für Brücken mit einer Breite grösser als 6 m, d.h. 1.5 m im Massstab 1:2. Die Breite des Versuchskörpers entspricht also genau der fiktiven Fahrstreifenbreite. Für die folgenden Berechnungen wurden die Einzellasten analog zum Versuch gleichmässig über die ganze Breite des Fahrstreifens verteilt. In Brückenlängsrichtung werden die Lasten nur innerhalb des Fahrstreifens abgetragen. Die Plattenwirkung wird also vernachlässigt, was angesichts der meist sehr schwachen Bewehrung in Querrichtung als gerechtfertigt erscheint.

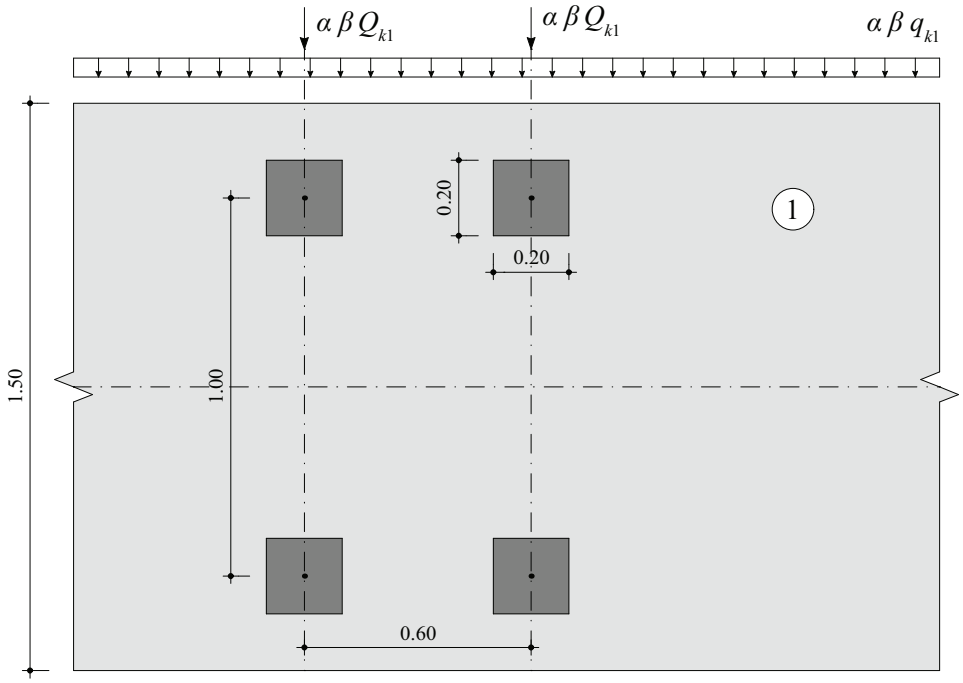

Bild 4.3: Lastmodell 1 der Norm SIA 261 im Massstab 1:2. Abmessungen in m.

Basierend auf diesen Grundlagen und Annahmen wurden am homogen-elastischen Stabmodell (vgl. Bild 4.2) die Schnittkräfte für den Versuch und das Lastmodell 1 bestimmt. In Bild 4.4 sind die Mo-

mente infolge der Unter- und Oberlast im Versuch und infolge der Einzellasten des Lastmodells 1 dargestellt. Da die Momente aus ständigen Lasten für das Ermüdungsverhalten der Bewehrung unbedeutend sind, wurde auf deren Darstellung verzichtet. Beim Lastmodell 1 für Strassenverkehr wurden in Anlehnung an die Norm nur die Einzellasten berücksichtigt.

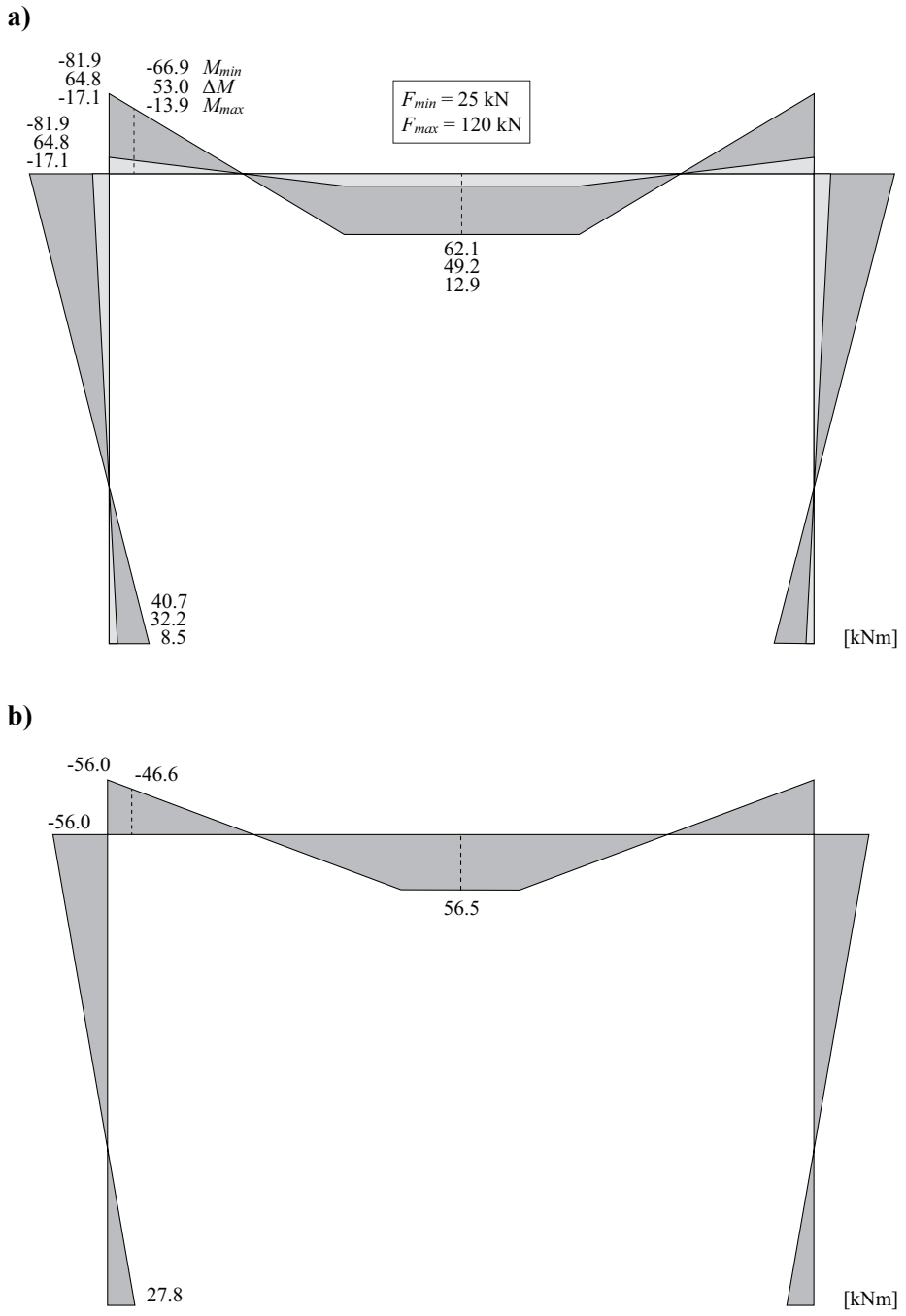

Bild 4.4: Momente am homogen-elastischen Rahmen: (a) im Versuch; (b) infolge Einzellasten des Lastmodells 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261.

Ein Vergleich der Schnittkräfte zeigt, dass diese dieselbe Grössenordnung aufweisen. Die Differenz des Gesamtmoments beträgt

$$\Delta M_{tot} = \Delta M_{Eck} + \Delta M_{Feld} = 64.8 + 49.2 = 114.0 \text{ kNm}$$ im Versuch bzw.

$$\Delta M_{tot} = \Delta M_{Eck} + \Delta M_{Feld} = 56.0 + 56.5 = 112.5 \text{ kNm}$$ infolge Lastmodell 1

Somit konnte gezeigt werden, dass die Auswirkungen im Versuchskörper während des Versuchs in etwa denjenigen infolge des Lastmodells 1 der Norm SIA 261 entsprechen.

4.2.3 Auswirkungen von Erddruck und Temperaturänderungen

Die Einwirkungen Erddruck und Temperatur müssen bei Rahmenbrücken gekoppelt betrachtet werden. Aufgrund von Temperaturänderungen erfährt der Riegel eine Längenänderung. Da die Biegesteifigkeit der Stiele sehr viel kleiner ist als die axiale Steifigkeit des Riegels, kann sich diese Längenänderung fast uneingeschränkt einstellen. Die Rahmenwände bewegen sich also im Winter vom Erdreich weg, was zu einem aktiven Erddruck führt. Im Sommer stellt sich entsprechend der passive Erddruck ein. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Erddrücke infolge dieser zyklischen Verformungen auch wesentlich höher sein können als der aktive bzw. passive Erddruck (Verdichtungsdruck) [9].

Die Erddrücke verursachen kleine Momente in den Rahmenstielen und eine zusätzliche Normalkraft im Riegel. Vertikale Nutzlasten führen zu sehr kleinen horizontalen Verformungen der Rahmenstiele. Der infolge dieser Verformungen aktivierte Erddruck ist vernachlässigbar. Grössere Erddrücke (aktive und passive) können aus horizontalen Einwirkungen wie Anfahr- und Bremskräften entstehen.

Die Auswirkungen des Erddrucks wurden im Versuch vernachlässigt. Die Temperatur im Labor bewegte sich während der gesamten Versuchszeit zwischen 18 und 30 °C. Diese Temperaturänderungen führten zu sehr kleinen aber messbaren Verformungen des Versuchskörpers.

Da diejenigen Einwirkungen, welche Veränderungen beim Erddruck hervorrufen, nicht direkt an die Einwirkungen gekoppelt sind, welche die grossen Spannungswechsel verursachen, spielt der Erddruck für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit eine untergeordnete Rolle. Die Auswirkungen des Erddrucks haben zwar einen Einfluss auf die absoluten Spannungsverhältnisse im Bauwerk, ihr Einfluss auf die Spannungsdifferenzen ist aber vernachlässigbar. Dasselbe gilt auch für Auswirkungen infolge von Temperaturänderungen.

