

Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen Office fédéral des routes Ufficio federale delle Strade

# Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

Fatigue strength of deck slabs loaded predominantly in bending

Fatigue de tabliers soumis surtout à des contraintes de flexion

Hochschule Luzern – Technik & Architektur CC Konstruktiver Ingenieurbau Prof. Dr. Karel Thoma Prof. Dr. Albin Kenel Dr. Gregor Borkowski

Forschungsprojekt AGB 2010/001 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

April 2019

695

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima. Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee. Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen Office fédéral des routes Ufficio federale delle Strade

# Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

Fatigue strength of deck slabs loaded predominantly in bending

Fatigue de tabliers soumis surtout à des contraintes de flexion

Hochschule Luzern – Technik & Architektur CC Konstruktiver Ingenieurbau Prof. Dr. Karel Thoma Prof. Dr. Albin Kenel Dr. Gregor Borkowski

Forschungsprojekt AGB AGB 2010/001 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

April 2019

# Impressum

# Forschungsstelle und Projektteam

### Projektleitung

Prof. Dr. Karel Thoma, Hochschule Luzern - Technik & Architektur

#### Mitglieder

Prof. Dr. Albin Kenel, Hochschule Luzern – Technik & Architektur Dr. Gregor Borkowski, Hochschule Luzern – Technik & Architektur

# Begleitkommission

**Präsident** Dr. Armand Fürst, Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH Wolfwil

### Mitglieder

Prof. Dr. Aurelio Muttoni, EPFL-IS-Beton, Lausanne Dr. Dario Somaini, Al Giardinett, Roveredo

## Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

## Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von http://www.mobilityplatform.ch heruntergeladen werden.

# Inhaltsverzeichnis

	Impressum	.4
	Żusammenfassung	. 7
	Résumé	. 9
	Summary	11
1	Einleitung	13
1.1	Problemstellung	13
1.2	Zielsetzung	14
1.2.1	Druckmembranspannungen in Stahlbetonbauteilen	14
1.2.2	Bauteilversuch	15
2	Membranspannungen in Stahlbetonbauteilen	17 47
2.1	Problemstellung	17
2.2	Interpretation Memoranspannungszustand	17
2.3		19
2.3.1	Modellierung	19
2.3.2	Parameterstudie	21
2.4		21
2.4.1	FE-Modellierung Bautellversuch	27
2.4.2	Statische Auswirkung Federlagerung	30
2.4.3	Analyseresultate Parameterstudie	30
2.4.4	Einiuss Biegezugtestigkeit auf die Analyseresultate	30
2.5	Vergleich Nachrechnung mit Versuchsresultaten	45
2.0	Linear elastische finite Element Analyse	40
2.6.1	Modelivorstellungen	40
2.6.2	Resultate der linear elastischen FEM-Analyse	48
2.7	Folgerungen für die Praxis	52
2.8	Folgerungen für die Wissenschaft	52
3	Versuchskörner	53
31	Abmessungen und Bewehrungsführung	53
3.2	Herstellung	57
3.3	Werkstoffe	59
331	Reton	50
332	Bewehrung	60
0.0.2	Deweinung	00
4	Versuchsdurchführung	63
4.1	Versuchsanlage und Belastungskonzept	63
4.2	Versuchsablauf	65
4.3	Messungen	66
4.3.1	Kontinuierliche Messungen	66
4.3.2	Regelmässige Messungen	70
4.3.3	Rissfortschritt	71
5	Messresultate aus zyklischer Belastung	73
5.1	Allgemeines	73
5.2	Messresultate der Wegaufnehmer	74
5.3	Rissfortschritt	76
5.4	Messungen der Rissweiten	79
5.5	Dehnmessstreifen (DMS)	80
5.6	Kraftmessringe (KMR)	81
5.7	Setzdetormetermessungen	83

6	Messresultate aus Traglastversuch	87
6.1	Versuchsaufbau	87
6.2	Lastgeschichte	88
6.3	Versuchsresultate	90
6.4	Schlussfolgerungen Bauteilversuch	
6.4.1	Ermüdungsversuch	97
6.4.2	Traglastversuch	97
7	Verdankungen	99
	Anhänge	101
	Literaturverzeichnis	
	Projektabschluss	213
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	217

# Zusammenfassung

Für Tragwerke im Bestand kann der Nachweis des Grenzzustands Typ 4 (Ermüdung) entsprechend der geltenden normativen Regelungen [3], [8] oft nicht erbracht werden. Die Gründe hierfür sind im Wesentlichen die normativ konservativen Einwirkungen [4],[7], und Widerstände [5], [8] und die oftmals stark vereinfachte Tragwerksanalyse. Dies hat zur Folge, dass bei Instandsetzungs- oder Erweiterungsmassnahmen häufig kostenintensive Verstärkungsmassnahmen notwendig werden. Um diese vermeiden zu können, gilt es Tragreserven zu aktivieren, die durch Kenntnis des wahrscheinlicheren Tragverhaltens identifiziert werden können.

Druckmembranspannungszustände in Stahlbetonbauteilen sind in der Tragwerksanalyse schwierig zu erfassen, da sie durch eine Behinderung der Dilatanz des zu untersuchenden Stahlbetonbauteils hervorgerufen werden. In der Literatur [10], [21] wird darauf hingewiesen, dass Druckmembranspannungszustände eine Erhöhung des Tragwiderstandes zur Folge haben können. Mit den Methoden der Elastizitätstheorie können Membranspannungen in Stahlbetonbauteilen nur schlecht bestimmt werden, da diese vom Verformungszustand abhängen. Zudem müssen die Biege- und Membranplattensteifigkeiten zuverlässig abgebildet werden können, was bei kombinierter Beanspruchung durch Biegung und Normalkraft schwierig ist. Um erste Hinweise über den Einfluss von Druckmembranspannungszuständen auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung zu gewinnen, wurde im Rahmen dieses Forschungsprojekts ein Ermüdungsbauteilversuch durchgeführt und die Versuchsresultate mit Hilfe von nichtlinearen FEM-Berechnungen analysiert. Zudem wurde eine Parameterstudie an einem Fallbeispiel und am Modell des Versuchsträgers durchgeführt, um mögliche Tragreserven zu identifizieren und den Einfluss wichtiger Parameter auf die Stahlspannungen und Spannungsamplituden aufzuzeigen.

Im ersten Teil des Berichts wird an einem einfachen Fallbeispiel unter Berücksichtigung der Resultate von nichtlinearen FEM-Berechnungen [42] aufgezeigt, wie sich ein Druckmembranspannungszustand auf die Lastabtragung (Biege-Verbundtragwirkung, Bogentragwirkung, Membrantragwirkung) auswirkt. Zudem wird exemplarisch der Einfluss wichtiger Parameter auf die Lastabtragung, die resultierenden Verformungen und die Stahlspannungen diskutiert. Es zeigt sich, dass schon kleine Behinderungen der Dilatanz ausreichen, um einen Druckmembranspannungszustand aufzubauen, welcher eine signifikante Reduktion der Stahlspannungen zur Folge hat. Auch die resultierenden Verformungen nehmen deutlich ab. Aufbauend auf den Überlegungen zum Fallbeispiel, wird der Bauteilversuch mit Hilfe derselben Methodik analysiert. Dabei ist der Fokus auf die Behinderung der Dilatanz und deren Auswirkungen auf die Stahlspannungen und die Spannungsamplituden gelegt. Dies ist von speziellem Interesse, da am Versuch ungewollt die Lager fixiert und damit die Diliatanz wenigstens teilweise behindert wurde. Die Analyse zeigt, dass die Behinderung der Dilatanz auf die Stahlspannungen und Spannungsamplituden v. a. in Trägerlängsrichtung einen erheblichen Einfluss hat. Die Spannungsamplituden nehmen in einem Masse ab, dass die Ermüdung nicht mehr massgebend wird. Abschliessend werden die Biege- und Membranplattensteifigkeiten für verschieden Lastfälle und in Funktion der Biegezugfestigkeit berechnet und miteinander verglichen. Schon dieser einfache Vergleich zeigt, dass die Schalensteifigkeiten mit dem Belastungszustand und z. B. in Funktion der Biegezugfestigkeit stark variieren und die Entwicklung einfacher Abschätzungen kaum zielführend sein wird. Soll der Membranspannungszustand bei statischen Überprüfungen in Rechnung gestellt werden, sind weiterführende Berechnungsansätze wie nichtlineare FEM-Analysen erforderlich. Mithin zeigen die Parameterstudien, dass Langzeiteinflüsse wie Schwinden und Kriechen, die Verbundentfestigung, Eigenspannungszustände etc. bei der Bestimmung des Druckmembranspannungszustandes berücksichtigt werden sollten. Den ersten Teil des Berichts schliesst eine linear elastische FEM-Analyse des Versuchsträgers ab. Mit den resultierenden Schnittkräften wurden sodann die Stahlspannungen am Riss resp. die Stahlspannungsamplituden am Riss mit Hilfe von drei in der Praxis verwendeten Methoden berechnet: dem Schichtenmodell, der Normalmomenten-Fliessbedingung und dem Sandwichmodell. Es wird darauf hingewiesen, dass die beiden zuletzt genannten

Methoden mechanisch auf der Plastizitätstheorie basieren und für eine Spannungsanalyse im Zustand II (linear elastisch gerissen) grundsätzlich nicht zulässig wären, der Rechenaufwand jedoch gering ist. Die Berechnung mit einem Schichtenmodell ist mechanisch korrekt, numerisch hingegen sehr aufwändig. Der Vergleich der Resultate aus der linear elastischen Analyse mit den Analyseresultaten aus der nichtlinearen FEM-Analyse zeigt, dass die berechneten Stahlspannungen und Stahlspannungsamplituden stark voneinander abweichen. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass der Membranspannungszustand in der linear elastischen Analyse deutlich von demjenigen aus der nichtlinearen FEM-Analyse abweicht. Die resultierenden Normalkräfte sind bis zu 40% kleiner, was sich bei gering bewehrten Stahlbetonbauteilen stark auf die Stahlspannungen und Stahlspannungsamplituden auswirkt.

Der zweite Teil des Berichts erläutert den durchgeführten Bauteilermüdungsversuch. Das und Belastungskonzept, der Versuchsaufbau. Versuchsdas Messund Auswertungskonzept und die Auswertungen werden dargestellt. Die Abmessungen des Versuchsträgers und das Bewehrungslavout wurden bestehenden Tragstrukturen nachempfunden. Dementsprechend war die Längsbewehrung in der Platte mit einem Bewehrungsgehalt  $\rho_s = 0.19$  % sehr tief. Die Ermüdungsbeanspruchung wurde mit Hilfe von drei seriell geschalteten Hydraulikzylindern aufgebracht, sodass die Beanspruchung je Zylinder nacheinander aufgebracht und damit näherungsweise eine Wanderlast simuliert werden konnte. Die kontinuierlichen Messungen wurden in Abständen von 5 Stunden mit Hilfe eines Messcomputers aufgezeichnet, wohingegen die manuellen Messungen (Setzdeformetermessungen, Rissbilder, etc.) nach einer vordefinierten Anzahl Lastzyklen durchgeführt wurden. Um den Träger während der Versuchsdurchführung stabil zu lagern, wurden die Auflagerzylinder sowohl am Aufspannboden als auch am Versuchsträger mit Hilfe von vorgespannten Schrauben fixiert. Diese ungewollte Behinderung der Dilatanz des Trägers führte dazu, dass sich v.a. in Trägerlängsrichtung ein Druckmembraneinstellen konnte, was die Ermüdungsbeanspruchung spannungszustand der Plattenlängsbewehrung deutlich reduzierte. Aufgrund dessen konnte auch nach 10 Millionen Lastzyklen kein Ermüdungsbruch festgestellt werden, worauf der Versuch abgebrochen wurde. Sodann wurde der Versuchsträger durch eine quasi statische Beanspruchung zu Bruch gefahren. Der Versuchsträger versagte infolge eines globalen Schubbruches.

Insgesamt zeigen die nichtlinearen FEM-Analysen und der Bauteilversuch, dass Druckmembranspannungszustände Ermüdungsverhalten Stahlbetondas von Fahrbahnplatten erheblich verbessern können. Weil der Druckmembranspannungszustand vom Verformungszustand abhängt, ist die rechnerische Einflussfaktoren Bestimmung schwierig. Zudem sind wichtige wie Langzeitbeanspruchungen, Eigenspannungszustände generell die oder Verbundentfestigung wissenschaftlich noch wenig untersucht. Weiterführende erforderlich, bevor Regeln Forschungsarbeiten sind zur Anwendung von Druckmembranspannungszuständen im Rahmen von statischen Überprüfungen erarbeitet werden können.

# Résumé

Il est souvent impossible de prouver conformément aux règlementations normatives [3], [8] en vigueur que l'état limite ultime de type 4 (fatigue) est atteint pour les structures porteuses existantes. Les raisons en sont pour l'essentiel les charges [4], [7] et résistances [5], [8] conservatrices par norme ainsi que l'analyse de structure porteuse souvent très simplifiée. En conséquence et en cas de mesures d'entretien ou de mise à niveau, des mesures de consolidation très coûteuses sont souvent nécessaires. Pour éviter cela, il faut activer des réserves de résistance que l'on peut identifier lorsque le comportement dynamique effectif est connu.

Dans l'analyse de la structure porteuse, il est difficile d'appréhender la présence de contraintes de membrane en compression dans les éléments en béton armé car elles sont provoquées lorsque la dilatance de l'élément en béton armé à étudier est entravée. La littérature spécialisée [10], [21] indique que la présence de contraintes de membrane en compression peut avoir pour effet d'augmenter la résistance porteuse. Les méthodes de la théorie de l'élasticité ne permettent pas de calculer correctement les contraintes de membrane dans les éléments en béton armé, car elles dépendent de l'état de déformation. De plus, la rigidité des dalles de membrane et de flexion doit pouvoir être représentée de manière fiable, ce qui est difficile lorsqu'une contrainte normale est combinée à une contrainte en flexion. Pour obtenir des premiers indices sur l'effet que peuvent avoir des contraintes de membrane en compression sur la sollicitation en fatigue de l'armature, nous avons réalisé, dans le cadre de ce projet de recherche, un essai de fatigue sur un élément de construction et en avons analysés les résultats par la méthode des éléments finis pour les comportements non linéaires. De plus, une étude paramétrique a été réalisée sur un exemple et sur le modèle du support d'essai pour identifier d'éventuelles réserves de résistance et montrer l'influence des principaux paramètres sur les contraintes de l'acier et sur les amplitudes de ces contraintes.

Dans la première partie du rapport, les résultats obtenus par calcul selon la méthode des éléments finis [42] pour le comportement non linéaire d'un cas en exemple ont permis de mettre en évidence comment la présence de contrainte de membrane en compression se répercute sur la transmission des efforts (effet porteur collaborant à la flexion, effet porteur d'arc, effet porteur de membrane). Il y est en plus discuté à titre d'exemple de l'influence des principaux paramètres sur la transmission des efforts, les déformations afférentes et les contraintes exercées sur l'acier. On constate que de petites entraves à la dilatance suffisent à provoquer l'apparition d'une contrainte de membrane en compression, laquelle entraîne une réduction importante des contraintes exercées sur l'acier. Les déformations qui en résultent diminuent aussi considérablement. Sur la base des réflexions faites lors du cas en exemple, l'essai sur l'élément de construction est analysé à l'aide de la même méthode. L'accent a été mis sur la minimisation de l'effet de la dilatance et ses conséquences sur les contraintes exercées sur l'acier ainsi que sur l'amplitude de ces contraintes. Ceci revêt un intérêt tout particulier car lors de l'essai, les appuis ont été involontairement immobilisés, présentant au moins partiellement une entrave à la dilatance. L'analyse montre que le fait d'empêcher l'apparition de dilatance a une très large répercussion sur les contraintes de l'acier et sur les amplitudes des contraintes, notamment dans le sens longitudinal des supports. Les amplitudes des contraintes diminuent à tel point que la fatigue n'est plus décisive. Pour finir, nous calculons les rigidités des dalles de membrane et de flexion pour plusieurs cas de contraintes différents et en fonction de la résistance à la traction par flexion, avant de les comparer les uns aux autres. Cette simple comparaison permet de montrer que les rigidités de coques varient fortement avec les contraintes et par exemple en fonction de la résistance à la traction par flexion, et que de simples estimations grossières ne servent pratiquement à rien. Si la présence de contraintes de membrane doit être prise en compte dans les vérifications statiques, il est nécessaire de procéder à des calculs complémentaires tels que les analyses des comportements non linéaires selon la méthode des éléments finis. Par conséquent, les études paramétriques montrent que les influences de longue durée telles que le retrait et le fluage, la perte de solidité des liaisons, la présence de tensions propres, etc. doivent être pris en compte dans la détermination de la contrainte de membrane en compression.