4.3 Vergleich mit Versuchsresultaten

Im Folgenden sollen die am Stabmodell ermittelten Auswirkungen mit den im Versuch gemessenen verglichen werden. Für die Querschnittsanalysen wurden die in Tabelle 4.4 angegebenen Werte der Biegesteifigkeit verwendet. Somit ergeben sich die beiden Berechnungsszenarien ungerissen/gerissen und teilweise gerissen/teilweise gerissen (vgl. Tabelle 4.5). Der Einfluss der wiederholten Belastung

wird im Berechnungsmodell vorderhand vernachlässigt, d.h. die berechneten Grössen sind unabhängig von der Anzahl Lastwechsel.

Da die auftretenden Normalkräfte klein sind, sind ihre Auswirkungen auf die Spannungen im Versuchskörper vernachlässigbar ($\sigma_c(N) \leq 0.3$ N/mm^2). Aus diesem Grund werden vorderhand nur Momente respektive Krümmungen betrachtet. Für den initial spannungsfreien, elastischen Querschnitt gilt

$$M = EI\ \chi \tag{4.1}$$

wobei die Krümmung χ aus den im Versuch mittels Deformetern gemessenen Dehnungen berechnet werden kann. Die Bestimmung der Biegesteifigkeit EI des Versuchskörpers ist allerdings anhand der gemessenen Grössen nicht möglich. Aus diesem Grund macht es im Folgenden Sinn, Krümmungen anstatt Momente zu vergleichen. Dafür wurden die am Stabmodell bestimmten Momente mittels Gl. (4.1) und den in Tabelle 4.4 definierten Werten der Biegesteifigkeit in Krümmungen umgerechnet.

Zustand	Stäbe	Biegesteifigkeit
gerissen	alle	$E_c I_{id}^{II}$
teilweise gerissen	S1, S2, S5, S6, R3, R6	$E_c I_{id}^{I}$
	S3, S4, S7, S8, R1, R2, R4, R5, R7, R8	$E_c I_{id}^{II}$

Tabelle 4.4: Stabsteifigkeiten für die Querschnittsanalyse.

Szenario	Ermittlung der Schnittkräfte	Querschnittsanalyse
homogen	ungerissen	gerissen
inhomogen	teilweise gerissen	teilweise gerissen

Tabelle 4.5: Berechnungsszenarien.

Wie auch im Versuchsbericht sollen der Zustand zu Beginn des dynamischen Versuchs ($N = 1$) und der Zustand bei 2 Mio. Lastwechseln ($N = 2 \cdot 10^6$) betrachtet werden. In Bild 4.5 sind die zu Beginn des dynamischen Versuchs aus der Deformetermessung berechneten Krümmungen den anhand des Modells berechneten gegenübergestellt. Während die Krümmungen mit dem homogenen Szenario in den ungerissenen Bereichen teilweise stark überschätzt werden, stimmt das inhomogene Szenario mit den tatsächlichen Krümmungen sehr gut überein.

In den Eckbereichen des Riegels gibt es Abweichungen, welche auf die Verteilung der Risse zurückzuführen sind. Die Verformungen konzentrieren sich an diesen Stellen allesamt auf einen grossen Riss. Dieser liegt innerhalb der ersten Messstrecke, was dort eine grosse Krümmung zur Folge hat (vgl. Bild 4.5 (a)). In der zweiten Messstrecke entstand hingegen kein bzw. nur ein kleiner Riss, was dazu führt, dass dort eine sehr kleine Krümmung gemessen wird. Dies zeigt, dass bei der Berechnung von lokalen Verzerrungszuständen aus globalen Auswirkungen wie z. B. Momenten am Gesamtsystem Vorsicht geboten ist. Ein auf diese Weise ermittelter Verzerrungszustand ist immer nur ein Mit-

telwert, welcher innerhalb eines gewissen Streckenabschnitts gilt. Lokal können die Verzerrungen aber stark vom Mittelwert abweichen.

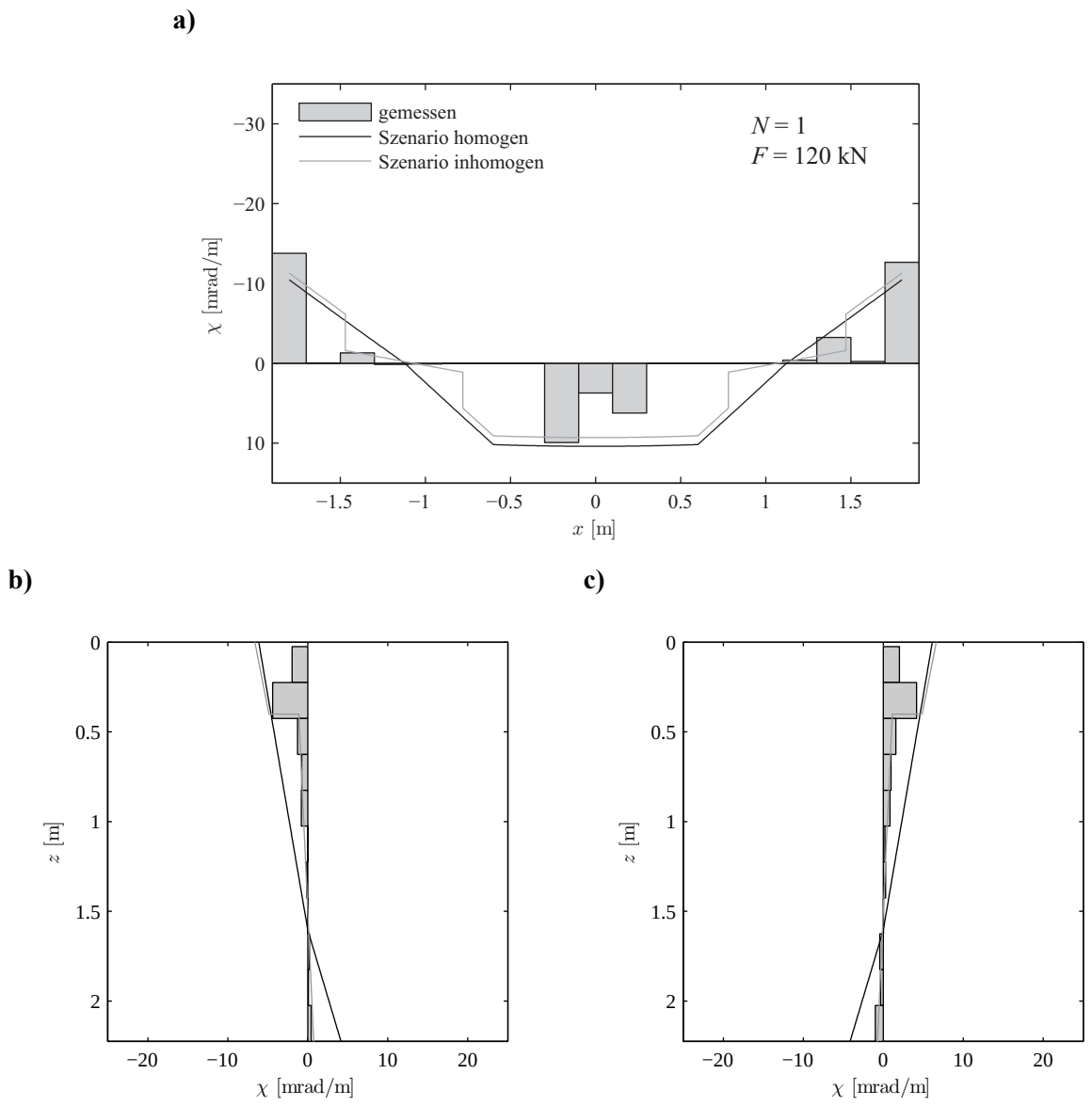

Bild 4.5: Vergleich der im Versuch P2 nach den statischen Laststufen gemessenen Krümmungen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

In Bild 4.6 sind die nach 2 Mio. Lastwechseln aus der Deformetermessung berechneten Krümmungen den anhand des Modells berechneten gegenübergestellt. Ein Vergleich mit den Diagrammen in Bild 4.5 zeigt, dass die Krümmungen insbesondere im Riegel und am Stielkopf zugenommen haben. In den Randbereichen des Riegels hat die Verformungskonzentration gegenüber Versuchsbeginn noch deutlich zugenommen.

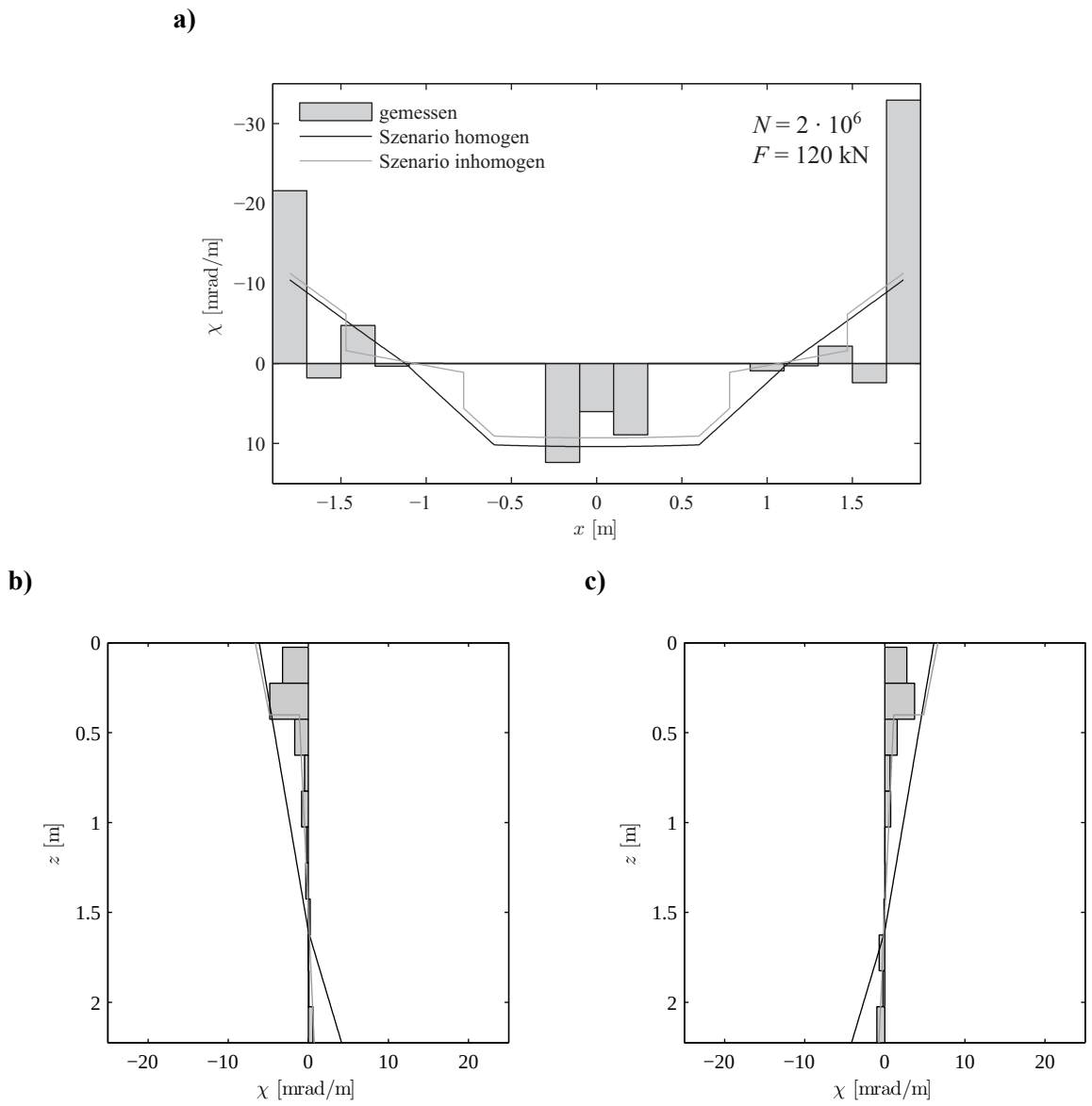

Bild 4.6: Vergleich der im Versuch P2 nach 2 Mio. Lastwechseln gemessenen Krümmungen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

Da für die Fragestellungen zur Ermüdung die Differenzen der Verzerrungsgrössen zwischen Unter- und Oberlast interessanter sind als die absoluten Werte, sollen im Folgenden die Krümmungsdifferenzen zwischen den Laststufen betrachtet werden. Aus den Diagrammen in Bild 4.7 ist ersichtlich, dass die berechneten Krümmungsdifferenzen insbesondere in den gerissenen Bereichen deutlich überschätzt werden. Mit zunehmender Lastwechselzahl nehmen die Krümmungsdifferenzen aber aufgrund des Risswachstums und der Zerstörung des Verbunds weiter zu. Bei 2 Mio. Lastwechseln (vgl. Bild 4.8) stimmt die Berechnung bereits deutlich besser mit den Messwerten überein. Im Riegel in der Nähe der Ecke Ost ist die gemessene Differenz bereits doppelt so gross wie die berechnete.

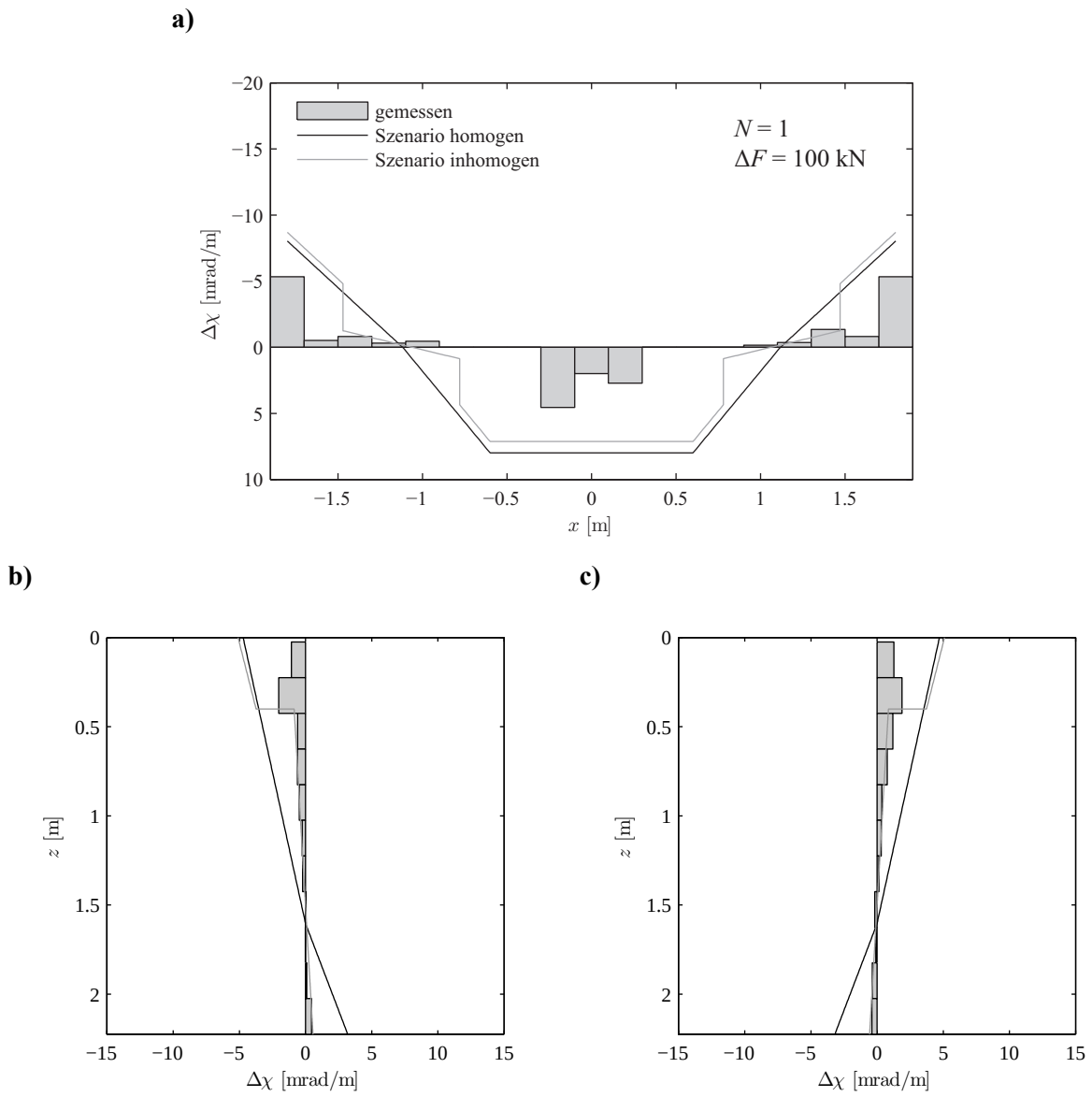

Bild 4.7: Vergleich der im Versuch P2 nach den statischen Laststufen gemessenen Krümmungsdifferenzen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

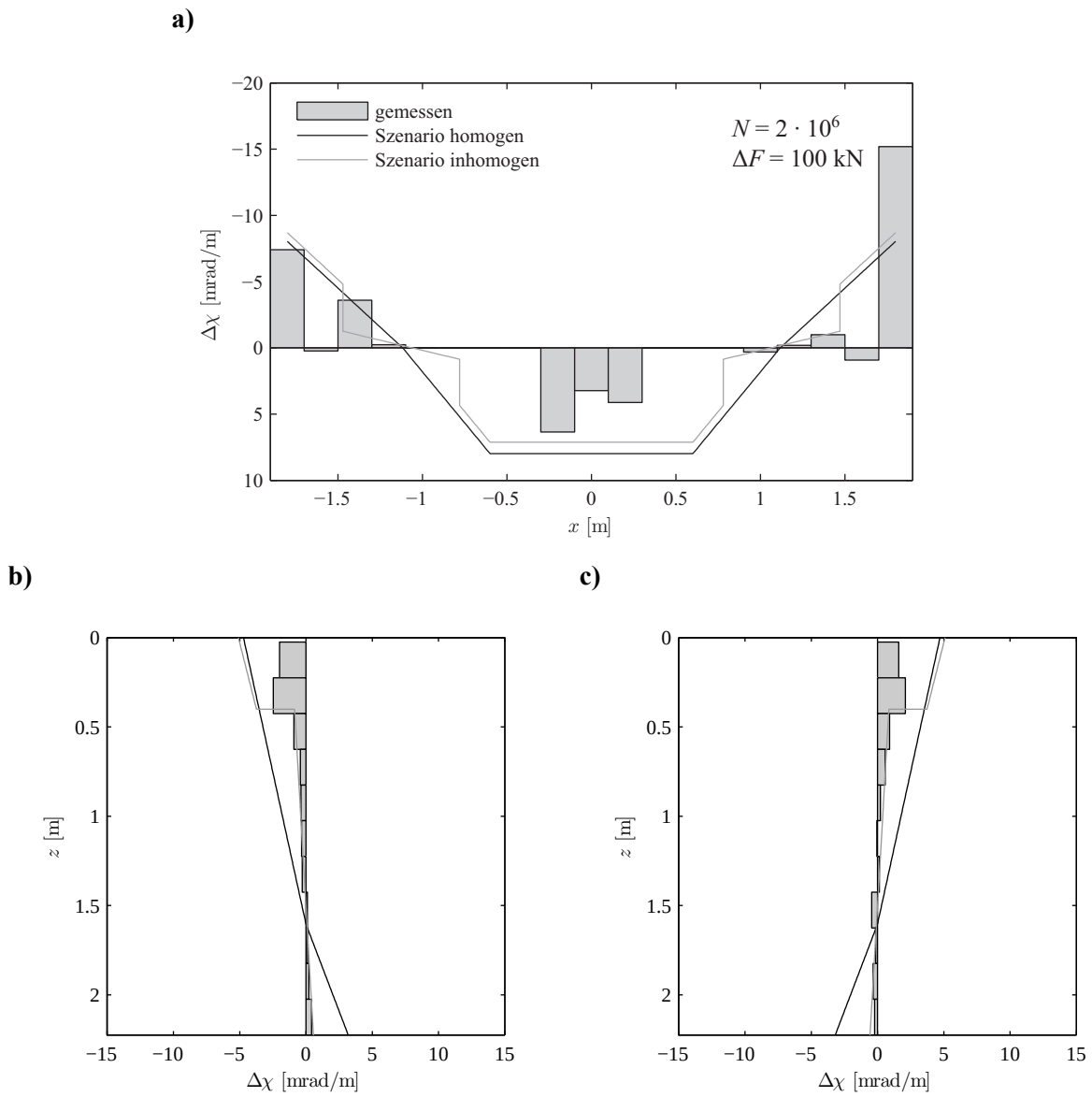

Bild 4.8: Vergleich der im Versuch P2 nach 2 Mio. Lastwechseln gemessenen Krümmungsdifferenzen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

4.4 Vergleich zweier Messsysteme

Da bei einem realen Bauwerk kaum die Möglichkeit besteht, die Spannungen im Bewehrungsstahl mittels DMS zu messen, stellt sich die Frage nach möglichen Alternativen. Im Versuch wurden die Dehnungen an der Betonoberfläche mittels Deformetern gemessen. Dies wäre grundsätzlich auch bei richtigen Brücken im Feld möglich. Deshalb sollen an dieser Stelle die mittels DMS-Daten berechneten Stahlspannungen bzw. Spannungsdifferenzen und die mittels Deformeter-Daten berechneten verglichen werden.