La première partie du rapport se termine par une analyse du support d'essai appliquant la méthode des éléments finis pour les comportements

linéaires élastiques. Les lignes d'influence en résultant ont ensuite permis de calculer les contraintes de l'acier au niveau des fissures ou les amplitudes des contraintes de l'acier au niveau des fissures, à l'aide de trois méthodes utilisées dans la pratique : le modèle par couches, le critère d'écoulement sous moments normaux et le modèle sandwich. Il est rappelé que les deux dernières méthodes énoncées reposent mécaniquement parlant sur la théorie de la plasticité et qu'ils ne pourraient pas, en règle générale, être valables pour une analyse des contraintes en état II (fissure linéaire élastique), mais que le calcul est plutôt aisé. Au contraire, le calcul au moyen d'un modèle par couches est, lui, correct mécaniquement parlant mais très compliqué d'un point de vue numérique. La comparaison des résultats issus de l'analyse linéaire élastique et des résultats d'analyse selon la méthode des éléments finis pour les comportements non linéaires montre que les contraintes de l'acier et des amplitudes des contraintes obtenues par calcul divergent très largement les unes des autres. Cela vient notamment du fait que la présence de contraintes de membrane dans l'analyse linéaire élastique est très différente de celle résultant de l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis. Les efforts normaux qui en résultent sont inférieurs de jusqu'à 40 %, ce qui, pour les éléments en béton armé à faible quantité d'armatures, se répercute largement sur les contraintes de l'acier et les amplitudes des contraintes de l'acier.

La deuxième partie du rapport présente l'essai de fatigue réalisé sur l'élément de construction. Le concept d'application de l'effort et de l'essai, le montage expérimental, le concept de mesure et d'analyse des résultats ainsi que l'interprétation des résultats y sont exposés. Les dimensions du support de l'essai ainsi que le modèle des armatures reprennent ceux de structures porteuses existantes. Par conséquent, l'armature en longueur du tablier était, avec une teneur en ferraille de  $\rho_s$  = 0,19 %, très basse. La contrainte de fatigue a été appliquée à l'aide de trois vérins hydrauliques en série, de telle sorte que la contrainte a pu être appliquée par vérin l'un après l'autre, permettant de simuler approximativement une charge mobile. Les mesures prises en continu ont été enregistrées toutes les 5 heures à l'aide d'un ordinateur de mesure, alors que les mesures manuelles (mesures d'extensomètres de tassement, fissures formées, etc.) ont été réalisées en fonction d'un nombre prédéfini de cycles de charge. Pour stabiliser le support pendant les essais, les vérins d'appui ont été fixés aussi bien sur le plancher de montage que sur le support de l'essai au moyen de boulons précontraints. Ce système empêchant involontairement la dilatance du support a entraîné entre autre la formation, dans le sens de la longueur du support, d'une contrainte de membrane en compression, ce qui a largement diminué la charge de fatigue appliquée sur l'armature en longueur de la dalle. À cause de cela, une rupture en fatigue n'avait toujours pas pu être constatée au bout de 10 millions de cycles de charge, sur quoi l'essai a été interrompu. Ensuite, le support d'essai a été conduit à la rupture par une sollicitation quasiment statique. La défaillance du support d'essai est intervenue à la suite d'une rupture globale en cisaillement.

Dans l'ensemble, les analyses de comportements non linéaires selon la méthode des éléments finis et l'essai réalisé sur l'élément montrent que la présence de contraintes de membrane en compression peut largement améliorer le comportement en fatigue des tabliers en béton armé. Vu que la présence d'une contrainte de membrane en compression dépend de l'état de déformation, elle est difficile à déterminer par calcul. De plus, des facteurs importants tels que les contraintes de longues durée, en règle générale les tensions propres ou la perte de solidité des liaisons n'ont pas encore été suffisamment étudiés. Il est nécessaire de procéder à d'autres travaux de recherche avant de pouvoir dresser des règles quant à l'application de la présence de contraintes de membrane en compression dans le cadre de vérifications statiques.

# Summary

For existing structures, the criteria for the verification of limit state 4 (fatigue) according to the normative regulations in vigour [3], [8] are often exceeded. This is mainly due to the conservative loads and resistances stipulated in the standards [4], [7], [5], [8], and the fact that in many cases very simplified static analyses are carried out. One of the consequences is that rehabilitation or extension works frequently require cost-intensive strengthening measures. In order to avoid this, structural reserves must be activated. These reserves can be identified only if one has a thorough knowledge of the actual structural behaviour.

Compressive membrane stress states in reinforced concrete elements are difficult to take into account in structural analyses, as they are caused by restraints to the expansion of the investigated reinforced concrete element. In the literature [10], [21] it is mentioned that compressive membrane stress states can lead to an increase in structural resistance. Theory of elasticity methods are not very well suited to calculate membrane stresses in reinforced concrete elements, as these stresses depend on the deformation state. Furthermore, reliable results are needed for the flexural and membrane plate stiffnesses, which are very difficult to obtain for elements under combined bending and normal loads. To obtain initial information about the influence of compressive membrane stress states on the fatigue load of the steel reinforcement, a fatigue test on a structural element was executed, and the experimental results were verified with nonlinear FEM analyses. Parameter studies for a case study and for the model of the test beam were carried out in order to identify any structural reserves and to illustrate the influence of several important parameters on the steel stresses and stress amplitudes.

In the first part of this report a simple case study is described, in which the results of nonlinear FEM analyses [42] are taken into account and which shows how compressive membrane stress state affects load transfer (composite action in bending, arching action, membrane action). Using examples, the influence of several important parameters on the load transfer, resulting deformations, and steel stresses is also discussed. It is shown that even small restraints to expansion can induce a compressive membrane stress state, leading to a significant reduction of the steel stresses. The resulting deformations also decrease substantially. Using the insights gained from the case study, the fatigue test is analysed using the same methodology. The focus is on the restraint to expansion and its effect on the steel stresses and stress amplitudes. This is of particular interest, because the supports of the beam were fixed during the test due to experimental constraints and hence expansion was restricted to a certain extent. The analysis shows that the restraint to expansion exerts a significant influence on the steel stresses and stress amplitudes, in particular in the longitudinal direction of the beam. The stress amplitudes decrease to the point where fatigue no longer governs as the mode of failure. Finally, bending and membrane plate stiffnesses as a function of the bending tensile strength are calculated for various load cases and compared. This simple comparison shows that the membrane plate stiffnesses vary a great deal depending on the applied load and the bending tensile strength, amongst other parameters. Therefore, it makes little sense to develop simple estimates. If the membrane stress state is to be taken into account in static analyses, it is necessary to use advanced analytical approaches such as FEM analyses. The parameter studies show that long-term influences such as shrinkage and creep, bond softening, residual stress states, etc. should be taken into account when determining the compressive membrane stress state. A linear-elastic FEM analysis of the test beam concludes the first part of this report. Using the resulting internal forces, the steel stresses at the crack and their amplitudes were calculated with three methods commonly used in engineering practice: the layer model, the normal moment yield criterion, and the sandwich model. It should be noted that, from a mechanical point of view, the latter two methods are based on the theory of plasticity and theoretically are not applicable to stress analyses of elements in the linear-elastic cracked state, but they require very little computational effort. Calculations carried out with the layer model are mechanically correct but require a large numerical effort. The comparison of the results of the linear-elastic analysis with those of the nonlinear FEM analysis shows large differences in the calculated steel stresses and steel stress amplitudes. This can be attributed to the strong divergence between the

membrane stress state of the linear elastic analysis and that of the nonlinear FEM analysis. The resulting normal forces are up to 40% smaller, which greatly affects the steel stresses and steel stress amplitudes of reinforced concrete elements with low reinforcement ratios.

The second part of this report describes the executed fatigue test of a reinforced concrete element. The test and loading concepts, test setup, measurement and evaluation concepts, and evaluations are presented. The dimensions of the test beam and the reinforcement layout were informed by existing engineering structures. As a result, the longitudinal reinforcement ratio of the slab ( $\rho_s = 0.19\%$ ) was very low. The fatigue load was generated by three hydraulic presses connected in series, allowing the load of the presses to be applied consecutively, thus approximating a moving load. The continuous measurements were recorded by a measurement computer at five-hour intervals, whereas the manual measurements (hand-held deformeter measurements, crack patterns, etc.) were carried out after a predefined number of load cycles. To ensure a stable position of the beam during the test, the support cylinders were fixed with pre-tensioned bolts to both the strong floor and the test beam. This unintended restraint to the expansion of the beam induced a compressive membrane stress state, particularly in the longitudinal direction of the beam, which noticeably reduced the fatigue load of the longitudinal reinforcement. As a result, even after 10 million load cycles no fatigue failure had occurred and the test was therefore interrupted. Subsequently, a quasi-static load was applied to the test beam until failure occurred. The mode of failure was global shear failure.

Both the nonlinear FEM analyses and the fatigue test show that the presence of compressive membrane stress states can significantly improve the fatigue behaviour of reinforced concrete deck slabs. However, as the compressive membrane stress state is dependent on the deformation state, the analytical determination of such states is difficult. Also, little research has been carried out on important influencing factors such as long-term influences, residual stress states, or bond softening. Further research is required before rules regarding the application of compressive membrane stresses in static analyses can be developed.

# 1 Einleitung

## 1.1 **Problemstellung**

Im Rahmen rechnerischer Überprüfungen bestehender Stahl- und Spannbetontragwerke kann der Nachweis des Grenzzustands Typ 4 (Ermüdung) [3] i. d. R. nicht erbracht werden. Die Gründe hierfür sind im Wesentlichen die Einwirkung, der Widerstand sowie die Tragwerksmodellierung, die sehr konservativ anzusetzen sind.

Die Einwirkungen entsprechend der SIA 261 (2014) [4] sind als Achslastgruppe 1 des Lastmodells 1 d. h. des fiktiven Fahrstreifens 1 auf dem rechten Fahrstreifen anzuordnen. Dies kann sehr grosse Spannungsamplituden in den massgebenden Bewehrungen zur Folge haben, weshalb die Ermüdungssicherheit kaum nachgewiesen werden kann. In [31] ist für die rechnerische Überprüfung von Strassenbrücken (Grenzzustand Typ 2) die Anordnung und Beiwerte des Lastmodells 1 präzisiert. Der Grenzzustand Typ 4 (Ermüdung) wird jedoch für die Anwendung dieser Richtlinie ausdrücklich ausgegrenzt.

Der Widerstand von Beton- und Spannstahl gegen ermüdungsrelevante Beanspruchungen wurde in der Norm SIA 262 (2013) [5] bewusst konservativ angesetzt, sodass ein Ermüdungsversagen neuer Infrastrukturanlagen während der in der Nutzungsvereinbarung festgelegten Nutzungsdauer nahezu ausgeschlossen werden kann. Aufgrund der konservativ festgelegten Ermüdungsfestigkeiten, wird der Grenzzustand Typ 4 (Ermüdung) bei der Bemessung von Fahrbahnplatten oft massgebend. Im Fall einer rechnerischen Überprüfung bestehender Tragwerke gilt es Tragreserven zu identifizieren und zu aktivieren, d. h. es sollten bewusst zu tief angesetzte Werte für die Ermüdungsfestigkeit vermieden werden können.

Bei der numerischen Modellierung von Brücken ist eine korrekte Abbildung der einzelnen Tragwerkskomponenten nicht immer eindeutig darstellbar. Die statischen Randbedingungen beispielsweise von Fahrbahnplatten zwischen zwei Stegen sind oft nicht eindeutig bestimmbar (Einspanngrad der Fahrbahnplatte in die Stege oder Einfluss von Konsolköpfen) [1]. Die Auswirkungen unterschiedlicher Modellierungsarten von Brücken auf die Schnittgrössen werden in [12] und [13] diskutiert. Weiter schreibt die SIA 262 (2013) [5] vor, dass isotrope Werkstoffeigenschaften für Beton und Stahl verwendet werden müssen. Im Falle einer Bemessung ist die Wahl solcher isotropen Werkstoffeigenschaften für Fahrbahnplatten nachvollziehbar, weil damit sichergestellt wird, dass die Längsbewehrungsgehalte in der Krag- und Kastenplatte nicht zu tief gewählt werden. Dieser Sachverhalt führt bei rechnerischen Überprüfungen hingegen zu Problemen, da Längsbewehrungsgehalte bestehender Fahrbahnplatten meist sehr tief sind.

Die drei diskutierten Ursachen (Einwirkung, Widerstand, Modellierung) können bei rechnerischen Überprüfungen von Strassenbrücken die folgenden Probleme hervorrufen.

Die Ermüdungssicherheit der oberen Querbewehrung und der unteren Längsbewehrung von Kragplatten sowie der unteren Längs- und Querbewehrung von Kastenplatten kann oft nicht nachgewiesen werden. Auch die Einspannbewehrungen der Platten in die Stege sind bezüglich Ermüdung oft als kritisch zu bewerten.

Bei geplanten Umnutzungen, z. B. im Rahmen von Kapazitätserweiterungen durch Aufhebung der Standstreifen, resultieren oft Ermüdungsprobleme in der Biegebewehrung der Kragplatte. Ebenfalls resultieren vergleichbare Probleme sowohl in den Haupttragelementen (Längs- und Querträger) als auch in den Biegebewehrungen bestehender Fahrbahnplatten, wenn Brückenverbreiterungen vorgesehen werden.

Weitere Schwachstellen bestehender vorgespannter Betonbrücken stellen die Koppelfugen dar. Brücken werden meist abschnittsweise hergestellt, folglich wurde an bereits erhärtetem Beton ein neuer Abschnitt angeschlossen. Da an diesen Stellen die Betonzugfestigkeit geringer als in den übrigen Querschnittsbereichen ist, werden die Arbeitsfugen dort angeordnet, wo Querschnittsteile aus ständigen Lasten planmässig keine oder nur geringe Zugbeanspruchungen erfahren. Diese Bereiche liegen in einem Abstand von ca. 0,2*L* vom Auflagerrand, wobei *L* die Spannweite des betrachteten Feldes bezeichnet. Da an diesen Stellen auch die Spannglieder gekoppelt werden, wird der Betonquerschnitt zusätzlich geschwächt. Der wohl bekannteste und grösste Schadensfall im Bereich der Koppelstellen ist an der erst gut 20 Jahre im Betrieb stehenden "Hochstrasse Prinzenallee" (Fertigstellung: 1959/60) entstanden [15]. Bei einer Brückenprüfung wurde festgestellt, dass pro Koppelstelle fünf Spannglieder infolge Ermüdung gerissen waren. Auch die Betonstahlbewehrung war in diesen Bereichen gerissen. Insgesamt waren vier Koppelstellen von den Schäden betroffen. Nach bekannt werden des Schadenfalls wurden die Koppelstellen weiterer Brücken untersucht und es zeigte sich, dass sehr viele Brücken Risse an Koppelstellen aufwiesen [15].

Oft stellt sich im Rahmen rechnerischer Überprüfungen die Frage der Restnutzungsdauer von Tragwerken. Diese Fragestellung kann mit Hilfe einer Schädigungsanalyse nach Palmgren-Miner [24], [32], [35] diskutiert werden. Bei dieser Analyse sind die Anordnung der Ermüdungslasten, die Verkehrsmischung (LKW-Anteil und -spur), die Ermüdungsfestigkeiten der Werkstoffe und die Tragwerksmodellierung die massgebenden Parameter. Demzufolge sind die Resultate einer solchen Analyse sehr stark von den vielfältigen Eingangsparametern abhängig, so können oft nur Grenzwerte für Restnutzungsdauern angegeben werden, deren Aussagekraft berechtigterweise hinterfragt werden kann.