In einem Zugglied mit konstanter Normalkraftbeanspruchung können die mittleren Dehnungen in Stahl und Beton in Funktion von Rissabstand s_r und Rissbreite w_r wie folgt beschrieben werden

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{w_r}{s_r} \tag{4.2}$$

Wird die Dehnung des Betons vernachlässigt, so ist die Rissbreite proportional zur mittleren Stahldehnung. Im Versuch beträgt der Rissabstand ca. 200 mm und entspricht somit der Messstreckenlänge des Deformeters. Unter den Annahmen, dass die mittels Deformeter gemessene Wegdifferenz lediglich aus der Veränderung der Rissbreiten resultiert (Vernachlässigung der elastischen Verformungen des Betons) und dass der Schwerpunkt der Bewehrung an der Betonoberfläche liegt, entspricht die mittlere Dehnung im Betonstahl ε_{sm} genau der mittels Deformeter gemessenen Dehnung ε_{def}

$$\varepsilon_{sm} = \frac{w_r}{s_r} = \frac{\varepsilon_{def} l_0}{l_0} = \varepsilon_{def} \tag{4.3}$$

wobei l_0 die Basismesslänge des Deformeters beschreibt. Die mittleren Stahlspannungen können also mit dem Hook'schen Gesetz geschrieben werden als

$$\sigma_{sm} = \varepsilon_{def} E_s \tag{4.4}$$

Dafür werden jeweils die dem DMS am nächsten liegenden Messstrecken an der Riegelauf- bzw. Riegeluntersicht verwendet. Tabelle 4.6 zeigt auf, wie die Deformetermessstrecken den DMS zugeordnet werden. Die Dehnungen werden über zwei respektive drei Messstrecken gemittelt, um die durch die Heterogenität des Rissbilds entstehenden Unterschiede auszugleichen (vgl. Bild 4.9).

In Bild 4.10 sind die Daten der beiden Messsysteme für die drei massgebenden Schnitte in Riegelmitte unten und in den Ecken oben dargestellt. Die Kurvenverläufe stimmen qualitativ sehr gut überein. In Feldmitte stimmen auch die absoluten Werte der Spannungen sehr gut überein, was auf das in diesem Bereich konstante Moment zurückzuführen sein dürfte. In den Ecken werden die Oberspannungen unter- respektive die Unterspannungen überschätzt, was zu einer starken Unterschätzung der resultierenden Spannungsdifferenz führt. Aufgrund des grossen Momentengradienten in diesen Bereichen kann die am Ort der DMS gemessene Stahldehnung auf der Basis der Deformetermessungen nur ungenügend genau abgeschätzt werden.

Mittels Bild 4.11 können die Spannungsdifferenzen der DMS mit den aus den Deformetermessungen berechneten verglichen werden. In Feldmitte des Riegels (DMS 5) und beim einen DMS der Ecke West (DMS 3) liefern die beiden Messsysteme praktisch identische Spannungsdifferenzen. Die Abweichungen betragen bis maximal 10%. Bei den anderen DMS sind die Abweichungen wesentlich grösser und betragen zwischen 50 und 100% bezogen auf die Daten der DMS.

Eine Berechnung der Stahlspannungen aufgrund von an der Betonoberfläche gemessenen Dehnungen kann also in einem Bereich mit annähernd konstanter Beanspruchung zu guten Resultaten führen. In Bereichen mit variabler Beanspruchung ist jedoch mit grösseren Abweichungen zu rechnen. Die tatsächlichen Spannungen im Bereich der Risse waren im Versuch teilweise fast doppelt so hoch wie die mittels des beschriebenen Verfahrens berechneten.

a) **b)**

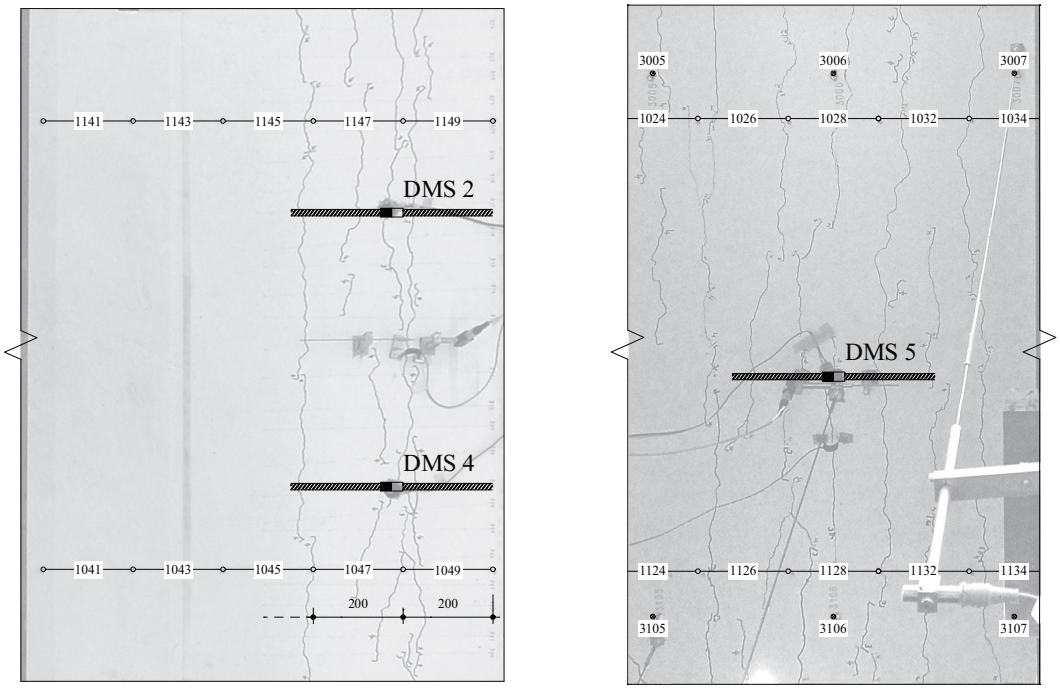

Bild 4.9: Anordnung von DMS und Deformetermessstrecken: (a) Draufsicht Ecke Ost; (b) Untersicht Riegel in Feldmitte.

Ort	DMS	Berücksichtigte Deformeter-Messstrecken
Riegel oben, Ecke West	DMS 1	1111, 1113
	DMS 3	1011, 1013
Riegel oben, Ecke Ost	DMS 2	1147, 1149
	DMS 4	1047, 1049
Riegel unten, Feldmitte	DMS 5	1026, 1028, 1032, 1126, 1128, 1132

Tabelle 4.6: Für den Vergleich verwendete Daten und Zuordnung der Deformeter-Messstrecken zu den DMS.

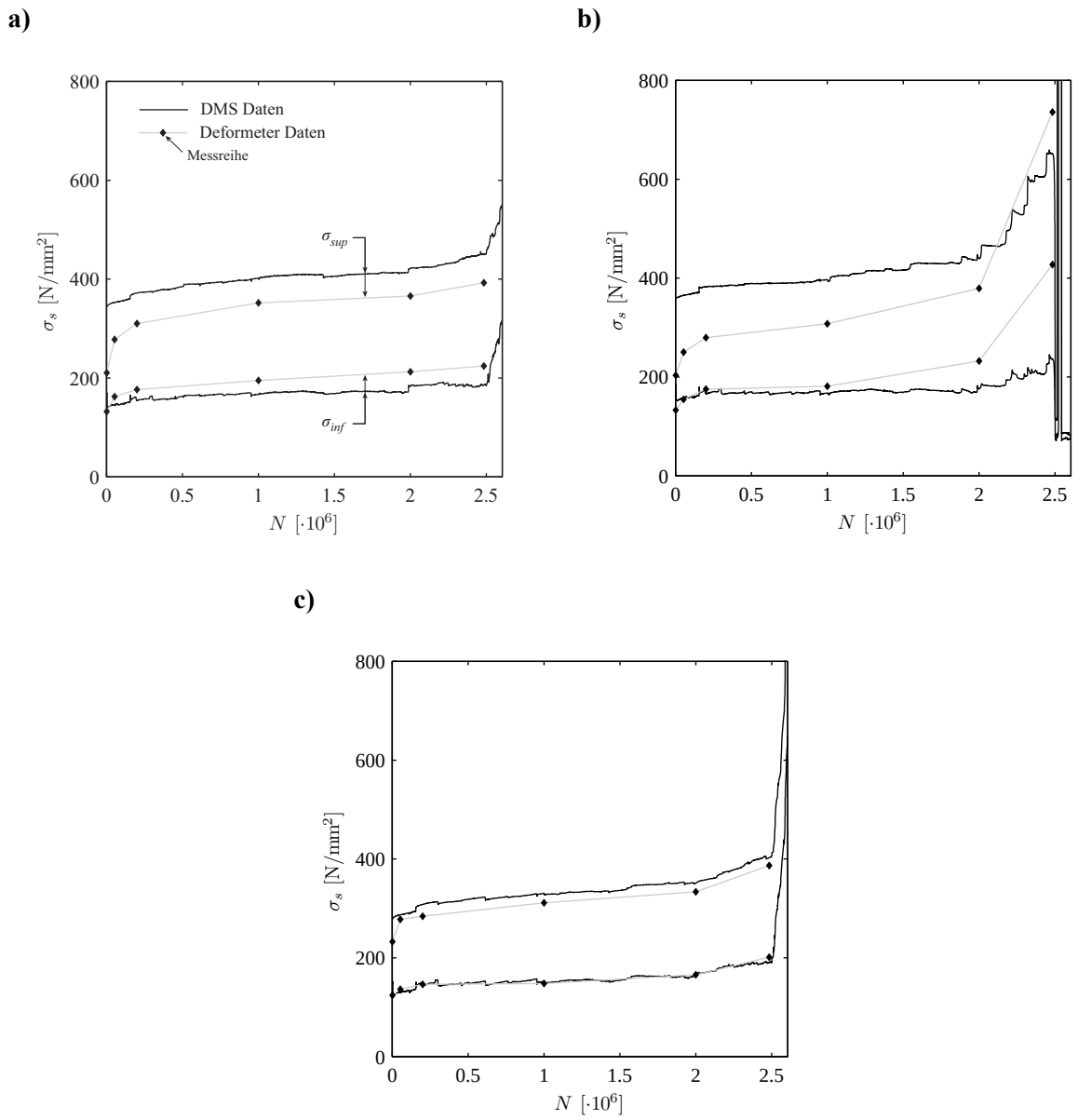

Bild 4.10: Gegenüberstellung der mittels DMS gemessenen Stahlspannungen und der aus den Deformetermessungen berechneten: (a) Stiel West; (b) Stiel Ost; (c) Riegel.

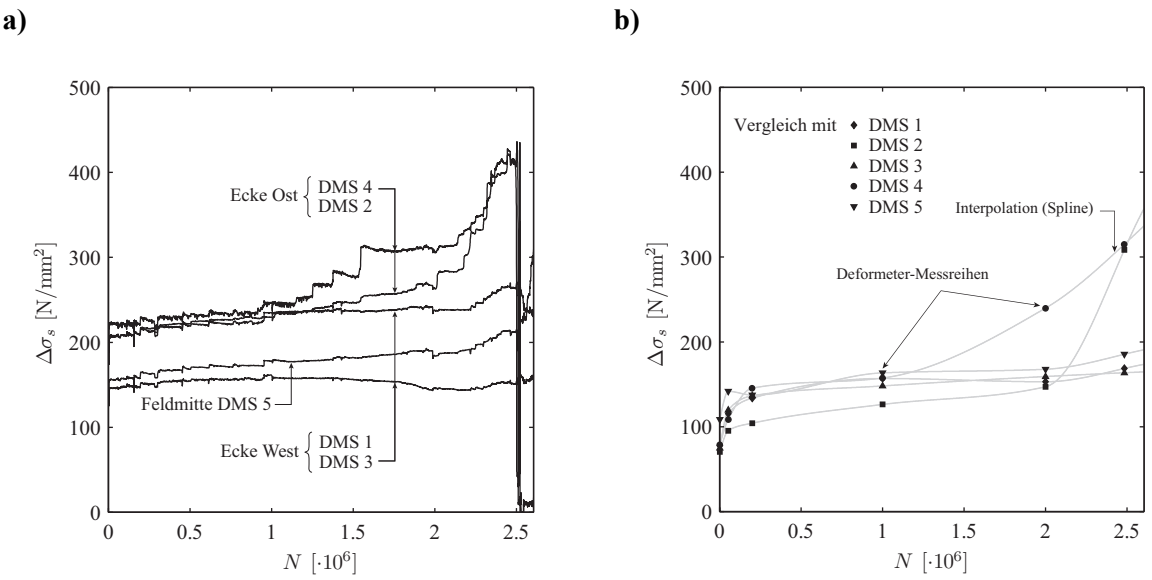

Bild 4.11: Gegenüberstellung der mittels DMS gemessenen Differenzen der Stahlspannung und der aus den Deformetermessungen berechneten: (a) Stiel West; (b) Stiel Ost; (c) Riegel.

4.5 Berechnungen nach Konzept der Normen SIA 262 und SIA 269/2

Die beiden Normen SIA 262 und SIA 269/2 schlagen dasselbe rechnerische Nachweiskonzept für den Nachweis der Ermüdungssicherheit vor. In diesem Kapitel soll dieses Nachweiskonzept auf den durchgeführten Ermüdungsversuch angewendet werden. Wenn Normeinwirkungen verwendet werden, sind diese auf charakteristischem Niveau angesetzt. Ansonsten werden die effektiven Einwirkungen, wie sie im Versuch aufgetreten sind, verwendet. Für die Materialkennwerte werden die Mittelwerte gemäss Versuchsbericht verwendet.

4.5.1 Grundlagen

In Bild 4.1 sind die während der Versuchsplanung definierten Nachweisschnitte spezifiziert. Im Versuch haben sich die Schnitte R1 und R2 als die massgebenden herausgestellt. Deshalb werden im Folgenden nur diese beiden Schnitte betrachtet. Tabelle 4.7 enthält die Querschnittswerte der Schnitte. Die Querschnittswiderstände für Moment und Querkraft wurden mit den im Rahmen der Materialprüfungen ermittelten Werkstoffkennwerten (vgl. Versuchsbericht, Kap. 2.3) und den Vorgaben gemäss Norm SIA 262 berechnet.

Die für den homogen-elastischen Rahmen ermittelten Momente und ihre Werte in den massgebenden Schnitten sind für den Riegel in Bild 4.12 dargestellt. Die Normalkraft wird für die folgenden Berechnungen vernachlässigt.

Schnitt	A_s	A_s'	ρ	ρ'	h	d	d'	M_R [1)]	V_R [1)]
	[mm²]	[mm²]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[kN]
R1	1'414	653	0.524	0.242	200	180	20	119.0	286.3
R2	1'963	1'414	0.727	0.524	200	180	20	162.6	291.6

[1)] Materialkennwerte gemäss Versuchsbericht Kap. 2.3

Tabelle 4.7: Querschnittswerte in den Nachweisschnitten.

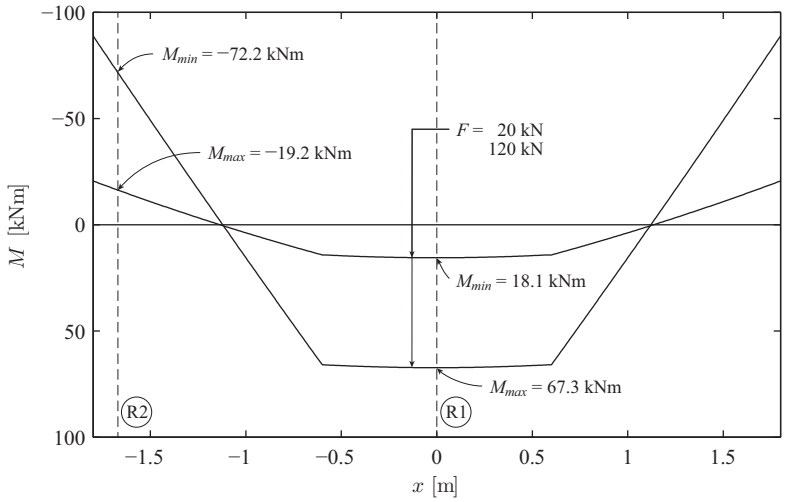

Bild 4.12: Gesamtmoment am Riegel infolge Eigengewicht und Ober- bzw. Unterlast.

4.5.2 Nachweise für den Betonstahl

Die Spannungsdifferenz im Betonstahl kann näherungsweise zu

$$\Delta\sigma_s(\Delta M) = \frac{\Delta M}{0.9d\ A_s} \tag{4.5}$$

berechnet werden. Sie beträgt demnach

$$\Delta\sigma_s = \frac{(67.3-18.1)\cdot 10^6}{0.9\cdot 180\cdot 1414} = 215\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$ für Schnitt R1 bzw.

$$\Delta\sigma_s = \frac{(72.2-19.2)\cdot 10^6}{0.9\cdot 180\cdot 1963} = 167\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$ für Schnitt R2

Die nominelle Ermüdungsfestigkeit kann aus SIA D 0133 [17], Tabelle 2.1 entnommen werden und beträgt für gerade Stäbe mit $Ø_s \leq 20$ mm

$$\Delta\sigma_{s,fat} = 170 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$$

Die Dauerfestigkeit kann anhand der ebenfalls in SIA D 0133 definierten Wöhlerlinie für Betonstahl wie folgt berechnet werden

$$\Delta\sigma_{s,D} = \Delta\sigma_{s,fat} \left(\frac{N_{fat}}{N_D} \right)^{\frac{1}{m}} \tag{4.6}$$

Für gerade Stäbe mit $Ø_s \leq 20$ mm beträgt sie

$$\Delta\sigma_{s,D} = 170 \left(\frac{2 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{4}} \approx 0.8 \cdot 170 = 136 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$$

Damit ergibt sich für beide Schnitte $\Delta\sigma_s > \Delta\sigma_{s,D}$.

Der Nachweis der Dauerfestigkeit kann somit für keinen der beiden Schnitte erbracht werden.

Damit der Nachweis erbracht werden könnte, wäre im Schnitt R1 ein Bewehrungsquerschnitt von 2233 mm^2 (ρ = 0.83%) und im Schnitt R2 von 2406 mm^2 (ρ = 0.89%) erforderlich.

Da bei einem richtigen Bauwerk die Verkehrszusammensetzung und die Häufigkeit der Belastungen meistens nicht genau bestimmt werden können, könnte an dieser Stelle der Nachweis der Betriebsfestigkeit geführt werden. Damit dieser erfüllt ist, muss die äquivalente Spannungsdifferenz, welche anhand des Betriebslastfaktors λ bestimmt wird, kleiner sein als die nominelle Ermüdungsfestigkeit

$$\lambda \, \Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{s,fat} \tag{4.7}$$

Für die hier untersuchte Rahmenbrücke und mit der Strassenkategorie Autobahnen resultiert ein Betriebslastfaktor von ungefähr λ = 1.2. Somit beträgt die äquivalente Spannungsdifferenz

$$\lambda \, \Delta\sigma_s = 1.2 \cdot 215 = 258 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \qquad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$\lambda \, \Delta\sigma_s = 1.2 \cdot 167 = 200 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \qquad \text{für Schnitt R2}$$

und es gilt für beide Schnitte $\Delta\sigma_s > \Delta\sigma_{s,fat}$.