## 1.2 Zielsetzung

Für bestehende Tragwerke kann der Ermüdungsnachweis entsprechend der geltenden normativen Regelungen oft nicht erbracht werden. Die Gründe hierfür sind im Wesentlichen die Einwirkung, der Widerstand sowie die Tragwerksmodellierung, die sehr konservativ anzusetzen sind. Dies hat zur Folge, dass bei Instandsetzungs- oder Erweiterungsmassnahmen oft kostenintensive Verstärkungsmassnahmen notwendig werden können. Um diese umfangreichen Verstärkungsmassnahmen vermeiden zu können, sind Tragreserven zu aktivieren, die durch Kenntnis des wahrscheinlicheren Tragverhaltens identifiziert werden können.

Ziel des Projekts ist die Ermittlung von Tragreserven von Fahrbahnplatten bestehender Strassenbrücken, die von ermüdungsrelevanten Lasten beansprucht werden mit dem Fokus auf die Biegebelastung. Insbesondere wird der Einfluss einer orthotropen Tragwirkung der Platte (Bewehrungsgehalt, Lagerungsbedingungen, Rissbildung) unter Berücksichtigung des Membranspannungszustandes aus der Längstragwirkung experimentell und theoretisch untersucht.

### 1.2.1 Druckmembranspannungen in Stahlbetonbauteilen

Mit Hilfe von nichtlinearen FEM-Analysen an einem Fallbeispiel und am Versuchsträger wird der Einfluss von Druckmembranspannungen auf die Verformungen, die Stahlspannungsamplituden Stahlspannungen und die infolge einer Ermüdungsbeanspruchung diskutiert. Insbesondere wird der Einfluss der Behinderung der Dilatanz durch Federlagerungen auf den Druckmembranspannungszustand aufgezeigt. Es gelingt am Fallbeispiel die Tragwirkungen d. h. die Biege-Verbundtragwirkung und die Bogentragwirkung auf Basis von Gleichgewichtsbeziehungen unter Berücksichtigung ausgewählter Resultate der nichtlinearen FEM-Analyse herzuleiten und den Einfluss einer Behinderung der Dilatanz zu diskutieren. Auf Basis dieser Erkenntnisse wird am FE-Modell des durchgeführten Bauteilversuchs der Einfluss der Lagerbedingungen u. a. auf die Stahl-Spannungsamplituden analysiert. Es gilt eine schlüssige Antwort für das ausgesprochen gutmütige Ermüdungsverhaltend des geprüften Trägers zu finden und Hinweise für die Praxis und Forschung zu tätigen.

### 1.2.2 Bauteilversuch

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wird die Beanspruchung einer Fahrbahnplatte zwischen den Stegen eines Hohlkastens hinsichtlich einer Ermüdungsbeanspruchung unter Berücksichtigung eines Druckmembranspannungszustandes experimentell untersucht. Hierfür wird der Feldbereich eines fiktiven mehrfeldrigen Brückensystems betrachtet. Es wird der Bereich nachgebildet, der durch positive Biegemomente in Längsrichtung eines Brückenträgers beansprucht wird (*Abb. 1* (a)).

Der Querschnitt des Prüfkörpers stellt einen Ausschnitt eines Hohlkastens dar, bei dem die Kragplatten sowie die Bodenplatte nicht abgebildet werden (*Abb. 1* (b)). Der Einfluss der Bodenplatte auf die Quersteifigkeit eines Hohlkastenquerschnitts wird mithilfe mehrerer unten zwischen den Stegen quer verlaufenden und vorgespannten Gewindestangen abgebildet.



**Abb. 1** Schematische Darstellung des Versuchskonzepts: a) Betrachtete Spannweite I<sub>0</sub> zwischen den Momentennullpunkten in Brückenlängsrichtung, b) Im Versuch abgebildeter Querschnitt eine Hohlkastens.

Bei dem Versuchskörper handelt es sich um ein schlaff bewehrtes Element. Der Bewehrungsgrad der Platte orientiert sich an Bewehrungsgraden bestehender Brücken der 60er Jahre. Die Bewehrung in den Stegen ist derart ausgelegt, dass sie zu keinem Zeitpunkt des Versuchs versagt.

Mit der Belastungskonfiguration wird eine Fahrzeugüberfahrt in Längsrichtung simuliert. Dabei wird mithilfe dreier hydraulischer Pressen (*Abb. 2*) über jeweils einen Stahlträger eine Kraft von 270 kN auf den Prüfkörper aufgebracht. Um ein vollständiges Entlasten des Prüfkörpers zu verhindern, beträgt die Unterlast aller Presse 30 kN (*Abb. 3*); die Oberlast ist somit 300 kN. Die Last jeder Presse wird mithilfe eines Stahlträgers auf zwei Lastverteilungsflächen (500 mm/500 mm) verteilt. Dadurch wird das Achslastmodell nach der Norm SIA 261 [4] nachgebildet. Eine simulierte Überfahrt resp. eine Be- und Entlastung aller Pressen dauert rund 3s.



Abb. 2 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus.



Abb. 3 Belastungskonzept.

# 2 Membranspannungen in Stahlbetonbauteilen

## 2.1 Problemstellung

Druckmembranspannungen (CMA) resultieren in Stahlbetonbauteilen, wenn die seitliche Verschiebung (Dilatanz in der Längsrichtung) behindert ist, siehe *Abb. 4.* Die Behinderung der Dilatanz von Stahlbetonbauteilen kann entweder durch äussere Normalkräfte, Lagerungsbedingungen oder äussere Zwangsbeanspruchungen hervorgerufen werden [21]. Eine Behinderung der Dilatanz durch ungerissene Bereiche kann ebenfalls zu Druckmembranspannungen führen. Generell führen Druckmembranspannungen zu einer Erhöhung des Tragwiderstandes. Exemplarisch für vorgespannte Plattenstreifen und Quadratplatten entwickelte Ritz [37] Fachwerkmodelle, um den Einfluss von Membranspannungszuständen auf das Tragverhalten zu diskutieren. Ausführliche Literaturstudien zum Thema CMA sind in Ritz [37], Belletti et al. [10] und Einpaul et al. [21] zu finden.



#### Abb. 4 Druckmembranspannungszustand.

Ist die Vernachlässigung des Membranspannungszustandes im Rahmen einer Bemessung durchaus sinnvoll, liessen sich im Rahmen einer statischen Überprüfung die Tragwiderstände durch die Berücksichtigung des Membranspannungszustandes erhöhen. Beispielsweise können Querkraft- und Durchstanzwiderstände [21] erhöht oder die Stahlspannungsamplituden infolge einer Ermüdungsbeanspruchung reduziert werden. In diesem Bericht wird einerseits an einem Fallbeispiel (beidseits eingespannter Plattenstreifen) die Tragwirkung des Membranspannungszustandes diskutiert. Andererseits wird der im Rahmen dieses Projekts durchgeführte Bauteilversuch u. a. hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung in Funktion eines aufgezwungenen Membranspannungszustands analysiert. Am Fallbeispiel können, basierend auf Gleichgewichtsbedingungen, algebraische Beziehungen für die Bogen- und Biege-Verbundtragwirkung hergeleitet und unter Berücksichtigung der Resultate von nichtlinearen FE-Methoden ausgewertet werden. Diese Vorgehensweise erlaubt zudem den Zusammenhang zwischen der Drucklinie und der Stützlinie aufzuzeigen. Die nichtlinearen FEM-Analysen wurden in Ansys Mechanical APDL [9] durchgeführt, wobei die zugrunde gelegte Stahlbetonwerkstoffbeziehung im Wesentlichen auf dem gerissenen Scheibenmodell [23] basiert und von Thoma et al. [42]-[44] als Ansys-Usermat implementiert wurde.

## 2.2 Interpretation Membranspannungszustand

Der Lastabtrag eines beliebig belasteten Tragwerks kann durch die Konstruktion eines Seilpolygons [17] visualisiert werden - im Falle von Druckkräften entspricht dies der Stützlinie, siehe *Abb. 5* (a). Dekomprimiert der Querschnitt oder verlässt die Stützlinie den Querschnitt folgen die resultierenden inneren Druckkräfte  $D_c$  der Drucklinie. Um das Momentgleichgewicht zu gewährleisten sind nun Zugkräfte  $Z_s$  erforderlich, siehe *Abb. 5* (b).



**Abb. 5** Druckmembranspannungszustand: (a) Drucklinie und Stützlinie; Bezeichnungen; (c) Schnittkörperdiagramme.

Ausgehend vom Schnittkörperdiagramm gemäss *Abb. 5* (c) können die beiden Gleichgewichtsbeziehungen (2.1) und (2.2) hergeleitet werden.

$$\sum H = n_x \to n_x = a_{sx} \cdot \sigma_{sr} - D_c \cdot \cos(\theta_c)$$
(2.1)

$$\sum M_{0} = m_{x} \to m_{x} - n_{x} \cdot e = D_{c} \cdot \cos(\theta_{c}) \cdot (z_{x} + e)$$
(2.2)

Mit Hilfe von (2.1) und (2.2) kann die Beziehung für die Drucklinie

$$z_x + e = \frac{m_x - n_x \cdot e}{a_{sx} \cdot \sigma_{sr} - n_x}$$
(2.3)

mit *e* = const. bestimmt werden. Auflösen der Gleichgewichtsbedingung (2.2) unter Berücksichtigung von (2.1) mit  $\frac{\partial}{\partial x}m_x$  resultiert in

$$v_y = \frac{\partial}{\partial x} m_x \tag{2.4}$$

$$=\underbrace{(z_x+e)\cdot a_{sx}\cdot\frac{\partial}{\partial x}\sigma_{sr}}_{\oplus}+\underbrace{(a_{sx}\cdot\sigma_{sr}-n_x)\cdot\frac{\partial}{\partial x}z_x}_{\oslash}$$
(2.5)

wobei *e* = const und  $n_x$  = const. vorausgesetzt werden. Der erste Term in Gleichung (2.6) entspricht dem Anteil der Querkraft aus Biegetragwirkung ①, wohingegen der zweite Term dem Anteil der Querkraft aus Bogentragwirkung ② entspricht. Gemäss Marti [28] resp. Ullner [46] kann der erste Term in (2.6) auch als Kraftänderung der Bewehrung je Längeneinheit interpretiert und damit in Bezug zu den erforderlichen Verbundkräften gebracht werden. Zudem folgt aus (2.5) oder durch partielles Ableiten von Gleichung (2.3):

$$\frac{\partial}{\partial x}z_x = \frac{1}{a_{sx} \cdot \sigma_{sr} - n_x} (v_y - a_{sx} \cdot (z_x + e) \cdot \frac{\partial}{\partial x} \sigma_{sr})$$
(2.6)

$$\frac{\partial}{\partial x}(D_c \cdot \cos(\theta_c)) = a_{sx} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \sigma_{sr}$$
(2.7)

Sind die Schnittkräfte  $m_x$ ,  $n_x$ ,  $v_y$  und die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  bekannt (z. B. aus einer nichtlinearen FEM-Analyse), kann in einem ersten Schritt die Ableitungen  $\frac{\partial}{\partial x}\sigma_{sr}$  numerisch bestimmt werden. Sodann gelingt es unter Berücksichtigung von Gleichung (2.6) und (2.7) die Gleichung der Drucklinie (2.3) und die einzelnen Terme (① und ②) der Gleichung für die Querkraft (2.5) auszuwerten. Die Interpretation der zwei Terme der Gleichung (2.4) resp. (2.5) ermöglicht nun die detaillierte Analyse, wie sich der Kraftfluss einstellt resp. in welchem Masse das System die Last aufgrund eines Membranspannungszustandes über eine Bogen- oder Biegetragwirkung abträgt. Wird eine Querkraftbewehrung notwendig, ändert sich der Kraftfluss, welcher mit Spannungsfeldmodellen u. a. [29] beschrieben wird.

Die allgemeine Lösung der hier vorgestellten Sachverhalte (u. a.  $n_x \neq 0$ ) und eine ausgiebige Parameterstudie ist für Plattenstreifen in Thoma/Malisia [45] zu finden. Die Erweiterung auf Flächentragwerke bzw. die Berechnung der Druckmembrane in auf Biegung und Normalkraft beanspruchten Schalentragwerken ist in Malisia [26] angegeben.

## 2.3 Numerische Studie Fallbeispiel

### 2.3.1 Modellierung

Folgend werden die im Kapitel 2.2 vorgestellten Beziehungen für das in *Abb.* 6 (a) dargestellte Tragwerksmodell mit einem Rechteckquerschnitt gemäss *Abb.* 6 (b) ausgewertet und diskutiert. Die FEM-Analysen erfolgen nach Theorie 1. Ordnung, weshalb die resultierende Normalkraft  $n_x$  = const ist. Die Auswertung des Kraftflusses und der Ableitungen erfolgt mit den Beziehungen (2.3) - (2.6).



Abb. 6 Fallbeispiel: (a) Tragwerksmodell; (b) Querschnitt.

Die nichtlineare FEM-Analyse wird mit Ansys Mechanical APDL [9] durchgeführt, wobei die zu Grunde gelegte Stahlbetonwerkstoffbeziehung im Wesentlichen auf dem gerissenen Scheibenmodell [23] basiert und von Thoma et al. [42]-[45] als Ansys-Usermat implementiert wurde. Wird das Werkstoffgesetz mit einem Multi-Layer-Element kombiniert, können Stahlbetonschalen-Tragwerke unter Berücksichtigung der materialbedingten Nichtlinearitäten analysiert werden. Zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungsbeziehung des einachsig beanspruchten Betons wird die Werkstoffbeziehung von Sargin [38] verwendet, da sowohl der Einfluss einer Querdehnung  $\varepsilon_1$  auf die Betonfestigkeit fcc als auch die Entfestigung berücksichtigt werden können (Abb. 7 (a)). Der Elastizitätsmodul des Betons wird mit  $E_c = 10000 \cdot f_{cc}^{1/3}$  und die Zugfestigkeit des Betons mit  $f_{ct} = 0.3 \cdot f_{cc}^{2/3}$  [36] aus der Betonzylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  in [N/mm<sup>2</sup>] bestimmt.



*Abb.* **7** Werkstoffbeziehungen: (a) Betongesetz nach Sargin [38]; (b) Bilineare Werkstoffbeziehung für Betonstahl; (c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [41].

Die Biegezugfestigkeit des Betons wird mit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  in Rechnung gestellt. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betonstahls wird mit einer bilinearen Werkstoffbeziehung näherungsweise erfasst, vgl. *Abb.* 7 (b). Das gerissene Scheibenmodell zeichnet sich durch die Verwendung einer abgetreppten starr-plastischen Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung ( $\tau_b - \delta$  - Beziehung aus (*Abb.* 7 (c)). Für die Verbundschubspannungen schlagen Sigrist/Marti [41] die in Formel (2.8) angegebenen Werte vor.

$$\tau_{b0} = \theta_0 \cdot f_{cc}^{2/3}$$
 mit  $\theta_0 = 0.6$  und  $\theta_1 = \theta_0/2$  (2.8)

Die Berechnung des Fallbeispiels erfolgt mit dem in *Abb. 8* dargestellten FE-Modell. In *Tab. 1* sind die der Berechnung zugrunde gelegten Parameter zusammengefasst.