D.h. auch der Nachweis der Betriebsfestigkeit ist für beide Schnitte nicht erfüllt.

Da im Versuch sämtliche Spannungswechsel gleich gross waren, kann die Lebensdauer des einzelnen Bewehrungsstabs im Bereich der Zeitfestigkeit berechnet werden als

$$N = N_{fat} \left(\frac{\Delta\sigma_{s,fat}}{\Delta\sigma_s} \right)^m \tag{4.8}$$

Die Lastwechselzahl bis zum Bruch beträgt also

$$N = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{170}{215} \right)^4 = 782 \cdot 10^3 \qquad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$N = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{170}{167} \right)^4 = 2'148 \cdot 10^3 \qquad \text{für Schnitt R2}$$

In den Rahmenecken muss die nominelle Ermüdungsfestigkeit aufgrund der Abbiegung um den Faktor

$$k_{\varnothing} = 0.35 + 0.026 \frac{d_i}{\varnothing_s} \tag{4.9}$$

reduziert werden. Für den im Versuch verwendeten Biegerollendurchmesser von 6 $Ø_s$ beträgt der Reduktionsfaktor

$$k_{\varnothing} = 0.35 + 0.026 \frac{60}{10} = 0.5$$

und die reduzierte nominelle Ermüdungsfestigkeit ist noch

$$\Delta\sigma_{s,fat,red} = 85 \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}$$

Die Lastwechselzahl bis zum Bruch beträgt für die abgebogenen Stäbe in der Rahmenecke

$$N = 2 \cdot 10^6 \left(\frac{85}{167} \right)^4 = 134 \cdot 10^3 \qquad \text{für Schnitt R2}$$

4.5.3 Nachweise für den Beton

Im Beton sind die Spannungen in der Biegedruckzone gemäss Norm wie folgt zu begrenzen

$$\left|\sigma_c\right|_{max} \leq 0.5 k_c f_{cc} + 0.45 \left|\sigma_c\right|_{min} \leq 0.9 k_c f_{cc} \tag{4.10}$$

Da beim Beton im Gegensatz zum Stahl nicht nur die Spannungsdifferenz sondern auch das Spannungsniveau einen nicht vernachlässigbaren Einfluss hat, sind auch die durch ständige Lasten verursachten Spannungen zu betrachten. Die Normalspannung in der Betondruckzone berechnet sich wie folgt

$$-\sigma_c = \frac{M}{0.9 d \; n \; A_s} \frac{x}{(d - x)} \tag{4.11}$$

Die Betondruckzonenhöhe kann für den gerissenen Zustand mittels linear elastischer Querschnittsanalyse berechnet werden und beträgt

$x = 40$ mm für Schnitt R1 bzw.

$x = 45$ mm für Schnitt R2

Die Wertigkeit kann gemäss den im Versuchsbericht angegebenen Werten für die E-Moduli zu

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 6.34 \tag{4.12}$$

berechnet werden. Damit liefert Gl. (4.11) die in Tabelle 4.8 enthaltenen Absolutwerte der Betondruckspannungen.

Schnitt	$\lvert\sigma_c\rvert_{max}$	$\lvert\sigma_c\rvert_{min}$
	[N/mm^2]	[N/mm^2]
R1	13.2	3.6
R2	11.9	3.2

Tabelle 4.8: Absolutwerte der Betondruckspannungen.

Einsetzen in Gl. (4.10) mit $k_c = 1$ (einachsiger Spannungszustand) liefert

$13.2 \leq 0.5 \cdot 1 \cdot 38 + 0.45 \cdot 3.6 \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 38$ [N/mm^2]

$13.2 \leq 20.6 \leq 34.2$ [N/mm^2] für Schnitt R1 bzw.

$11.9 \leq 0.5 \cdot 1 \cdot 38 + 0.45 \cdot 3.2 \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 38$ [N/mm^2]

$11.9 \leq 20.4 \leq 34.2$ [N/mm^2] für Schnitt R2

Die Nachweise für die Betondruckspannung in der Biegedruckzone sind somit in beiden Schnitten erfüllt.

Die Normen SIA 262 und SIA 269/2 schreiben bei dünnen Platten ohne Querkraftbewehrung einen Nachweis der Ermüdungssicherheit unter Querkraftbeanspruchung vor. Dabei sind die Schubspannungen (hier durch die Querkraft ausgedrückt) auf folgenden Wert zu begrenzen

$$|v|_{max} \leq 0.5 v_R + 0.45 |v|_{min} \leq 0.9 v_R \qquad \text{für } \frac{v_{min}}{v_{max}} \geq 0 \tag{4.13}$$

N.B.

$$\tau_c = \frac{v}{d} \tag{4.14}$$

Im Schnitt R1 (Feldmitte) ist stets $V = 0$. Der Nachweis ist also nur für Schnitt R2 zu führen. Da das Eigengewicht einen kleinen Anteil der Querkraft an dieser Stelle ausmacht, wird es vernachlässigt. Aus diesem Grund wird auch darauf verzichtet, einen neuen Nachweisschnitt für die Querkraft zu definieren. Die Querkraft entspricht somit der bei einem Joch eingeleiteten Last, also

$V_{\min} = 25$ kN bzw. $V_{\max} = 120$ kN

Mit dem Querkraftwiderstand aus Tabelle 4.7 erhält man durch Einsetzen in Gl. (4.13)

$120 \leq 0.5 \cdot 291.6 + 0.45 \cdot 25 \leq 0.9 \cdot 291.6$ [kN]

$120 \leq 157.1 \leq 262.4$ [kN] für Schnitt R2

Die im Versuch vorhandene Laststellung ist aber nicht die massgebende für die Querkraft. Werden die beiden Einzellasten exzentrisch um 1.6 m verschoben positioniert, so beträgt die Querkraft im Schnitt R2

$V_{\min} = 40$ kN bzw. $V_{\max} = 190$ kN

und man erhält durch Einsetzen in Gl. (4.13)

$190 \leq 0.5 \cdot 291.6 + 0.45 \cdot 40 \leq 0.9 \cdot 291.6$ [kN]

$190 \leq 163.8 \leq 262.4$ [kN] für Schnitt R2

Der Nachweis für Querkraft ist also nicht erfüllt.

Tabelle 4.9 enthält die Erfüllungsgrade der einzelnen Nachweise. Der Erfüllungsgrad ist dabei definiert als Quotient aus Tragwiderstand und Auswirkung

$$n = \frac{R}{E} \tag{4.15}$$

Nachweis		Erfüllungsgrad n	
		Schnitt R1	Schnitt R2
Bewehrung	Dauerfestigkeit	0.63	0.81
	Betriebsfestigkeit	0.66	0.85
Beton	Biegedruckzone	1.56	1.71
	Querkraft	-	0.86

Tabelle 4.9: Erfüllungsgrade.

Da die im Versuchskörper aufgetretenen Spannungswechsel vergleichbar sind mit denjenigen, die infolge der Einzellasten des Lastmodells 1 an einer realen Brücke auftreten, geben die für den Versuch anhand des Normenkonzepts berechneten Erfüllungsgrade auch einen Anhaltspunkt, wo bei der Überprüfung Probleme auftreten können.

Bei der Bewehrung sind in beiden Schnitten grosse Defizite vorhanden. Die Abschätzung der Lebensdauer im Bereich der Zeitfestigkeit ergibt 782'000 Lastwechsel im Feldquerschnitt (Schnitt R1) bzw. 2.15 Mio. Lastwechsel in der Rahmenecke (Schnitt R2). Für die Abbiegungen resultieren 134'000 Lastwechsel. Diese Lebensdauer kann so interpretiert werden, dass bei ihrem Überschreiten mit Schäden an einzelnen Bewehrungsstäben zu rechnen ist.

Im Versuch wurden die ersten Brüche im Bereich der Abbiegungen in der Rahmenecke festgestellt und zwar zwischen 1.2 und 1.5 Mio. Lastwechseln. Allerdings versagten danach keine weiteren Stäbe in den Abbiegungen. Ab etwa 1.9 Mio. Lastwechseln bis zum Versuchsende versagten nacheinander alle Stäbe in der Rahmenecke Ost (Schnitt R2). Die einzelnen Ermüdungsbrüche im Feld (Schnitt R1) wurden erst festgestellt, als bereits alle Stäbe in der einen Rahmenecke versagt hatten.

Die Druckspannungen im Beton der Biegedruckzone sind hinsichtlich Ermüdung unproblematisch. Bei der Querkraft besteht ein kleines Defizit. Dieses wird aber als unkritisch eingestuft, da der Nachweis im Sinne des Vorsorgeprinzips für Neubauten angebracht sein kann, für bestehende Bauten aber wenig aussagt. In der Einführung in die Norm SIA 262 [18] heisst es dazu:

„Ausserdem ist die Querkraft keine relevante Kenngrösse zur Beschreibung der Ermüdung, denn das Ermüdungsverhalten ist vom Riss- und Tragverhalten des Bauteils und nicht von dieser Querschnittsbeanspruchung abhängig.“

Abschliessend kann gesagt werden, dass sich das Nachweiskonzept der aktuellen Normenreihe vor allem dafür eignet, potentielle Problemstellen in der Entwurfsphase von Neubauten und bei der Überprüfung bestehender Bauten zu eruieren. Im Rahmen einer Überprüfung kann dies bereits einen ersten sinnvollen Schritt darstellen mit dem Ziel, kritische und unkritische Details zu separieren. Zur Beur-

teilung der Restlebensdauer von ermüdungskritischen Bauteilen ist das Konzept allerdings nur bedingt geeignet. Dafür sind weitere Untersuchungen erforderlich, welche gegebenenfalls auch am Bauwerk selber erfolgen müssen. In [15] wird am Beispiel von Fahrbahnplatten ein semi-empirischer Nachweis vorgeschlagen.

Am Beispiel des Versuchs hat sich gezeigt, dass die Eingrenzung der Problemstellen mittels des Normenkonzepts gut funktioniert hätte. Die Abschätzung der Lebensdauer anhand der Wöhlerlinie im Bereich der Zeitfestigkeit scheint wenig sinnvoll, da diese in den meisten Fällen zu einer starken Über- bzw. Unterschätzung der Ermüdungslebensdauer führt. Selbst bei einem Versuch mit klar definierten Randbedingungen konnte keine gute Übereinstimmung von Abschätzungen und tatsächlichen Bruchereignissen erzielt werden.

5 Schlussfolgerungen und Bedeutung für die Praxis

Die Anforderungen an unsere Bauwerke werden immer vielfältiger (Robustheit, Modifizierbarkeit, Umweltverträglichkeit, Unterhaltsminimierung etc.). Gleichzeitig zeigt der Trend Richtung immer schlankere Tragwerke. Um solche zu ermöglichen, müssen Materialien stärker ausgenutzt und versteckte Reserven aktiviert werden. Folglich sind die Werkstoffe grösseren Spannungswechseln ausgesetzt. Aus diesem Grund dürfte auch die Frage der Ermüdungssicherheit zunehmend an Aktualität gewinnen. Der Forschungsbedarf liegt somit auf der Hand und ist gerechtfertigt.

Im Gegensatz dazu ist die Menge an Grundlagen im Bereich der Ermüdung von Stahlbetonbauten nach wie vor sehr klein. Zudem konnten viele Phänomene zwar in Versuchen beobachtet, nicht aber mittels physikalischer Modelle erklärt werden. Basierend auf den heutigen Erkenntnissen wird es entsprechend kaum möglich sein, ein verbessertes Nachweiskonzept vorzuschlagen.

Mittels des hier beschriebenen Versuchs sollte das Gefährdungsbild Ermüdung im Stahlbeton erforscht werden, um in der Erhaltung tätige Ingenieure dafür zu sensibilisieren. Basierend auf dem Versuch kann die Ermüdung im Stahlbeton wie folgt charakterisiert werden:

- Kontinuierlicher, langsamer, nicht linear ablaufender Schädigungsprozess
- Basiert auf dem komplexen Zusammenspiel zahlreicher physikalischer Prozesse
- Bewirkt eine stetige Zunahme von lokalen und globalen Verformungen
- Bewirkt eine stufenweise Vergrösserung der Breite einzelner Risse, ein Fortschreiten der Risswurzel und kann zur Bildung neuer Risse führen (auch bei einem bereits abgeschlossenen Rissbild)
- Ist von Auge schwer zu erkennen
- Ist am ehesten erkennbar aufgrund von Veränderungen am Bauwerk, welche in gewissen zeitlichen Abständen beobachtet werden

In Bild 5.1 sind die vertikalen Verschiebungen in der Feldmitte dargestellt. Bei der mit $F = 0$ bezeichneten Linie handelt es sich um die bleibenden Verformungen. Diese haben im Zeitraum ab Beginn der dynamischen Belastung bis 95% der Ermüdungslebensdauer um 2 mm zugenommen. Bis zum Versuchsende waren es gut 10 mm, d.h. 80% der bleibenden Verformungen haben sich in den letzten 5% der Lebensdauer eingestellt. Die Norm SIA 260 [19] legt den Grenzwert für den Nachweis des Aussehens für Strassenbrücken bei $l/700$ fest, d.h. eine Durchbiegung dieser Grössenordnung wäre von Auge bereits gut zu erkennen. Im Versuch wurde dieser Grenzwert bei ca. 96% der Lebensdauer überschritten. Für eine richtige Brücke bedeutet das, dass ein bevorstehendes Versagen erst sehr spät aufgrund von grossen Verformungen und einer eingeschränkten Gebrauchstauglichkeit festgestellt werden könnte. Andererseits kann auch gesagt werden, dass zu diesem Zeitpunkt immer noch eine relativ grosse Tragfähigkeit vorhanden ist und somit genügend Zeit bleibt, um Massnahmen zu planen.

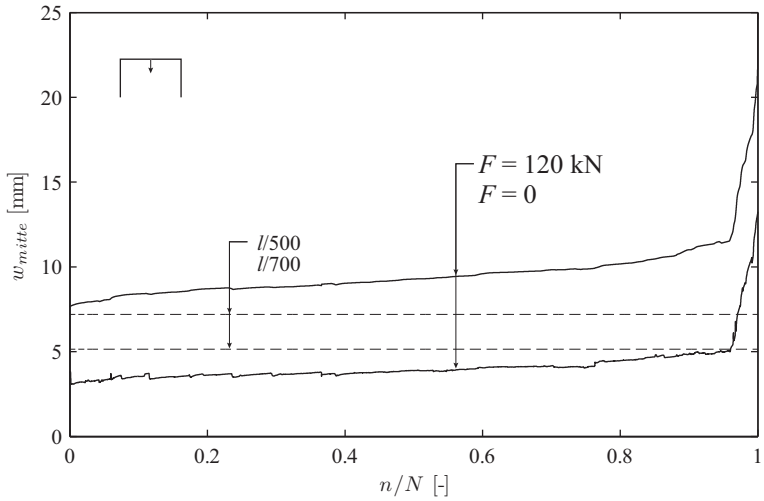

Bild 5.1: Verbleibende vertikale Verschiebungen in Feldmitte.

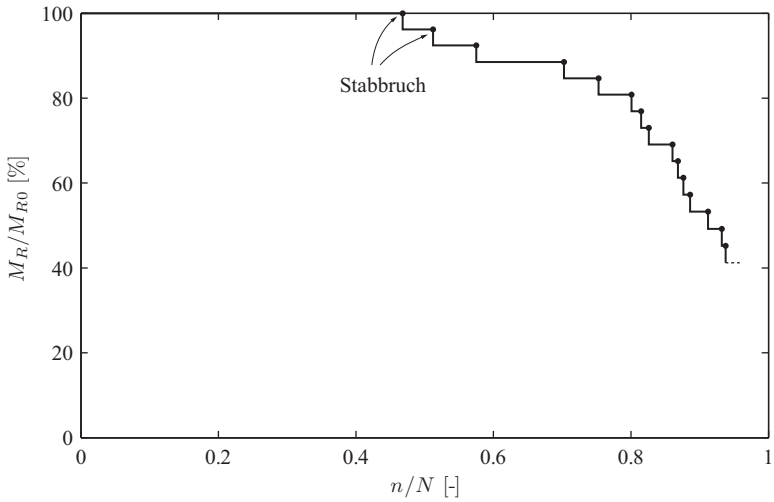

Bild 5.2: Verbleibender Biegewiderstand in der Rahmenecke Ost.

Im Zeitraum zwischen 5 und 95% der Lebensdauer haben die Verformungsgrössen im Versuch linear zugenommen. In dieser Zeit konnten von Auge – abgesehen von kleinen Veränderungen am Rissbild – keine Veränderungen am Zustand des Versuchskörpers festgestellt werden. Wenn ein Bauwerk sich also in dieser sehr langen Phase seiner Ermüdungslebensdauer befindet, können Veränderungen seines Zustands höchstens anhand von periodischen oder über einen längeren Zeitraum dauernden Messungen erfasst werden. Ein Verfahren dazu könnte in Anlehnung an die im Kap. 4.4 gemachten Überlegungen entwickelt werden. Da es sich aber bei den zu messenden Grössen um sehr kleine Veränderungen handelt, ergeben sich bei einer Anwendung im Feld gegenüber dem Labor zusätzliche Probleme z. B. infolge von Temperaturänderungen des Bauwerks.

In Bild 5.2 ist erkennbar, wie der Biegewiderstand in der Rahmenecke Ost mit einer zunehmenden Anzahl von Stabbrüchen sukzessive reduziert wird. Allerdings ist auch anzumerken, dass ein mit zahlreichen Stäben bewehrtes Bauteil wie eine Platte auch nach dem ersten Bruch eines Stabes noch über

eine beträchtliche Restlebensdauer verfügt. In dieser Phase ist die Tragsicherheit noch nicht unmittelbar gefährdet.

Das Nachweiskonzept, wie es die Tragwerksnormen des SIA für die Ermüdungssicherheit von Betonbauten verfolgen, dient in erster Linie der Dimensionierung von Neubauten. Bei der Überprüfung bestehender Bauwerke kann es gute Dienste leisten bei der Identifikation von Bauteilen, welche hinsichtlich Ermüdung kritisch sind. Bei einem solchen Bauteil können die Ermüdungsnachweise nicht erbracht werden, was aber nicht heisst, dass es sofort ersetzt oder verstärkt werden müsste. Wichtig ist aber, dass kritische Details im Zuge von Inspektionen aufmerksam beobachtet werden und ihr Zustand jeweils detailliert aufgenommen wird, damit bei grösseren Veränderungen Massnahmen erfolgen können. Die Norm SIA 269 fasst dieses Vorgehen unter dem Begriff *Ergänzende Sicherheitsmassnahmen* zusammen. Mögliche Massnahmen werden in Ziffer 7.5.2 vorgeschlagen:

– Beschränken der Nutzung und Begrenzen der Restnutzungsdauer
– Begrenzen von Nutzlasten (gegebenenfalls durch konstruktive Massnahmen)
– Überwachen des Tragverhaltens (Kontrollmessung, Zwischeninspektion)
– permanentes oder periodisches Überwachen der Nutzung
– Einrichten von automatischen Warn- und Sicherungsanlagen
– Vorbereiten von Notfallmassnahmen
– Erarbeiten von Alarmdispositionen
– Einführen von Evakuationsplänen.

Der erfolgreich durchgeführte Versuch hat gezeigt, dass bei einem weit verbreiteten Brückentyp in Zukunft Ermüdungsschäden nicht ausgeschlossen werden können. Ob und wann Schäden auftreten, dürfte in erster Linie eine Frage der Verkehrs- und Fahrzeugentwicklung sein. Während die Verkehrslastmodelle der vergangenen Normengenerationen eher zu konservativ waren, zeigen Szenarien zur Verkehrsentwicklung, dass die heute verwendeten Lastmodelle in Zukunft durchaus realistisch sein könnten. Aus diesem Grund sollte die Ermüdung bei Inspektionen und Überprüfungen von bestehenden Brücken immer als mögliches Gefährdungsbild miteinbezogen werden.