#### Abb. 8 FE-Modell Fallbeispiel.

Die Federsteifigkeiten sind gemäss (2.9) resp. (2.10) berechnet.

$$k_{rot} = f_{rot} \cdot \frac{EI_c}{l^3} \qquad \qquad \text{mit } 0 \le f_{rot} \le 1$$
(2.9)

$$k = f \cdot \frac{EA_c}{l} \qquad \qquad \text{mit } 0 \le f \le 5 \tag{2.10}$$

Tab. 1Berechnungsparameter Fallbeispiel.								
h	b	1	С	<b>a</b> <sub>s1</sub> <sup>(1)</sup>	$\emptyset_{s_1}^{(2)}$	f <sub>cc</sub>	ε <sub>cu</sub>	
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm²/m]	[mm]	[N/mm²]	[‰]	
0.2	1.0	6.0	25	754	12	30	-3.0	
f <sub>sy</sub>	f <sub>su</sub>	Es	Esu	Kctb	$\theta_0$	φ	F	
[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[‰]	[-]	[-]	[-]	[kN]	
500	550	205	75	0	2	0	35	
$^{(1)} a_{s4} = a_{s1}; {}^{(2)} \varnothing_{s4} = \varnothing_{s1}$								

### 2.3.2 Parameterstudie

Folgend werden die Resultate einer Parameterstudie des betrachteten Fallbeispiels diskutiert. Dabei werden die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}(1. \text{Lage})$  und  $\sigma_{sr,4}(4. \text{Lage})$ , die Dilatanz u und die Vertikalverformung w in Funktion der Federsteifigkeiten k und  $k_{rot}$  ausgewertet. Hierfür wurden die jeweiligen Faktoren f resp.  $f_{rot}$  in den Grenzen gemäss (2.9) resp. (2.10) variiert.

Abb. 9 zeigt die Analyseresultate für die Stahlspannungen und die Verformungen des untersuchten Fallbeispiels für den Grenzfall einer vernachlässigten Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = 0$  resp.  $k_{ctb} = 0$  und  $\varphi = 0$ . Die Analyse verdeutlicht, dass schon kleine Behinderungen der Dilatanz u eine deutliche Reduktion der Stahlspannungen und der Verformung w gegenüber dem unbehinderten System zur Folge hat. Für grosse Federsteifigkeiten k streben die Stahlspannungen und die Verformungen asymptotisch einem Grenzwert zu. Zudem zeigt die Analyse, dass mit zunehmendem Einspanngrad  $f_{rot}$  die relative Reduktion der Stahlspannungen und Verformungen abnimmt.



**Abb. 9** Parameterstudie Fallbeispiel: Analyse Stahlspannungen und Verformungen für  $f_{ctb} = 0$  und  $\varphi = 0$ .

Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit zunehmendem Einspanngrad die Verlängerung des Balkens behindert wird und damit die resultierende Feder-Normalkraft im System abnimmt. Wird nun die Zugfestigkeit berücksichtigt, zeigt ein Vergleich der entsprechenden Kurven, dass mit zunehmender Biegezugfestigkeit der Einfluss auf die Reduktion der Stahlspannungen und die Verformungen abnimmt, vgl. *Abb. 10*. Dies kann mit dem Sachverhalt begründet werden, dass mit zunehmender Biegezugfestigkeit die gerissene Zone des Balkens verkleinert und damit auch die Verlängerung *u* des Systems verkleinert wird. Im betrachten Beispiel ist der Einspannquerschnitt für  $f_{rot} = 0.1$  ungerissen, weshalb die Stahlspannungen der 4. Lage  $\sigma_{sr,4}$  beinahe null sind und im entsprechenden Diagramm nicht erscheinen.



**Abb. 10** Parameterstudie Fallbeispiel: Analyse Stahlspannungen und Verformungen für  $f_{ctb} = 1.0$  und  $\varphi = 0$ .

Von speziellem Interesse ist der Einfluss des Kriechens auf die Ausbildung eines Druckmembranspannungszustandes. Um den Einfluss des Kriechens auf die untersuchten Parameter zu diskutieren, wird im Rahmen dieses Fallbeispiels der Elastizitätsmodul des Betons  $E_{c,t=\infty} = E_{c,t=0}/(1 + \varphi)$  [18] abgemindert. Zudem wird vorausgesetzt, dass die Belastung zum Zeitpunkt t = 0 aufgebracht wird. Die Biegezugfestigkeit ist wiederum zu Null gesetzt. *Abb. 11* verdeutlicht den Einfluss der Kriechzahl  $\varphi$  auf die Analyseresultate. Für kleine Faktoren *f*, d. h. bei geringer Behinderung der Dilatanz *u* ist der Einfluss des Kriechens auf die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  und  $\sigma_{sr,4}$  ausgeprägt, wie ein Vergleich mit den entsprechenden Kurven in *Abb. 9* verdeutlicht. Zudem ist ersichtlich, dass für grosse *f*, bzw. für grosse Federsteifigkeiten, der Einfluss der Behinderung der Dilatanz auf die Stahlspannungen abnimmt, und ebenfalls gegen einen Grenzwert strebt. Die relative Veränderung der Verformung  $w(f=0,\varphi)/w(f,\varphi)$  bewegt sich in der gleichen Grössenordnung wie für den Fall ohne Kriechen, wobei der Gradient der Reduktion infolge der Längsbehinderung der Dilatanz *u* gegenüber dem Fall einer Kurzzeitbeanspruchung ( $\varphi = 0$ ) deutlich geringer ausfällt.

Abb. 12 bis Abb. 14 zeigen die Schnittkraftverläufe  $m_x$ ,  $v_y$ ,  $n_x$ , die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  und  $\sigma_{sr,4}$  sowie die Bogen- und Verbundtragwirkung gemäss Formel (2.5) in Funktion des Einspanngrades  $f_{rot}$  und der Federkonstante f. Dabei wird wiederum der Einfluss der Biegezugfestigkeit  $f_{ctb}$  und der Kriechzahl  $\varphi$  auf das Tragverhalten untersucht.



**Abb. 11** Parameterstudie Fallbeispiel: Analyse Stahlspannungen und Verformungen für  $f_{ctb} = 0$  und  $\varphi = 2$ .

Die nichtlinearen FEM-Analysen ergeben für die untersuchten Systeme die erwarteten Schnittkraftverläufe. Auffällig ist der geringe Einfluss der Normalkraft in Funktion der Federkonstante f auf die Momentenverteilung, obwohl die gerissene Biegesteifigkeit  $EI^{II} = f(m_x, n_x)$  entlang der Stabachse nicht konstant ist. Für alle untersuchten Parameterkombinationen ist feststellbar, dass die Normalkraft erwartungsgemäss von der Behinderung der Dilatanz u aber auch vom Einspanngrad frot abhängt. Die Reduktion der Normalkraft infolge des Einspanngrades ist darauf zurückzuführen, dass mit zunehmendem Einspanngrad die Gesamtverlängerung u des Systems abnimmt und damit die Normalkraft im System verkleinert wird. Die berechneten Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  resp.  $\sigma_{sr,4}$  variieren jedoch nicht nur in Funktion des Einspanngrades, sondern sind massgeblich von der behinderten Dilatanz u resp. von der daraus resultierenden Feder-Normalkraft abhängig. Für das Fallbeispiel ist erkennbar, dass mit zunehmendem Einspanngrad die absolute Reduktion der Stahlspannungen in Folge der Behinderung der Dilatanz abnimmt. Ein Vergleich von Abb. 12 und Abb. 13 zeigt, dass die Biegezugfestigkeit f<sub>ctb</sub> und damit die gerissenen Zonen nur einen kleinen Einfluss auf die maximalen Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  hat, unabhängig davon ob in Funktion des Einspanngrades der Querschnitt bei der Einspannung reisst oder nicht.

Wird der Einfluss des Kriechens berücksichtigt, zeigt ein Vergleich von *Abb. 12* und *Abb. 13*, dass sich die Schnittkraftverteilungen und damit auch die Stahlspannungen unterscheiden. Generell ist erkennbar, dass für das untersuchte System die Einspannmomente durch das Kriechen verkleinert bzw. die Feldmomente vergrössert werden. Einhergehend nehmen die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  ab, wohingegen die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,4}$  vergrössert werden. Auch für diese Fälle zeigt sich die deutliche Reduktion der Stahlspannungen infolge der Behinderung der Dilatanz, wobei mit zunehmendem Einspanngrad die Reduktion abnimmt.



**Abb. 12** Tragverhalten Fallbeispiel für  $f_{ctb} = 0$  und  $\varphi = 0$ : (a);  $f_{rot} = 0$ ; (b)  $f_{rot} = 0.1$ ; (c)  $f_{rot} = 1$ .



**Abb. 13** Tragverhalten Fallbeispiel für  $f_{ctb} = 1$  und  $\varphi = 0$ : (a);  $f_{rot} = 0$ ; (b)  $f_{rot} = 0.1$ ; (c)  $f_{rot} = 1$ .



**Abb. 14** Tragverhalten Fallbeispiel für  $f_{ctb} = 0$  und  $\varphi = 2$ : (a);  $f_{rot} = 0$ ; (b)  $f_{rot} = 0.1$ ; (c)  $f_{rot} = 1$ .

Hinsichtlich der aktivierten Tragwirkungen verdeutlichen die *Abb. 12* bis *Abb. 14* wie die Beanspruchung abgetragen wird. In den komprimierten bzw. ungerissenen Bereichen dominiert die Bogentragwirkung <sup>(2)</sup>, wohingegen in den dekomprimierten bzw. gerissenen Zonen die Verbund- Biegetragwirkung <sup>(1)</sup> dominiert. Für die untersuchten Fälle ist feststellbar, dass in den gerissenen Zonen mit zunehmendem Moment eine Umlagerung von der Bogentragwirkung hin zur Verbund-Biegetragwirkung stattfindet.

Die gemäss Formel (2.3) berechneten Drucklinien zeigen eine starke Abhängigkeit von der behinderten Dilatanz resp. von der Feder-Normalkraft. Mit zunehmender Normalkraft bildet sich ein zunehmend abflachender Druckbogen aus. Die Ausbildung dieser Druckbögen resp. die Bogentragwirkung führt generell dazu, dass ein geringer Anteil der Last über die Verbund-Biegetragwirkung abgetragen werden muss, was mit einer Reduktion der Stahlspannungen einhergeht.

Insgesamt verdeutlicht das Fallbeispiel die Auswirkungen einer Behinderung der Dilatanz von Stahlbeton-Bauteilen. Es zeigt sich aber, dass eine detaillierte statische Analyse unter Berücksichtigung der effektiven Steifigkeiten etc. erforderlich ist, um eine zuverlässige Aussage zum Druckmembranspannungszustand und der damit einhergehenden Reduktion der Stahlspannungen zu erhalten. Eine ausführlichere Diskussion der Thematik ist in Thoma/Malisia [45] bzw. Malisia [26] zu finden.

## 2.4 Numerische Studie Bauteilversuch

### 2.4.1 FE-Modellierung Bauteilversuch

Auf Basis der in Kapitel 2.3 vorgestellten Überlegungen zum Druckmembranspannungszustand wird der durchgeführte Bauteilversuch mit Hilfe einer nichtlinearen FEM-Analyse nachgerechnet. Das der Berechnung zugrunde gelegte FE-Modell ist in *Abb. 16* dargestellt. Die Auswertung beschränkt sich auf die Darstellung der Stahlspannungen, der Stahlspannungsamplituden, der Lagerkräfte, der Lagerverschiebungen und der berechneten Schnittkraftverteilungen im Resultatbereich gemäss *Abb. 15*, wobei die Federkonstante  $k_f = k_{fx} = k_{fy}$  variiert wird. Es soll gezeigt werden, wie sich die Lagerung des Trägers auf den Druckmembranspannungszustand und damit auf das Ermüdungsverhalten auswirkt. Zudem werden die Membran-Biegesteifigkeiten in Funktion der Biegezugfestigkeit, der Federlagerung und der Beanspruchung diskutiert. Die Abmessungen sind in Kapitel 3.1 ersichtlich.



Abb. 15 Resultatbereich der nichtlinearen FEM-Analyse des Versuchsträgers.



Abb. 16 Finites Element Modell Bauteilversuch (vgl. Kapitel 3).

Die Auflagerpressen werden im Rahmen der nichtlinearen FEM-Analyse durch zwei Federn mit gleicher Federsteifigkeit  $k_f$  ersetzt. Somit können die Analyse-Resultate in Abhängigkeit der Federsteifigkeit dargestellt und diskutiert werden. Zudem wird im Rahmen dieser Analyse der Rissabstand  $\lambda$ , die Biegezugfestigkeit  $f_{ctb}$ , die Kriechzahl  $\varphi$  und die Verbundkonstante  $\theta_0$  variiert.

Um möglichst realistische Resultate zu erhalten, wird die Beanspruchung gemäss *Abb. 17* entsprechend dem Vorgehen im Versuch (vgl. Kapitel 4.1) wie folgt aufgebracht:

- (a) Eigengewicht (Zugstäbe deaktiviert)
- (b) Aufbringen der Zugstab-Vorspannung  $P_{\infty}$  = 50 kN (vgl. Kapitel 4).
- (c) Aktivieren der Zugstäbe in verformter Lage
- (d) Aufbringen der drei Lastgruppen auf die Oberlast  $f_{z,sup} = 600 \text{ kN/m}^2$ , vgl. (2.11) (Etablieren des Rissbildes)
- (e) Entlasten der drei Lastgruppen auf die Unterlast  $f_{z,inf} = 60 \text{ kN/m}^2$ , vgl. (2.12)
- (f) Aufbringen der mittleren Lastgruppe auf  $f_{z,sup}$  (Oberlast)



Abb. 17 Beanspruchungshistorie der nichtlinearen FEM-Analyse.

Dieses Vorgehen erlaubt die Berechnung der Schnittkräfte und der Stahlspannungen für alle vier Bewehrungslagen für die Ober- und Unterlast und damit auch die entsprechenden Spannungsamplituden im Betonstahl. Die aufgebrachten Flächenlasten werden aus der aufgebrachten Pressenlast berechnet, wobei die quadratische Lastfläche eine Seitenlänge von 0.50 m aufweist. Die Ober- und Unterlast ist gemäss Kapitel 4 wie folgt bestimmt:

$$f_{z,sup} = \frac{F_{sup}}{b^2} = \frac{150 \text{ kN}}{0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m}} = 600 \text{ kN/m}^2$$
(2.11)

$$f_{z,inf} = \frac{F_{inf}}{b^2} = \frac{15 \text{ kN}}{0.5 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m}} = 60 \text{ kN/m}^2$$
 (2.12)

Die der Berechnung zugrunde gelegten Parameter sind in *Tab. 2* zusammengestellten, wobei die Analysevariablen den Grundwerten der Parameterstudie entsprechen. Die Werkstoffkenngrössen und die Analysevariablen werden für den gesamten Versuchsträger konstant angenommen. Die Bewehrungen sind gemäss *Abb. 36* und *Abb. 37* in der FEM-Analyse berücksichtigt.

Tab. Z Derechnungsparameter nichtlineare FEW-Anaryse Bautenversuch.								
Zugstab			Pla	atte		Beton		
Es	As	$\emptyset_1 / \emptyset_4$	$\varnothing_2   \varnothing_3$	s	Es	f <sub>cc</sub>	ε <sub>cu</sub>	
[N/mm²]	[mm²]	[mm]	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm²]	[‰]	
195000	314	14/14	10/10	200	205000	50	-3.0	
	Ва	lken			Analysev	variablen		
Øsw/S	Øv/s	Ø₅/Stk.	Es	λ	$\theta_0$	Kctb	φ	
[mm/mm]	[mm]	[mm/mm]	[N/mm³]	[-]	[kN]	[-]	[-]	
20/200	20/200	34/6	205000	0.67	2	0.50	0	

 Tab. 2
 Berechnungsparameter nichtlineare FEM-Analyse Bauteilversuch.

Die Federkonstanten  $k_f$  aller Lagerfedern sind gleich modelliert (vgl. *Abb. 16*) und gemäss Formel (2.13) berechnet,

$$k_f = f \cdot \frac{E_c \cdot A_c}{l} \qquad \text{mit } 0 \le f \le 1$$
(2.13)

wobei Ac die Gesamtquerschnittsfläche des Trägers bezeichnet.

#### 2.4.2 Statische Auswirkung Federlagerung

Um die Interpretation der Federlagerung auf die Analyseresultate des Bauteilversuches zu erleichtern, werden die statischen Auswirkungen der Federlagerung am Gesamtsystem diskutiert. Abb. 18 (a) zeigt die Schnittkörperdiagramme des Versuchsträgers zur Diskussion der globalen Längstragwirkung. Im Falle einer statisch bestimmten Lagerung des Trägers ( $R_x = 0$ ,  $R_y = 0$ ) resultieren global im Träger ein Biegemoment  $M_x(f_z,g)$ , eine Normalkraft  $N_x(f_z, q)$  und eine Querkraft  $V_x(f_z, q)$ . Diese Beanspruchung erzeugt in der Fahrbahnplatte einen Druckmembranspannungszustand, welcher der lokalen Plattentragwirkung überlagert werden muss. Ist die Lagerung nun statisch unbestimmt  $(R_x \neq 0, R_y \neq 0)$  erzeugt in Längsrichtung die Lagerkraft  $R_x$  ebenfalls ein Biegemoment  $M_x(R_x)$ und eine Normalkraft  $N_x(R_x)$ . Die Normalkraft erhöht den Druckmembranspannungszustand in der Fahrplatte, das Biegemoment hingegen wirkt dem Druckmembranspannungszustand entgegen.

Abb. 18 (b) zeigt die Schnittkörperdiagramme des Versuchsträgers zur Diskussion der globalen Quertragwirkung. Generell kann die Tragwirkung insbesondere des Druckmembranspannungszustandes in Analogie zur Längstragwirkung erklärt werden. Die Zugstangen werden am statisch bestimmt gelagerten System auf Zug beansprucht, wohingegen die zu überlagernden Schnittkräfte aus den horizontalen Lagerkräften in den Zugstangen eine fiktive Druckkraft erzeugen.

#### 2.4.3 Analyseresultate Parameterstudie

Folgend werden die Resultate der nichtlinearen FEM-Analyse vorgestellt. In einem ersten Schritt werden die globalen Grössen gemäss *Abb.* 16 (Auflagerreaktionen  $R_x$  und  $R_y$  und die Auflagerverschiebungen  $u_x$  und  $u_y$ ) in Funktion der Federkonstanten f und des Rissabstandes  $\lambda \cdot s_{rm}$ , der Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$ , der Verbundkonstanten  $\theta_0$  und der Kriechzahl  $\varphi$  dargestellt und diskutiert. Sodann werden die lokalen Grössen (Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  bei Ober- und Unterlast, resultierende Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$ , Schnittgrössen m, n, v) im Messpunkt bzw. im Messbereich dargestellt. Auf die Darstellung der Resultate der 3. Bewehrungslage wurde verzichtet, da diese keine signifikanten Spannungen aufweisen.



**Abb. 18** Auswirkungen Federlagerung am Versuchsträger am Schnittkörperdiagramm: (a) Längstragwirkung; (b) Quertragwirkung.

Abb. 19 zeigt die Auflagerreaktionen und die Auflagerverschiebungen in Funktion der Federkonstante *f*. Im Allgemeinen zeigt sich, dass die Reaktionen und die Auflagerverschiebungen für kleine *f* eine hohe Sensitivität aufweisen und für grosse Federsteifigkeiten einen Grenzwert anstreben. Die Resultate verdeutlichen, dass die gewählte Lagerung einen grösseren Einfluss auf die Reaktionskräfte in x-Richtung als in y-Richtung haben, was auf die Quervorspannung zurückzuführen sein dürfte. Wie *Abb. 19* (a) zeigt, ist der Einfluss des Rissabstandes auf die Auflagergrössen klein. Wie zu erwarten, verhält sich das System mit zunehmenden Rissabstand  $\lambda \cdot s_{rm}$  steifer, weshalb sowohl die Lagerreaktionen als auch die Lagerverschiebungen abnehmen.

April 2019



Abb. 19 Resultate Parameterstudie Auflagergrössen R und u.

Einen deutlichen Einfluss auf die Reaktionsgrössen hat die Biegezugfestigkeit des Systems; mit zunehmender Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  verhält sich das System steifer, weshalb bei gleicher Auflagerverformung  $u_x$  resp.  $u_y$  die Auflagerreaktion deutlich abnimmt, siehe Abb. 19 (b). Gleiches gilt, wenn auch nicht so ausgeprägt, für die Verbundsteifigkeit. Mit zunehmendem Verbundfaktor  $\theta_0$  nimmt die Steifigkeit des Systems zu und die Auflagergrössen werden kleiner, wie Abb. 19 (c) zeigt. Wird der Elastizitätsmodul des Betons infolge einer Langzeiteinwirkung reduziert, nimmt die Steifigkeit des Gesamtsystems ab und somit auch die Lagergrössen, wie Abb. 19 (d) zeigt. Das gegenläufige Verhalten der Auflagerreaktionen in Funktion des Verbundfaktors  $\theta_0$  und des Kriechbeiwerts  $\varphi$  ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass die Verkürzung des Träges infolge der resultierenden Normalkraft durch das reduzierte Elastizitätsmodul des Betons *E*<sup>c</sup> gegenüber der Verlängerung des Trägers infolge Biegung überwiegt. Generell zeigt die Parameterstudie der Auflagergrössen, dass die Amplituden der Auflagergrössen infolge einer simulierten Ermüdungslast für die untersuchten Parameter keine grosse Variation zeigen. Eine Ausnahme stellt die Biegezugfestigkeit dar. Für hohe Federkonstanten f ist der Einfluss der Biegezugfestigkeit signifikant.



Abb. 20 Resultate Parameterstudie Zugkraft T<sub>y</sub> (Zugstab).

Ähnliche Anmerkungen können für die Zugkraft  $T_y$  und die zugehörigen Kraftamplituden  $\Delta T_y$  getätigt werden. Für kleine Federkonstanten f ist eine hohe Sensitivität der Analyseresultate feststellbar, wie *Abb. 20* veranschaulicht. Der Einfluss des Rissabstandes und der Verbundsteifigkeit auf die Zugkraft und die Kraftamplitude in der Zugstange ist klein, wohingegen die Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  und die Kriechzahl  $\varphi$  einen deutlichen Einfluss auf die Resultate haben. Nimmt die Steifigkeit des Systems infolge zunehmender Biegezugfestigkeit oder abnehmender Kriechzahl zu, nehmen die Zugkräfte in den Zugstangen ab, da die Querverformungen kleiner werden. Der Einfluss der Biegezugfestigkeit  $f_{ctb}$  und der Kriechzahl  $\varphi$  auf die Kraftamplitude  $\Delta T_y$  der Zugstange nimmt mit steigender Beanspruchung zu.

Folgend werden die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  für die Ober- und Unterlast und die Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$  der ersten, zweiten und vierten Bewehrungslage gemäss Abb. 15 resp. Abb. 16 in Funktion der Federsteifigkeit  $k_f = f \cdot const$  (2.13) und der Analyseparameter (*Tab.* 2) dargestellt. Die Analyse zeigt, dass die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$ und die Stahlspannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$  der ersten Bewehrungslage für zunehmende Federkonstante f leicht abnehmen, siehe Abb. 21. Insgesamt ist der Einfluss der Federsteifigkeit f auf die absoluten Stahlspannungen gering. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Federkräfte in den Lagern in Querrichtung nur geringfügig von der Federsteifigkeit abhängen, vgl. Abb. 19. Dieser Sachverhalt erklärt auch den relativ geringen Einfluss des Rissabstandes  $\lambda \cdot s_{rm}$  und der Kriechzahl  $\varphi$  auf die Analyseresultate. Der ausgeprägte Einfluss der Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  auf die Stahlspannungen deutet darauf hin, dass mit abnehmender Biegezugfestigkeit die Biege- und Torsionssteifigkeit der Längsträger abnimmt und damit die Dilatanz der Platte weniger behindert wird. Bei abnehmender Verbundspannung  $\tau_{b0} = \theta_0 \cdot f_{ct}$  nimmt der Einfluss der Zugversteifung ebenfalls ab und das Gesamtsystem wird weicher. Die Abnahme der Stahlspannungen und der Spannungsamplituden bei abnehmendem Verbundfaktor  $\theta_0$ deutet darauf hin, dass die Steifigkeit der Platte deutlich mehr abnimmt als die des Längsträgers. Die Dilatanz der Platte wird behindert. Aufgrund dessen kann sich ein Druckmembranspannungszustand aufbauen und die Stahlspannungen und die Spannungsamplituden nehmen ab.



**Abb. 21** Stahlspannungen  $\sigma_{sr,1}$  für die Ober- und Unterlast und die Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr,1}$  der 1. Bewehrungslage in Funktion der Federkonstante f und der Analyseparameter.

Abb. 22 zeigt die Stahlspannungen  $\sigma_{sr,2}$  und Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr,2}$  der 2. Bewehrungslage in Funktion der Federkonstante *f* und der Analyseparameter. Im Vergleich zur 1. Bewehrungslage sind nun die Analyseresultate stark von der Federkonstante *f* abhängig. Im Bereich kleiner *f* ist eine hohe Sensitivität der Stahlspannungen und Spannungsamplituden feststellbar und für Federsteifigkeiten *f* > 1 streben die Resultate schnell einem Grenzwert zu. Für den Rissabstandes  $\lambda \cdot s_{rm}$ , die Verbundkonstante  $\theta_0$  und die Kriechzahl  $\varphi$  zeigt sich, dass mit abnehmender Gesamtsteifigkeit die Stahlspannungen und die Spannungsamplitude abnehmen. Dies korrespondiert mit den in Kapitel 2.4.2 aufgeführten Überlegungen zum Einfluss der Federkräfte und den Reaktionskräften in Funktion der Analyseparameter gemäss *Abb. 19.* Nehmen die Auflagerreaktionen infolge abnehmender Steifigkeit zu, reduzieren sich die Stahlspannungen.



**Abb. 22** Stahlspannungen  $\sigma_{sr,2}$  für die Ober- und Unterlast und die Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr,2}$  der 2. Bewehrungslage in Funktion der Federkonstante f und der Analyseparameter.

Dem gegenüber steht der Einfluss der Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  auf die untersuchten Grössen. Mit zunehmender Betonzugfestigkeit wird die Stahlspannung  $\sigma_{sr,2}$  der 2. Bewehrungslage kleiner, obwohl die Auflagerreaktion  $R_x$  für eine zunehmende Betonzugfestigkeit kleiner wird, vgl. *Abb.* 19. Mit zunehmender Betonzugfestigkeit verbleiben grössere Bereiche im Zustand I (linear-elastisch ungerissen), weshalb sich die Steifigkeitsverteilung vor allem der Platte ändert (vgl. Kapitel 2.4.4). Mithin dürfte sich für die Längsbewehrung (2. Lage) ein deutlich günstigerer Spannungszustand einstellen, welcher kleinere Stahlspannungen  $\sigma_{sr,2}$  nach sich zieht. Somit reduzieren sich auch die Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr,2}$  mit zunehmender Betonzugfestigkeit.

Für die 4. Bewehrungslage zeigt die Analyse, dass der Einfluss der Federsteifigkeit *f*, des Rissabstandes  $\lambda \cdot s_{rm}$  und der Verbundkonstanten  $\theta_0$  auf die Stahlspannungen und die resultierenden Spannungsamplituden klein ist, vgl. *Abb.* 23. Die Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  und die Kriechzahl  $\varphi$  haben einen deutlicheren Einfluss auf die Stahlspannungen. Dies dürfte wiederum auf die Abhängigkeit der Steifigkeitsverteilung und der daraus resultierenden Spannungsverteilung zurückzuführen sein.



**Abb. 23** Stahlspannungen  $\sigma_{sr,4}$  für die Ober- und Unterlast und die Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr,4}$  der 4. Bewehrungslage in Funktion der Federkonstante f und der Analyseparameter.

### 2.4.4 Einfluss Biegezugfestigkeit auf die Analyseresultate

Die bisherigen Analysen zeigen, dass vor allem die Biegezugfestigkeit  $f_{ctb} = k_{ctb} \cdot f_{ct}$  einen wesentlichen Einfluss auf die Analyseresultate hat. Um den Einfluss der Biegezugfestigkeit auf die Systemantwort zu verdeutlichen, sind nachfolgend für die in *Tab.* 3 zusammengestellten Parametersätze die Plattenmomente und Membranspannungen, die Plattenverzerrungen und die daraus berechneten Steifigkeiten, die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  für die Oberlast und die resultierenden Spannungsamplituden in den Bewehrungen  $\Delta \sigma_{sr}$  im Messbereich (siehe *Abb.* 15) grafisch ausgewertet.

Dattenversuen								
	Kctb	λ	f (2.13)	$\theta_0$	φ			
Parametersatz 1	0	0.67	0.2	2	0			
Parametersatz 2	1	0.67	0.2	2	0			

Tab. 3	Parametersätze	Einfluss	Biegezugfestigkeit	auf	nichtlineare	FEM-Resultate
Bauteilve	ersuch					


**Abb. 24** Plattenmomente, Membrankräfte und Platten-Querkräfte bei Oberlast für den Parametersatz 1 resp.  $k_{ctb} = 0$ : (a) Moment  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$ ; (b) Membrankräfte  $n_x$ ,  $n_y$ ,  $n_{xy}$ ; (c) Plattenquerkräfte  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_0$ .

*Abb. 24* und *Abb. 25* zeigen die berechneten Plattenschnittkräfte bei Oberlast für  $f_{ctb} = 0$  ( $k_{ctb} = 0$ ) resp. für  $f_{ctb} = f_{ct}$  resp.  $k_{ctb} = 1$ . Der Vergleich dieser Resultate zeigt, dass mit zunehmender Biegezugfestigkeit die Biegemomente  $m_y$  leicht abnehmen, wohingegen die Biegemomente  $m_x$  zunehmen. Unter Berücksichtigung der Plattenquerkräfte (*Abb. 24* (c) und *Abb. 25* (c)) und des Verlaufs der Hauptquerkraft – gemäss *Abb. 26* (a) kann daraus geschlossen werden, dass mit zunehmender Biegezugfestigkeit der Lastabtrag in Trägerlängsrichtung (x-Richtung) zunimmt. Zudem ist ersichtlich, dass die Membranspannungen  $n_x$  und  $n_y$  sowohl in der Verteilung als auch in der Intensität mit zunehmender Biegezugfestigkeit ändern. Veranschaulicht wird dieser Sachverhalt durch den in *Abb. 26* (b) dargestellten Hauptdruckspannungszustand. Zudem zeigt der Verlauf der Membrankräfte, dass in Funktion der Biegezugfestigkeit das lokale Maxima im Bereich der Lasteinleitung von der y-Richtung hin zur x-Richtung ändert.

In *Tab. 4* sind die berechneten Auflagerreaktionen  $R_x$  resp.  $R_y$  für f = 0.2 (vgl. *Abb. 19*) und die in Feldmitte ( $n_{xy} = 0$ ) im Ausgabebereich integrierten Normalkräfte

$$N_x = \int_{0.30}^{4.60} n_x(6.20, y) \, dy \tag{2.14}$$

$$N_{y} = \int_{4.80}^{7.60} n_{y}(x, 2.45) \, dx \tag{2.15}$$

zusammengefasst.

**Tab. 4** Auflagerreaktionen und integrierte Membrankräfte  $N_x$ ,  $N_y$  bei Oberlast für f = 0.2.

$f_{ctb} = 0 \ (k_{ctb} = 0)$				$f_{ctb} = f_{ct} \ (k_{ctb} = 1)$				
Rx	Ry	Nx	Ny	Rx	Ry	Nx	Ny	
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
689	40	-1471	-414	589	40	-1587	-387	

Es zeigt sich, dass mit zunehmender Biegezugfestigkeit die Auflagerreaktion  $R_x$  abnimmt, die resultierende Druckkraft  $N_x$  gemäss Formel (2.14) zunimmt, obwohl die Dilatanz der Platte in Längsrichtung mit zunehmender Biegezugfestigkeit abnimmt. Unter Berücksichtigung der Überlegungen entsprechend Kapitel 2.2 kann gefolgert werden, dass die Biegebeanspruchung gegenüber der Normalkraftbeanspruchung in Längsrichtung aus der Auflagerreaktion überwiegt. In Querrichtung sind die Verhältnisse gerade entgegengerichtet; obwohl die Auflagerreaktion  $R_y$  in Funktion der Biegezugfestigkeit konstant ist, nimmt die integrierte Normalkraft  $N_y$  gemäss Formel (2.15) für zunehmende Biegezugfestigkeiten ab. Da mit zunehmender Biegezugfestigkeit die Dilatanz der Platte in Querrichtung abnimmt, überwiegt entsprechend der Überlegungen in Kapitel 2.2 die Normalkraftbeanspruchung aus der Auflagerreaktion gegenüber der zugehörigen Biegebeanspruchung.