6 Forschungsbedarf

Aus heutiger Sicht lässt sich der Forschungsbedarf in drei Kategorien aufteilen:

1. Die Schädigungsmechanismen bei der Ermüdung von Stahlbetonkonstruktionen müssen anhand von Experimenten weiter erforscht werden. Das Ziel wäre die Entwicklung von physikalischen und mechanischen Modellen, welche die komplexen physikalischen Vorgänge des Ermüdungsprozesses von Stahlbeton besser beschreiben und somit die Grundlage für ein neues Nachweiskonzept bilden. Das heutige Nachweiskonzept mit separaten Nachweisen für Bewehrung und Beton basiert auf den Gesetzen der *S*-*N*-Kurven und einer linearen Schadensakkumulation und ist in diversen Normenwerken bzw. Richtlinien enthalten so z. B. im Eurocode 2 [23; 24], im Model Code 2010 [4] und teilweise im AASHTO LRFD [1]. Die physikalischen Modelle, welche diesen Nachweisen zugrunde liegen, bilden die Realität nur ungenügend genau ab und berücksichtigen keinerlei Interaktion zwischen Beton und Bewehrung.

2. Die Beanspruchungen, welche ein Bauteil erfährt, sind einer der wichtigsten Parameter zur Charakterisierung des Ermüdungslebens. Da die Erfassung der tatsächlichen Beanspruchungen bei bestehenden Bauwerken sehr aufwändig ist, ist der Ingenieur bei der Überprüfung in den meisten Fällen gezwungen, konservative Annahmen zu treffen. Dies sind in der Regel die Normvorschriften. Insbesondere bei der Überprüfung von Strassenbrücken führt dies häufig (nicht nur für die Ermüdung) zu ungenügenden Erfüllungsgraden. Systeme zur Erfassung von Verkehrslasten sind seit einigen Jahren in Betrieb und werden laufend weiterentwickelt. Mit einer systematischen Erhebung und Auswertung dieser Daten würden den Ingenieuren aktualisierte Verkehrslasten als Grundlage für die Überprüfung bestehender Brücken zur Verfügung stehen.

3. Aus heutiger Sicht ist es in vielen Fällen sinnvoll und wirtschaftlich, Infrastrukturbauten wie z. B. Brücken möglichst lange zu erhalten. Um die Sicherheit bestehender Brücken auch in Zukunft gewährleisten zu können, braucht es zuverlässige Prüfmethoden, die eine frühzeitige Erkennung von Ermüdungsschäden ermöglichen. Solche Methoden sind in Laborversuchen bereits erfolgreich angewendet worden. Für Anwendungen im Feld muss die Zuverlässigkeit der Methoden verbessert und ihre Anwendbarkeit vereinfacht werden. Dafür ist weitere Forschungsarbeit erforderlich.

Bezeichnungen

Abkürzungen

ASTRA	Bundesamt für Strassen
DMS	Dehnungsmessstreifen
OK	Oberkante
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
UK	Unterkante
P1, P2	Bezeichnung Versuchskörper
R1, R2	Bezeichnung Nachweisschnitte
WIM	Weight in Motion

Lateinische Grossbuchstaben

A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Zugzone
A_s'	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Druckzone
E	Auswirkung
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_s	Elastizitätsmodul Betonstahl
F	Durch einen Hydraulikzylinder aufgebrachte Last
I	Flächenträgheitsmoment
I_{id}	Ideelles Flächenträgheitsmoment
M	Biegemoment
M_R	Biegewiderstand
N	Anzahl Lastwechsel, Anzahl Spannungswechsel
N_{fat}	$2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel
N_D	$5 \cdot 10^6$ Spannungswechsel
Q_k	charakteristischer Wert der Achslast
R	Tragwiderstand
V	Querkraft
V_R	Querkraftwiderstand

Lateinische Kleinbuchstaben

a_s	Querschnittsfläche des Betonstahls pro Längeneinheit
b	Breite
d	statische Höhe
d'	Abstand der Druckbewehrung vom Druckrand
d_i	Biegerollendurchmesser für Abbiegungen
f_{cc}	Zylinderdruckfestigkeit Beton

h	Höhe, Bauteilhöhe
k_c	Beiwert zur Bestimmung der Betonfestigkeit
$k_Ø$	Abminderungsfaktor für gebogene Bewehrungsstäbe
l	Länge, Spannweite
l_0	Ursprungslänge einer Deformeter-Messstrecke
m	Neigung der Zeitfestigkeitskurve
n	Anzahl
q_k	charakteristischer Wert der verteilten Belastung auf dem fiktiven Fahrstreifen
s_r	Rissabstand
t	Zeit, Dauer, Alter, Plattendicke
u	Horizontale Verschiebungen
v	Querkraft pro Längeneinheit
v_R	Querkraftwiderstand pro Längeneinheit
w	Vertikale Verschiebungen
w_r	Rissbreite
x	Höhe der Biegedruckzone
x, y, z	Koordinatenachsen im rechtshändigen Koordinatensystem

Griechische Buchstaben

α	Winkel, Schiefe
β	Skalierungsfaktor zwischen Versuch und realen Grössen
$\Delta\sigma_s$	Absolutwert der Spannungsdifferenz zwischen maximaler und minimaler Spannung im Betonstahl unter der Ermüdungseinwirkung
$\Delta\sigma_{s,D}$	Dauerfestigkeit von Betonstahl
$\Delta\sigma_{s,fat}$	nominelle Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl
ε_c	Dehnung im Beton
ε_{def}	Dehnung bestimmt aus Deformetermessungen
ε_s	Dehnung im Betonstahl
λ	Betriebslastfaktor
ρ	Geometrischer Bewehrungsgehalt der Zugzone
ρ'	Geometrischer Bewehrungsgehalt der Druckzone
σ	Spannung
σ_c	Spannung im Beton
σ_{inf}	Spannung bei minimaler Last
σ_s	Spannung im Betonstahl
σ_{sup}	Spannung bei maximaler Last
τ_c	Schubspannung im Beton
χ	Krümmung

Sonderzeichen

Ø	Durchmesser
$Ø_s$	Durchmesser eines Bewehrungsstabs

Literatur

[1] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*; Washington, DC.

[2] Bundesamt für Statistik BFS (2007). *Leistungen der Sachentransportfahrzeuge - Aktualisierte Zeitreihen bis 2006*; Neuchâtel. 44 pp.

[3] Bundesamt für Strassen ASTRA (2009). *Strassen und Verkehr: Zahlen und Fakten 2009*; Bern. 38 pp.

[4] CEB FIP (2010). *Model Code 2010 - First Complete Draft*; Lausanne, International Federation for Structural Concrete (fib); fib Bulletin 55.

[5] Eskola, L. (1996). *Zur Ermüdung teilweise vorgespannter Betontragwerke*; IBK Bericht No. 223; ETH Zürich; Zürich. 145 pp.

[6] Expertengruppe Verkehrsdaten (2006). *Grundlagendaten Landverkehr - Statusbericht 2006*; Bundesamt für Raumentwicklung ARE; Bern. 103 pp.

[7] Fehlmann, P. (2008). *Fatigue Behavior of Existing Reinforced Concrete Frame Bridges*; 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart; 11.-13.09.2008.

[8] Fehlmann, P., Wolf, T. und Vogel, T. (2011). *Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken*; IBK Bericht No. 332; ETH Zürich; Zürich. 95 pp.

[9] Kaufmann, W. (2008). *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*; ASTRA Bericht No. 629; Bundesamt für Strassen; Bern. 69 pp.

[10] Marti, P. und Ernst, G. (1993). *Norm SIA 162*; Schweizer Ingenieur und Architekt; 22; pp. 383-388.

[11] Meystre, T. und Hirt, M. (2006). *Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*; ASTRA Bericht No. 594; Bundesamt für Strassen (ASTRA); Bern. 84 pp.

[12] Naumann, J. (2007). *Brücken und Schwerverkehr - Wo sind die Grenzen?*; Bauingenieur; 82, 7/8; pp. 326-332.

[13] Pimentel, M., Brühwiler, E. und Figueiras, J. (2008). *Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges*; Structural Concrete. Journal of the fib; 9, 4; pp. 215-222.

[14] Rehm, G., Harre, W. und Beul, W. (1986). *Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen*; No. 374; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Berlin. 90 pp.

[15] Schläfli, M. (1999). *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton*; Dissertation; EPFL, Lausanne, 113 pp.

[16] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (1989). *Norm SIA 162(1989) Betonbauten*; Zürich, 86 pp.

[17] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (1997). *Ermüdung von Betonbauten*; SIA Dokumentation No. D 0133; SIA; Zürich. 51 pp.

[18] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003). *Einführung in die Norm SIA 262*; SIA Dokumentation No. D 0182; Zürich. 125 pp.

[19] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003). *Norm SIA 260(2003) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*; Zürich, 44 pp.

[20] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003). *Norm SIA 261(2003) Einwirkungen auf Tragwerke*; Zürich, 142 pp.

[21] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003). *Norm SIA 262(2003) Betonbau*; Zürich, 130 pp.

[22] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003). *Norm SIA 263(2003) Stahlbau*; Zürich, 130 pp.

[23] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2004). *Norm SN EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*; Zürich, 246 pp.

[24] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2005). *Norm SN EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*; Zürich, 96 pp.

[25] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2011). *Norm SIA 269(2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*; Zürich, 28 pp.

[26] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2011). *Norm SIA 269/2(2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau*; Zürich, 44 pp.

[27] Tepfers, R. und Kutti, T. (1979). *Fatigue Strength of Plain Ordinary and Lightweight Concrete*; ACI Journal; 76, 5; pp. 635 - 652.

[28] Tilly, G.P. (1979). *Fatigue of Steel Reinforcement Bars in Concrete: A Review*; Fatigue of Engineering Materials and Structures; 2, pp. 251-268.

[29] Tilly, G.P., Owen, D.G., Molzahn, R. et al. (1988). *Fatigue of Concrete Structures, State-of-the-Art-Report*; Bulletin d'Information No. 188; CEB; Dubrovnik. 300 pp.