Generell verdeutlicht diese Analyse, dass der Membranspannungszustand der Fahrbahnplatte des im Rahmen dieses Forschungsprojekts analysierten Trägers stark von den Lagerbedingungen und der Betonzugfestigkeit abhängt. Die Auswirkungen auf die resultierenden Stahlspannungen bei Oberlast resp. auf die Stahlspannungsamplituden ist *Abb. 27* dargestellt.



**Abb. 25** Plattenmomente, Membrankräfte und Platten-Querkräfte bei Oberlast für den Parametersatz 2 resp.  $k_{ctb} = 1$ : (a) Momente  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$ ; (b) Membrankräfte  $n_x$ ,  $n_y$ ,  $n_{xy}$ ; (c) Plattenquerkräfte  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_0$ .



**Abb. 26** Visualisierung der Hauptnormalkräfte und der Hauptquerkräfte: (a) Hauptquerkraft für  $k_{ctb} = 0$ ; (b) Hauptquerkraft für  $k_{ctb} = 1$ ; (c) Hauptnormalkraft für  $k_{ctb} = 0$ ; (d) Hauptnormalkraft für  $k_{ctb} = 1$ .

Die ausgewerteten Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  resp. Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$  am Riss der ersten, zweiten und vierten Bewehrungslage zeigen, dass die im Rahmen dieser Analyse durchgeführte Parameterstudie jeweils im Bereich der maximalen Beanspruchung liegen. Hinsichtlich des Einflusses der Betonzugfestigkeit auf die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  verdeutlicht Abb. 27, dass mit zunehmender Betonzugfestigkeit die ungerissenen resp. überdrückten Zonen stark zunehmen. Damit einhergehend nehmen die Stahlspannungen der 1. Bewehrungslage bei Oberlast mit zunehmender Betonzugfestigkeit von  $\sigma_{sr,1}$  = 178 N/mm<sup>2</sup> (Abb. 27 (a)) auf  $\sigma_{sr,1}$  = 130 N/mm<sup>2</sup> (Abb. 27 (b)) ab; dies entspricht einer Reduktion um 27 %. Für die 2. Bewehrungslage fällt die Reduktion der Stahlspannung von  $\sigma_{sr,2}$ = 194 N/mm<sup>2</sup> auf  $\sigma_{sr,2}$  = 111 N/mm<sup>2</sup> (43 %) für zunehmende Betonzugfestigkeit noch deutlicher aus. Diese Reduktion der Stahlspannungen in Funktion der Betonzugfestigkeit ist darauf zurückzuführen, dass die Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  für kleine Bewehrungsgehalte  $\rho_s = a_s/h$  sehr empfindlich auf die Einwirkungskombination  $m_x / n_x$  reagieren. Insbesondere gilt dies für die 2. Bewehrungslage mit  $\rho_s = 0.19\%$  ( $\emptyset 10/200$ ), weil vor allem die zugehörige Normalkraft  $n_x$  mit zunehmender Biegezugfestigkeit stark zunimmt. Zudem lässt sich wiederum erkennen, dass die Beanspruchung der 4. Bewehrungslage mit zunehmender Betonzugfestigkeit entlastet bzw. der Lastabtrag in Brückenlängsrichtung zunehmend aktiviert wird.



**Abb. 27** Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$  und Spannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$  der 1. und 2. Bewehrungslage: (a)  $k_{ctb} = 0$ ; (b)  $k_{ctb} = 1$ .



**Abb. 28** Plattenverzerrungen und Plattensteifigkeiten bei Oberlast für den Parametersatz 1 resp.  $k_{ctb}$  = 0: (a) Plattenverzerrungen; (b) Plattensteifigkeiten.



**Abb. 29** Plattenverzerrungen und Plattensteifigkeiten bei Oberlast für den Parametersatz 2 resp.  $k_{ctb} = 1$ : (a) Plattenverzerrungen; (b) Plattensteifigkeiten.



**Abb. 30** Plattenverzerrungen und Plattensteifigkeiten bei Unterlast: (a) Parametersatz 1  $k_{ctb} = 0$ ; (b) Parametersatz 2  $k_{ctb} = 1$ .

Die Reduktion der Spannungsamplituden  $\Delta\sigma_{sr,1}$  resp.  $\Delta\sigma_{sr,2}$  mit zunehmender Betonzugfestigkeit ist ebenfalls signifikant; für die 1. Bewehrungslage resultiert eine Reduktion um 32% und für die 2. Bewehrungslage beträgt die Reduktion der Spannungsamplitude sogar 42%. Für die 4. Bewehrungslage ist die Reduktion geringfügig, sie beträgt 8%. Insgesamt wird mit dieser Analyse aufgezeigt, dass die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung des untersuchten Versuchsträgers stark vom Membranspannungszustand in Brückenlängsrichtung und der Biegezugfestigkeit abhängt.

*Abb. 28* und *Abb. 29* zeigen die berechneten Plattenverzerrungen und die berechneten Plattensteifigkeiten für die beiden in *Tab. 3* zusammengefassten Parametersätze bei Oberlast. Von speziellem Interesse sind dabei die berechneten Verläufe der Plattensteifigkeiten, um mögliche Ansätze/Abschätzungen für diese herzuleiten. Die Biegeund Membransteifigkeiten wurden aus den Plattenschnittkräften gemäss *Abb. 24* und *Abb. 25* und den in *Abb. 28* (a) resp. *Abb. 29* (a) abgebildeten Plattenverzerrungen wie folgt berechnet:

$$ei_x = \frac{m_x}{\chi_x}; ei_y = \frac{m_y}{\chi_y}; ei_{xy} = \frac{m_{xy}}{\chi_{xy}}$$
 (2.16)

$$ea_x = \frac{n_x}{\varepsilon_x}; ea_y = \frac{n_y}{\varepsilon_y}; ea_{xy} = \frac{n_{xy}}{\varepsilon_{xy}}$$
 (2.17)

Die berechneten Biegesteifigkeiten (2.16) und Membransteifigkeiten (2.17) bei Oberlast in Funktion der Biegezugfestigkeit sind pro Lastfall nicht konstant und im Vergleich zueinander variieren sie teilweise stark. Der Vergleich der berechneten Steifigkeiten bei Oberlast und der berechneten Steifigkeiten bei Unterlast in Funktion der Biegezugfestigkeit zeigt, dass die Steifigkeiten pro Lastfall nicht konstant und im Vergleich zueinander stark variieren, siehe *Abb. 30.* Diese Analyse verdeutlicht, dass obwohl der Träger insgesamt im linear elastisch gerissen Zustand beansprucht wird, die Biege- und Membransteifigkeiten u. a. stark von den untersuchten Parametern und vom Lastniveau abhängen. Da die Schnittkraftverteilungen insbesondere die Normalkraftbeanspruchung direkt von den Steifigkeitsverteilungen abhängen, sollte die Untersuchung des Membranspannungszustandes oder aber der Ermüdungsbeanspruchung mit Hilfe der nichtlinearen FEM-Analyse erfolgen – einfache Abschätzungen dürften nicht zielführend sein.

### 2.5 Vergleich Nachrechnung mit Versuchsresultaten

Die FEM-Analyse des Versuchsträgers zeigt, dass vor allem die Behinderung der Dilatanz einen wesentlichen Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung hat. Das Festschrauben der Lagerzylinder am Aufspannboden und am Versuchsträger bewirkte jedoch gerade dies. Die gemessenen Stahlspannungsamplituden mit Hilfe der nachträglich aufgebrachten Dehnmessstreifen (DMS) deuten darauf hin (vgl. Kapitel 5.5), dass die Behinderung der Dilatanz v. a. in Trägerlängsrichtung signifikant war. In *Tab. 5* sind die gemessenen Spannungsamplituden der DMS 11 und DMS 12 und die berechneten Spannungsamplituden für den Parametersatz 1 und 2 gemäss *Tab. 3* zusammengefasst.

Bewehrungslage.									
		$\Delta\sigma_{\rm sr,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{\rm sr,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]						
DMS11	(vgl. Abb. 67)	~80	-						
DMS12	(vgl. Abb. 67)	-	~100						
FEM-Analyse	(vgl. Abb. 21)	100-150	_						
FEM-Analyse	(vgl. Abb. 22)	-	100-150						

Spannungsamplituden

dor

1

und

2

harachnata

Aufgrund der Tatsache, dass in der Parameterstudie nur immer ein Parameter variiert wurde, und die Variation der Parameter in ihrer Wirkung in der Tendenz kumulativ wirken, erscheinen die gemessenen und berechneten Werte plausibel.

Tab 5

Gamassana

und

# 2.6 Linear elastische finite Element Analyse

#### 2.6.1 Modellvorstellungen

Nichtlineare finite Element Analysen kommen in der Praxis nur in Einzelfällen zur Anwendung. Mehrheitlich werden in der Praxis die statischen Analysen mit Hilfe der linear elastischen finiten Element Methode durchgeführt. Folgend wird der Versuchsträger mit Hilfe der linear elastischen FE-Analyse nachgerechnet. Grundlage bildet das in *Abb.* 16 dargestellt finite Element Model des Trägers, wobei für alle Elemente ein linear elastisches Werkstoffmodell mit  $E = E_c = 10000 \cdot f_{cc}^{1/3}$  hinterlegt wurde. Für die Federlagerung wurde entsprechend der Parameterstudie der nichtlinearen FEM-Analyse die Federsteifigkeit gemäss Formel (2.13) mit f = 0.2 berücksichtigt. Diese ermöglicht den Vergleich der Resultate der linearen und der nichtlinearen FEM-Analyse des Versuchsträgers. Die Belastung wurde entsprechend des Vorgehens bei der nichtlinearen Analyse simuliert, vgl. Kapitel 2.4.1.

Die Berechnung der Schnittkräfte mit Hilfe der linear elastischen FEM-Analyse ist effizient und erprobt; die Berechnung der Stahlspannung im Zustand II d. h. die linear elastisch gerissene Spannungsanalyse hingegen ist für kombinierte Beanspruchungen, wie in *Abb. 31* (a) dargestellt, nicht trivial. Grundsätzlich müsste die Berechnung der Stahlspannungen mit Hilfe eines Schichtenmodells [23,40] erfolgen. Dieser Ansatz entspricht dem in der nichtlinearen FEM-Analyse verwendeten Stahlbetonwerkstoffgesetz [42-45]. Auch wenn die Schnittkräfte mit der linear elastischen Methode berechnet werden, ist der numerische Aufwand zur Berechnung der Stahlspannungen mit Hilfe eines Schichtenmodells päären deshalb häufig Näherungen verwendet, die mechanisch auf der Plastizitätstheorie gründen, in der Anwendung hingegen einfach sind. Dies sind z. B. die Verwendung der Normalmomenten-Fliessbedingung [34] oder des Sandwichmodells [21,30].



*Abb. 31* Spannungsanalyse Modellbildung: (a) Schalenschnittkräfte; (b) Schichtenmodell; (c) Vereinfachtes Sandwichmodell.

Folgend werden die im Rahmen dieses Berichts verwendeten Modellvorstellungen zur Berechnung der Stahlspannungen unter kombinierter Beanspruchung kurz vorgestellt und diskutiert.

#### Elastische Spannungsanalyse mit dem Schichtenmodell

Die Berechnung der Stahlspannungen mit Hilfe des Schichtenmodells basiert auf den Modellüberlegungen des in der nichtlinearen FEM-Analyse zugrunde gelegten Werkstoffgesetzes für Stahlbeton. Generell wird der Stahlbetonquerschnitt in *n*-Schichten (Layer) unterteilt, wobei zwischen Betonschichten und Bewehrungsschichten unterschieden wird, siehe *Abb. 31* (b). Jede Schicht wird als Scheibe im ebenen Spannungszustand interpretiert. Sind die Dehnungen jeder Schicht bekannt, können u. a. mit Hilfe des gerissenen Scheibenmodells [22] die Stahlspannung für eine kombinierte Beanspruchung berechnet werden. Die Integration der resultierenden Spannungen über alle Schichten resultiert in den Plattenschnittkräften. Im Allgemeinen ist die Berechnung iterativ und numerisch anspruchsvoll. Details sind u. a. in Thoma [44] und Seelhofer [40] zu finden. Die Modellvorstellungen sind mechanisch begründet und erlauben die Berechnung der Stahlspannungen im Zustand II.

#### Elastische Spannungsanalyse mit der Normalmomenten-Fliessbedingung

Eine in der Praxis häufig verwendete Näherung zur Berechnung der Stahlspannungen im Zustand II (linear elastisch gerissen) erfolgt mit Hilfe der Normalmomenten-Fliessbedingung und der Fliessbedingung für Scheiben [34]:

$$m_{xu} \ge m_x + |m_{xy}|; \qquad m_{yu} \ge m_y + |m_{xy}|$$
(2.18)

$$n_{xu} \ge n_x + |n_{xy}|;$$
  $n_{yu} \ge n_y + |n_{xy}|$  (2.19)

Sodann wird mit Hilfe der resultierenden Spannungen  $m_{xu}$  und  $n_{xu}$  die Stahlspannung  $\sigma_{sr,x}$ und mit  $m_{yu}$  und  $n_{yu}$  die Stahlspannung  $\sigma_{sr,y}$  mit Hilfe einer elastischen Spannungsanalyse am gerissenen Querschnitt berechnet. Dieses Vorgehen ist effizient, kann aber mechanisch nicht begründet werden. Die Beziehungen (2.18) und (2.19) basieren auf der Plastizitätstheorie und setzen ein Fliessen der Bewehrung voraus, siehe u. a. [40].

#### Elastische Spannungsanalyse mit dem Sandwichmodell

weitere Möglichkeit die elastische Spannungsanalyse näherungsweise Eine durchzuführen, beruht auf dem Sandwichmodell [21,30]. Dieses ebenfalls auf der Plastizitätstheorie beruhende Fliessgesetz für Stahlbetonschalen für kombinierte Beanspruchung unterteilt den Querschnitt in den oberen und unteren Sandwich-Deckel beanspruchten und den auf Schub Kern. Mit Hilfe von einfachen Gleichgewichtsbedingungen können die Beanspruchungen der beiden Sandwichdeckel bestimmt und mit Hilfe der Druckfeldtheorie (z. B. das gerissene Scheibenmodell [22]) die Stahlspannungen berechnet werden. Hierfür muss der innere Hebelarm z bzw. der Abstand der Mittelebenen der beiden Sandwichdeckel und die Stärke der Sandwichdeckel tinf resp. tsup bestimmt werden. Da in Platten die Druckzonenhöhe häufig sehr klein ist, wurde der innere Hebelarm in Funktion der statischen Höhe *d* mit  $z = z_{inf} + z_{sup} \approx 0.85 \cdot d$ geschätzt. Damit kann die Einwirkung für den auf Zug beanspruchten Sandwichdeckel bestimmt werden:

$$\sigma_x \cdot t_{inf} \approx \frac{m_x}{z_x} + \frac{n_x}{2}; \tau_{xy} \cdot t_{inf} \approx \frac{m_{xy}}{z_x} + \frac{n_{xy}}{2}$$
(2.20)

$$\sigma_y \cdot t_{inf} \approx \frac{m_y}{z_y} + \frac{n_y}{2}; \tau_{yx} \cdot t_{inf} \approx \frac{m_{xy}}{z_y} + \frac{n_{xy}}{2}$$
(2.21)

Sind die Einwirkungen bekannt, können die Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr,x}$  und  $\sigma_{sr,y}$  berechnet werden. Im Rahmen dieses Berichts erfolgte dies mit Hilfe des gerissenen Scheibenmodells. Um den Einfluss der Zugversteifung im gerissenen Scheibenmodell berücksichtigen zu können, wird *t*<sub>inf</sub> dem doppelten Abstand von der Betonoberfläche in den Bewehrungsschwerpunkt gleichgesetzt [30]. Im Bereich hoher Drillbeanspruchungen  $m_{xy}$  resp.  $n_{xy}$  muss die Modellvorstellung erweitert und auch der obere Sandwichdeckel als Scheibe modelliert werden. Insgesamt ist die Abschätzung des inneren Hebelarms  $z_x$  resp.  $z_y$  für die Modellvorstellung kritisch und muss jeweils geprüft werden.

### 2.6.2 Resultate der linear elastischen FEM-Analyse

#### Plattenschnittkräfte

Abb. 32 zeigt die Schalenschnittkräfte basierend auf der linear elastischen FEM-Analyse. Ein Vergleich mit den in Abb. 24 resp. Abb. 25 dargestellten Schnittkräften resultierend aus der nichtlinearen FEM-Analyse zeigt, dass die Momente  $m_x$ ,  $m_y$ , und  $m_{xy}$  in der Grössenordnung gleich sind, die lokale Tragwirkungen jedoch in der nichtlinearen Analyse deutlicher auszumachen sind. Deutliche Unterschiede sind in den Membranspannungen erkennbar. Die Membranspannungen  $n_x$  und  $n_y$  zeigen nicht nur unterschiedliche Verläufe auf, vor allem die Intensität ist signifikant verschieden. Unterschiede im Bereich von ca. 30% sind auszumachen. Dieser Sachverhalt resultiert aus der Tatsache, dass der Membranspannungszustand stark von der (lokal) behinderten Dilatanz der Bauteile abhängt, was in der linear elastischen Analyse nicht berücksichtigt werden kann. Die Querkräfte und insbesondere die Hauptquerkraft sind hingegen vergleichbar.

#### Stahlspannungen am Riss osr

Die stark unterschiedlichen Membranspannungen, resultierend aus der linearen und nichtlinearen FE-Analyse, wirken sich nun signifikant auf die resultierenden Stahlspannungen aus. Weil die Bewehrungsgehalte  $\rho_s = a_s/h$  der Platte sehr gering sind, variieren die Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  stark in Funktion der Einwirkungskombination  $m_x / n_x$ . Dies zeigt sich besonders deutlich im Vergleich der in *Abb.* 33 (a) dargestellten Stahlspannungen basierend auf dem Schichtenmodell und den in *Abb.* 27 dargestellten Stahlspannungen resultierend aus der nichtlinearen FEM-Analyse. Dieser Vergleich ist von besonderem Interesse da in beiden Analysen die gleichen Modellvorstellungen hinsichtlich der Spannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  resultierend aus der linear elastischen Schnittkraftermittlung sind um Faktoren grösser als die Stahlspannungen aus der nichtlinearen FEM-Analyse. Dies ist vor allem auf die stark unterschiedliche Normalkraftverteilung zurückzuführen.

Die beiden in *Abb. 33* (b) und *Abb. 33* (c) dargestellten Näherungslösungen für die Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  weisen im Vergleich zu den Resultaten der Schichtenmodellanalyse ähnliche Verläufe auf, die Intensität hingegen ist stark unterschiedlich. Die Identifikation der Ursache ist schwierig, da beide Modellvorstellungen auf der Plastizitätstheorie beruhen und für elastische Spannungsanalysen nur grobe Näherungen darstellen. Der hier durchgeführte Vergleich bestätigt dies.

#### Stahlspannungsamplituden am Riss $\Delta \sigma_{sr}$

Für die in *Abb.* 34 dargestellten Stahlspannungsamplituden am Riss  $\Delta \sigma_{sr}$  gelten die gleichen Aussagen wie für die Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$ . Dies ist insofern nicht überraschend, da die Stahlspannungen aus der Unterlast nahe null sind, vgl. u. a. *Abb.* 27.





**Abb. 32** Linear elastische FEM-Analyse - Plattenschnittkräfte bei Oberlast: (a) Momente  $m_x$ ,  $m_y$  und  $m_{xy}$ ; (b) Membrankräfte  $n_x$ ,  $n_y$  und nxy; (c) Plattenquerkräfte  $v_x$ ,  $v_y$  und  $v_{xy}$ .









7000

**Abb. 33** Linear elastische FEM-Analyse - Stahlspannungen  $\sigma_{sr}$ : (a) Schichtenmodell; (b) Normalmomenten-Fliessbedingung; (c) Sandwichmodell.



Abb. 34 Linear elastische FEM-Analyse - Stahlspannungsamplituden  $\Delta \sigma_{sr}$ : (a) Schichtenmodell; (b) Normalmomenten-Fliessbedingung; (c) Sandwichmodell.

7000

5000

6000

5000

7000

7000

# 2.7 Folgerungen für die Praxis

Die Ausführungen am Fallbeispiel und die Nachrechnung am Versuchsträger zeigen, dass die Berücksichtigung des Membranspannungszustandes einen positiven Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung hat. Dabei sollten die wesentlichen Einflussfaktoren, welche v. a. die Steifigkeit des Systems beeinflussen (Biegezugfestigkeit des Betons, Verbundsteifigkeiten, Rissabstand, Zwangsbeanspruchungen etc.), vorsichtig geschätzt und die Schnittkräfte und Spannungen der Bewehrungen mit Hilfe einer nichtlinearen FEM-Analyse berechnet werden. Zudem sollte der Einfluss der Modellierung des Systems (z. B. der Lagerung) vertieft untersucht werden. Kleine Änderungen in den Lagersteifigkeiten können den Membranspannungszustand und die resultierenden Schnittkräfte und Stahlspannungen signifikant beeinflussen.

Muss die Ermüdungssicherheit im Detail geprüft werden, sind die zugrundeliegenden Modellvorstellungen kritisch zu prüfen. Insbesondere die Berechnung der Stahlspannungsamplitude bei kombinierter Beanspruchung ist schwierig bzw. sollte mit dem Schichtenmodell erfolgen. Die Wahl der Berechnungsmethode (linear elastische FEM-Analyse vs. nichtlineare FEM-Analyse) und die Berechnungsweise der Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  sind der Problemstellung anzupassen. Es sollte geprüft werden, ob das in der Norm SIA262(2013) [5] vorgesehene stufenweise Vorgehen (LoA) [2] zielführend ist.

## 2.8 Folgerungen für die Wissenschaft

Generell lassen die im Rahmen dieses Forschungsprojekts getätigten Untersuchungen und publizierte Forschungsergebnisse [21] den Schluss zu, dass Systeme mit einer Behinderung der Dilatanz zum Teil erhebliche Traglastreserven aufweisen. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde der Einfluss eines Membranspannungszustandes auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung untersucht. Es kann aber vermutet werden, dass z. B. der Schubwiderstand von Platten, der Durchstanzwiderstand oder aber auch die Biegetragsicherheit von Platten durch eine Behinderung der Dilatanz erheblich gesteigert werden können. Der Einfluss der im Rahmen dieser Untersuchung angesprochenen Parameter auf den Membranspannungszustand und die Auswirkungen auf deren Traglastreserven ist jedoch kaum untersucht. Zudem sollten Langzeiteinflüssen wie Schwinden/Kriechen und Zwangsbeanspruchungen in Bezug auf den Membranspannungszustand im Detail untersucht werden. Ausserdem wäre es von hohem Interesse, die Überlegungen des Kapitels 2.2 auf Flächentragwerke zu übertragen. Dazu sind erste Überlegungen in Malisia [26] zu finden.

Der Vergleich der nichtlinearen Berechnung der Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  mit den Berechnungsmethoden der elastischen Analyse zeigte deutlich, dass die Berechnung der Stahlspannungen am Riss  $\sigma_{sr}$  im Zustand II für kombinierte Beanspruchungen aufwändig und schwierig ist. Das mechanisch korrekte Vorgehen (Schichtenmodell) ist nicht praxistauglich und die in der Praxis verwendeten Modellvorstellungen basieren auf der Plastizitätstheorie. Hier besteht ein deutlicher Forschungsbedarf und die Herleitung guter Näherungsmethoden wäre hilfreich.

# 3 Versuchskörper

# 3.1 Abmessungen und Bewehrungsführung

Die Abmessungen des Versuchskörpers können Abb. 35 entnommen werden. Die gewählte Geometrie orientierte sich einerseits an realen Abmessungen bestehender Brücken und andererseits an der Kapazität der Versuchseinrichtung. Im Fokus des Versuchs lag eine möglichst realitätsnahe Abbildung von wiederkehrenden Fahrzeugüberfahrten, um Aussagen über das Tragverhalten von Fahrbahnplatten zwischen zwei Stegen von Betonhohlkastenbrücken zu ermöglichen. Die Rahmenwirkung des Hohlkastens in Querrichtung sowie die Tragwirkung der Bodenplatte eines Hohlkastens wurde mithilfe in Querrichtung eingelegter und vorgespannter Gewindestangen erfasst. Die Gewindestangen hatten einen Durchmesser von 20 mm.

Der Bewehrungsgrad der Betonplatte orientierte sich am Bewehrungslayout bestehender Brücken der 1960er Jahre und ist als tief anzusehen. In Querrichtung resultierte aus der Bemessung entsprechend dem GZ Typ 2 eine Bewehrung von ø14 mm alle 20 cm (oben und unten). In Längsrichtung sind bestehende Brücken meist voll oder teilweise vorgespannt, was ebenfalls zu niedrigen Längsbewehrungsgraden führt. Es wurde eine Bewehrung von ø10 mm alle 20 cm (oben und unten) gewählt. Das Bewehrungslayout ist in Abb. 36 und Abb. 37 dargestellt.

Die Biege- und Querkraftbewehrung in den Stegen wurde derart dimensioniert, dass in diesen Bewehrungen keine ermüdungsrelevanten Beanspruchungen entstehen und ein Fliessen der Bewehrung in einem Traglastversuch ausgeschlossen wird. Die Biegebewehrung wurde mit 6ø34 mm je Steg ausgebildet. Entsprechend der älteren Baukunst wurde die Querbewehrung der Stege in Form von Steckbügeln (ø20 mm alle 20 cm) ausgebildet (Abb. 37). Die kraftschlüssige Übertragung von Stahlspannungen zwischen den jeweiligen Schenkeln der Querkraftbewehrung wurde mit ausreichend langen Schenkeln gewährleistet.

Die geplante Bewehrungsüberdeckung betrug 25 mm, als Distanzhalter wurden Betonklötzchen verwendet und die Bewehrung wurde mit Bindedrähten zusammengebunden. Die gesamte Bewehrung wurde aus Einzelstäben hergestellt. Beim Abbruch des Prüfkörpers wurde dieser für den Abtransport zerschnitten. Dadurch war es möglich an einigen Stellen die effektive Bewehrungsüberdeckung zu überprüfen. Sie wurde an zehn Stellen gemessen und betrug in der Betonplatte oben 4.5 cm (±0.5 cm) und unten 2.2 cm (±0.2 cm). Die Plattendicke entsprach den geplanten 20 cm.



**Abb. 35** Abmessungen des Trägers: a) Längsansicht und b) Querschnitt (Abmessungen in [m, cm]).



Abb. 36 Bewehrungsführung in der Platte des Versuchskörpers.



*Abb.* 37 a) Bewehrungsführung in den Stegen, b) horizontaler Schnitt eines Stegs, c) Bewehrungsführung – vertikaler Schnitt des Versuchskörpers (Abmessungen in [m]).

# 3.2 Herstellung

Der Versuchskörper wurde von der Firma Anliker AG in der Versuchshalle des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Hochschule Luzern - Technik & Architektur in Horw hergestellt. Die Herstellung erfolgte, bedingt durch die Grösse des Versuchskörpers, innerhalb der Prüfrahmen mit bereits installierten Pressen (Abb. 38). Das Aufbauen der Schalung sowie das Bewehren nahmen rund zehn Arbeitstage in Anspruch.

Der Prüfkörper wurde in einem Guss betoniert (Abb. 39). Hierfür waren knapp vier Betonchargen (LKW-Ladungen) notwendig. Der Beton wurde beim Betonieren mit Vibriernadeln verdichtet und mit Holzkellen geglättet. Anschliessend wurde der Prüfkörper mit Folien abgedeckt. Zwecks Qualitätskontrolle und zur Bestimmung der Materialeigenschaften des Betons im Verlauf des Versuchs wurden aus jeder der vier Betonchargen 25 Betonprüfzylinder (d = 160 mm und h = 320 mm) hergestellt, die wie der Prüfkörper nachbehandelt und neben dem Prüfkörper gelagert wurden. Der Prüfkörper wurde in den ersten sieben Tagen nach der Herstellung täglich gewässert. Das Arbeitsprogramm kann Tab. 6 entnommen werden.

Tab. 6 Arbeitsprogramm Versuchskörper								
Schalungs- arbeiten	Bewehren	Betonier- datum	Ausschalungs- datum	Versuchs- beginn	Versuchs- ende			
13.08.2012 bis 20.08.2012	21.08.2012 bis 23.08.2012	24.08.2012	13.09.2012	04.12.2012	20.10.2015			



Abb. 38 Bewehrung des Prüfkörpers.



Abb. 39 Betonage des Prüfkörpers.

# 3.3 Werkstoffe

#### 3.3.1 Beton

Die Eigenschaften des verwendeten Betons kann Tab. 7 entnommen werden. Zur Ermittlung der Druckfestigkeiten, Spaltzugfestigkeiten nach [27] und der E-Moduli wurden von jeder der vier Betonchargen 25 Betonzylinder hergestellt. Auf diese Weise konnten vor dem Ausschalen und während des Versuchs die Werkstoffeigenschaften des Betons bestimmt werden (Tab. 8). Für die Bestimmung der Betondruckfestigkeit nach 10 und 14 Tagen nach dem Betonieren wurde jeweils nur ein Betonzylinder (d = 160 mm und h = 320 mm) geprüft. Aufgrund dieser Werte wurde entschieden, dass der Prüfkörper ausgeschalt werden kann.

Tab. 7 Betoneigenschaften								
Festigkeits- klasse	Expositionsklasse	Konsistenz	Chloridklasse	Festigkeits- entwicklung	$D_{\max}$			
C30/37	XC1, XC2	weich (C3)	C1 0.1	mittel	32 mm			

Die Zylinderdruckfestigkeit sowie der E-Modul wurden an Betonzylindern mit den Abmessungen d = 160 mm und h = 320 mm ermittelt und die Spaltzugfestigkeit an Zylindern mit den Abmessungen d = 160 mm und h = 160 mm. Für die Versuche wurden drei Betonzylinder aus drei unterschiedlichen Betonchargen verwendet. Die sich aus den Versuchen ergebenden Mittelwerte sowie Variationskoeffizienten sind in Tab. 8 dargestellt.

Die drei Werkstoffeigenschaften wurden mit der Prüfmaschine kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0.5 MPa/s ermittelt. Der E-Modul wurde entsprechend SIA 262 Anhang G [5] ermittelt. Dabei wurden die Deformationen des Prüfzylinders in drei Zyklen zwischen einer Unterlast von 1.0 MPa und 1/3 der zu erwarteten Druckfestigkeit gemessen und daraus der E-Modul bestimmt. Die Messlänge betrug dabei 100 mm. Die Spaltzugfestigkeit  $\sigma_{cts}$  wurde nach [27] bestimmt (GI. (3.22), Abb. 40).

$$\sigma_{cts} = \frac{F_{max}}{\pi \cdot (1.2 \cdot b \cdot h - a^2)}$$
(3.22)



Abb. 40 Double Punch Versuch nach [16].

Tab. 8 Betoneigenschaften (Mittelwerte und Variationskoeffizienten)										
Betonalter [d]	10	14	104	139	179	202	238	326	481	1048
Zylinderdruck- festigkeit f <sub>cc</sub> [MPa]	36.2	37.9	45.7 ±5.7%	47.4 ±8.1%	47.3 ±8.1%	49.6 ±3.5%	46.7 ±6.7%	47.3 ±3.6%	48.4 ±2.4%	43.0 ±4.7%
Spaltzugfestigkeit <i>f<sub>ct</sub></i> [MPa]			3.7 ±4.5%	3.8 ±5.2%	3.7 ±8.7%	3.5 ±6.8%	3.3 ±5.0%	3.3 ±3.1%	3.5 ±7.1%	3.0 ±9.6%
Elastizitätsmodul <i>E</i> ₀ [GPa]			32.8 ±3.1%	32.1 ±2.8%	32.5 ±6.8%	34.5 ±2.6%	31.9 ±6.3%	32.1 ±3.7%	32.3 ±4.0%	31.9 ±9.4%

### 3.3.2 Bewehrung

In der Tab. 9 sind die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Bewehrungsstäbe unter Zugrundelegung des nominellen Stabdurchmessers aufgeführt. Es wurden Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 10, 14, 20 und 34 mm verwendet. Alle Stäbe eines Durchmessers, ausser den Stäben mit dem Durchmesser 14 mm, entstammen einer Materialcharge, sodass ein ausgeglichenes Materialverhalten gewährleistet wurde. Die Stäbe mit einem Durchmesser von 14 mm mussten aufgrund der Menge aus zwei Chargen hergestellt werden, sodass die Bewehrungsstäbe für die Pos. 8 und 12 jeweils aus einer separaten Charge entstammen.

Bei der Bestimmung der Werkstoffeigenschaften wurden jeweils drei Stäbe eines Durchmessers getestet. Der effektive Durchmesser jedes Stabes wurde durch Messen der Länge und des Gewichtes ermittelt. Dabei wurde eine Stahlrohdichte von 7860 kg/m<sup>3</sup> angenommen. Die Zugversuche erfolgten weggesteuert. Die freie Prüflänge jedes Stabes betrug rund 90 cm und die Messlänge der Stabdehnung rund 200 mm. Die Stabdehnung wurde mit einem Videoextensiometer gemessen.

Die Kolbengeschwindigkeit wurde so gewählt, dass sich im elastischen Bereich ein Spannungszuwachs von 10 MPa/s ergab. Bei einer Dehnung von 5‰ wurde der Pressenweg für 2 min konstant gehalten. Die folgende Weiterbelastung wurde mit einer Kolbengeschwindigkeit von 0.2 mm/s gefahren. In Abhängigkeit des Stabdurchmessers wurde eine weitere Belastungspause bei einer Dehnung von 5 %, 10 % oder 15 % für weitere 2 min durchgeführt (Abb. 41 und Abb. 42). Folgend wurden die Stäbe bis zum Bruch weiter belastet. Die vollständigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Stäbe sind untenstehend aufgeführt (Abb. 41 und Abb. 42). Der E-Modul der Bewehrungsstäbe wurde mittels linearer Regression der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zwischen 200 MPa und 400 MPa bestimmt.

vanalionskoemzienlen)					
Nomineller Durchmesser	10	14	14	20	34
<i>d</i> [mm]		(Pos. 8)	(Pos.12)		
Effektiver Durchmesser	9.93	13.87	13.94	20.09	33.4
d <sub>eff</sub> [mm]	±0.02%	±0.02%	±0.01%	±0.01%	±0.01%
Dynamische Fliessgrenze	535.5	528.2	536.1	502.1	522.3
f <sub>sy,dyn</sub> [MPa]	±3.5%	±0.5%	±1.4%	±0.1%	±0.6%
Statische Fliessgrenze	528.3	512.3	517.7	486.1	507.8
f <sub>sy,stat</sub> [MPa]	±4.5%	±1.0%	±1.5%	±1.1%	±1.1%
Dynamische Zugfestigkeit	590.3	622.9	616.6	609.4	631.6
f <sub>su,dyn</sub> [MPa]	±1.3%	±0.2%	±0.7%	±0.8%	±0.2%
Statische Zugfestigkeit	564.6	592.6	583.8	562.3	600.4
f <sub>su,stat</sub> [MPa]	±1.3%	±0.8%	±1.2%	±0.7%	±0.4%
Bruchdehnung bezogen auf 5d	18.2	19.4	20.6	21.6	nicht
ε <sub>su</sub> [%]	±4.7%	±6.2%	±11.9%	±8.5%	erfasst
Elastizitätsmodul	207.9	198.1	190.4	204.2	194.5
<i>E</i> s [MPa]	±7.3%	±8.2%	±1.9%	±31.7%	±0.4%

**Tab. 9** Festigkeiten und Elastizitätsmoduli des Betonstahls (Mittelwerte und Variationskoeffizienten)



**Abb. 41** Spannungs-Dehnungs-Beziehung vom Bewehrungsstahl a) d = 10mm, b) d = 14mm (Pos. 8), c) d = 14mm (Pos. 12)



**Abb. 42** Spannungs-Dehnungs-Beziehung vom Bewehrungsstahl a) d = 20mm, b) d = 34mm

695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

# 4 Versuchsdurchführung

# 4.1 Versuchsanlage und Belastungskonzept

Die Versuchsanlage wurde auf dem Aufspannboden der Versuchshalle des Kompetenzzentrums Konstruktiver Ingenieurbau der Hochschule Luzern - Technik & Architektur in Horw aufgebaut. Sie ist in Abb. 43 und Abb. 44 dargestellt.

Der Versuchskörper wurde auf vier 2 MN Hydraulikpressen gelagert (Abb. 44, Abb. 45). Zwischen den vier Hydraulikpressen und dem Prüfkörper wurden jeweils 250 mm x 250 mm x 10 mm grosse Stahlplatten zur Einleitung der Auflagerkräfte eingelegt, die in die Stege einbetoniert wurden (Abb. 46). Die Unterkante der Stege sowie der Stahlplatten waren in derselben Ebene. Die vertikale Verformung der vier Hydraulikpressen wurde während des gesamten Versuchs blockiert. Mithilfe dieser Lagerungsart bot sich die Möglichkeit den Versuchskörper nötigenfalls in vertikaler Richtung nach dem Herstellen und während des Versuchs ggf. zu justieren. Die Pressen wurden zusätzlich mit Flachstählen am Hallenboden gegen Verschieben und Verdrehen fixiert (Abb. 44).

Die Belastung des Prüfkörpers erfolgte über drei Hydraulikpressen vom Typ Amsler EPZ622-100/50/125 mit einer maximalen statischen Druckkraft von 1 MN und einer maximalen dynamischen Druckkraft von 0.5 MN. Die Zylinderkräfte wurden über Lastverteilungsbalken (HEM 200, *I* = 2.4 m; Abstand zueinander in Längsrichtung von 2.4 m) und Lastverteilungsplatten (500 mm x 500 mm x 50 mm) auf den Prüfkörper aufgebracht (Abb. 45). Zwischen die Lastverteilungsträger und die Stahlplatten wurde eine 5 mm Dämmplatte, AirLoc 905 der Fa. AirLoc Schrepfer, eingelegt. Die Lastverteilungsplatten lagen auf einer wenige Millimeter dünnen Ausgleichsschicht aus handelsüblichem Mörtel. Die Zylinder belasten nacheinander den Prüfkörper mit einer Amplitude von 270 kN wobei eine Grundlast von 30 kN stets aufgebracht bleibt, um eine vollständige Entlastung der Pressen zu verhindern (Abb. 3).



Abb. 43 Versuchsaufbau; Seitenansicht.



Abb. 44 Versuchsaufbau; Ansicht.



Abb. 45 Versuchsaufbau schematisch (Abmessungen in [cm]).



Abb. 46 Stahlplatte zur Einleitung der Auflagerkräfte.

## 4.2 Versuchsablauf

Die Versuchsvorbereitungen dauerten rund drei Monate (Tab. 6). Nach dem Ausschalen wurde die halbe Platte des Versuchsträgers mit Messpunkten für die Setzdeformetermessungen versehen und der Prüfkörper weiss gestrichen.

Anschliessen wurden die Querzugstangen zwischen den Stegen eingebaut (Abb. 44) und mit Kraftmessringen versehen. Die Querzugstangen bestehen aus zwei 3 m langen (d = 20 mm) Stangen, die in der Mitte gekoppelt wurden. Die Zugstangen bestanden aus INOX A2 Stahl mit der Festigkeitsklasse 8.8. Jeweils an einem Punkt zwischen Zugstange und Versuchskörper (Stegaussenseite) wurde ein Kraftmessring eingebaut (Abb. 47). Vor der ersten Belastung wurden die Zugstangen vorgespannt. Die Vorspannkräfte können Tab. 10 entnommen werden.

Tab. 10 Vorspannkräfte in den Querzugstangen								
Kraftmessring	KMR1	KMR2	KMR3	KMR4	KMR5	KMR6		
Kraft [kN]	46.59	49.74	45.93	47.79	46.95	46.74		



Abb. 47 Eingebauter Kraftmessring.

Darauf folgend wurden die sechs Lastverteilungsplatten (50 cm x 50 cm x 50 mm) sowie der Lastverteilungsträger (HEM 200) angebracht. Zwischen dem Lastverteilungsträger und den darunterliegenden Platten wurde ein dünnes (5 mm) Elastomer (AirLoc 905) eingelegt. Anschliessend wurden alle Wegaufnehmer an einem Aluminiumgerüst über dem Versuchsträger angebracht und an die Messcomputer angeschlossen.

Nachdem diese Vorbereitungen abgeschlossen waren, wurden die Messwerte (ausgenommen die Werte der Kraftmessringe der Quervorspannung) auf den Wert Null gestellt und es wurde die Nullmessung mit den Setzdeformetern durchgeführt. Dabei waren alle Pressenkräfte gleich 0 kN.

Am 18.12.2012 wurde der Versuch gestartet indem ein Lastzyklus (eine simulierte Fahrzeugüberfahrt) gefahren wurde. Danach wurde das Rissbild aufgenommen und die Messungen mithilfe der Setzdeformeter durchgeführt. Die detaillierte Beschreibung der Setzdeformetermessungen ist in Kap. 4.3.2 zu finden. Erst danach wurde die zyklische Belastung bis zum Erreichen von 500'000 Zyklen gestartet.

Bis zum Erreichen von 4 Mio. Zyklen wurde der Versuch alle 500'000 Zyklen angehalten. In den Belastungsspausen wurden die Setzdeformetermessungen durchgeführt sowie das Rissbild aufgenommen. Da nach den 4 Mio. Zyklen die stetige Verformungszunahme des Prüfkörpers nahezu beendet war, wurden nur noch alle 1 Mio. Zyklen Belastungsspausen durchgeführt. Der dynamische Versuch wurde nach 10 Mio. Zyklen beendet. Darauf folgend wurde ein Traglastversuch durchgeführt, vgl. Kap. 6.

### 4.3 Messungen

### 4.3.1 Kontinuierliche Messungen

Für die Versuchsdurchführung wurden zwei voneinander unabhängige Messsysteme verwendet. Einerseits wurde die Belastung mithilfe eines Systems gesteuert, das kontinuierlich nur die Pressenkräfte und –wege sowie die Versuchszeit mit einer Frequenz von 7 Hz aufgezeichnet und gespeichert hat. Andererseits wurden alle Messwerte, auch die Pressenkräfte und –wege, die Kräfte in den Kraftmessringen der Quervorspannung, die Werte der induktiven Wegaufnehmer sowie die Versuchszeit mit einem zweiten System

aufgezeichnet. Hierbei wurden die Werte alle fünf Stunden für 20 Sekunden mit einer Speicherrate von 25 Hz gespeichert. Die 20 Sekunden ergeben sich aus einer Zyklusdauer (simulierte Fahrzeugüberfahrt) von 3 bis 5 s (abhängig von der Steifigkeit des Versuchskörpers, die sich im Versuchsverlauf änderte); eine Be- und Entlastung einer Presse dauert ca. 1 bis 1.5 s. In maximal 5 s war ein Lastzyklus mit drei Pressen abgeschlossen. Bei einer Speicherdauer von 20 s konnten dementsprechend die Kräfte und Verschiebungen infolge drei vollständiger Lastzyklen gespeichert werden.

Die Position der Wegaufnehmer und der Kraftmessringe ist in Abb. 48 dargestellt. Die Wegaufnehmer wurden an einem Aluminiumrahmen (Abb. 43) befestigt, der über dem Prüfkörper verlief und auf dem Hallenboden stand. Die aufgezeichneten Messwerte entsprechen somit den Verschiebungen gegenüber dem Hallenboden. Die Wegaufnehmer WA 45 bis WA 48 wurden erst nach 8.2 Mio. Zyklen installiert, sodass erst ab diesem Zeitpunkt ihre Messwerte vorlagen.

Nach 8.2 Mio Zyklen wurden ebenfalls an ausgewählten Bewehrungsstäben Dehnmessstreifen (DMS) angebracht (Abb. 49). Hierfür wurden die entsprechenden Bewehrungsstäbe freigelegt. Beim Anbringen der DMS wurde der Prüfkörper vollständig entlastet. Die je DMS freigelegte Stelle wurde möglichst klein gehalten. Da die DMS nicht vor der Betonage des Prüfkörpers angebracht wurden, wurden Auswirkungen einer möglichen unsauberen und nachträglichen Applikation der DMS ermittelt. Dies geschah indem an einem ungeschliffenem, rostigen und schmutzigen Bewehrungsstab (d = 10 mm) drei DMS (Abb. 50 und Abb. 51) aufgeklebt wurden und der Bewehrungsstab in einer Prüfmaschine 500-mal zyklisch bis kurz unterhalb der Fliessgrenze des Stabes auf Zug belastet wurde. Die gemessenen Werte der DMS wurden mit gleichzeitigen Messungen mithilfe eines Videoextensiometers verglichen, um so Aussagen über den Einfluss der Aufbringungsqualität auf die Ergebnisse machen zu können. Es stellte sich heraus, dass die Messergebnisse der DMS mit einer Abweichung von  $\pm5\%$  mit den Werten aus den Messungen mit dem Videoextensiometer übereinstimmten.

Die Werte der DMS, die nachträglich im Prüfkörper angebracht wurden, wurden an einem separaten Messcomputer aufgezeichnet, dabei wurden die Werte einmal pro Stunde ebenfalls für einen Zeitraum von 20 Sekunden gespeichert. Die Speicherrate betrug dabei 20 Hz. Mit diesen Messungen wurde eine Dehnung der Bewehrungsstäbe infolge der Pressenkräfte gemessen. Dehnungen der Stäbe infolge des Eigenspannungszustandes des Prüfkörpers sind in den Messwerten nicht enthalten.



**Abb. 48** Bezeichnung und Lage der Wegaufnehmer (WA) und der Kraftmessringe (KMR) (Abmessungen in [cm]).



Abb. 49 Bezeichnung und Lage der eingebauten DMS (halber Prüfkörper).



Abb. 50 Probe-DMS vor dem Versuch.



Abb. 51 Probe-DMS nach dem Versuch.



Abb. 52 Eingebauter DMS 6.



Abb. 53 Eingebauter DMS 4 (links) und DMS 5 (rechts).



Abb. 54 Eingebauter DMS 15 (links) und DMS 16 (rechts).

### 4.3.2 Regelmässige Messungen

In allen Belastungspausen wurden Setzdeformetermessungen durchgeführt. Hierfür wurden auf der Ober- und Unterseite der halben Platte Aluminiumbolzen aufgeklebt. Der orthogonale Abstand dieser Aluminiumbolzen betrug 200 mm (Abb. 55). Im Bereich der Lasteinleitungsplatten und der Lastverteilungsträger auf der Plattenoberseite konnten keine Messpunkte geklebt werden. Mithilfe dieser Messungen (orthogonale und diagonale Messstrecken, s. Tab. 11) konnte der Verzerrungszustand auf den Plattenseiten bestimmt werden. Die Messgenauigkeit betrug  $\pm 4\mu$ m. Die Messgeräte wurden alle 10 bis 15 Messungen am Invarstab überprüft. Die Temperatur der Versuchshalle wurde ganzjährig bei 16°C nahezu konstant gehalten, sodass keine Korrektur aufgrund von Temperaturschwankungen durchgeführt wurde.

Die Setzdeformetermessungen wurden für die Berechnung und Darstellung der Hauptdehnungen auf der Plattenoberseite und Plattenunterseite verwendet. Aufgrund der messbedingten Ungenauigkeiten wurde am ebenen Fachwerk die statische Fehlerausgleichsrechnung nach der Theorie elastischer Systeme [25] durchgeführt. Dafür wurden die gemessenen Längenänderungen in Dehnungen pro Messstrecke umgerechnet. Diese Dehnungen wurden als Belastungen auf ein modelliertes Fachwerk eingeführt, das den Messstrecken entsprach. Zur Berechnung des Fachwerks diente die Statiksoftware ,Statik 6' der Firma Cubus AG, Zürich. Die aus der Fachwerkstatik resultierenden Normalkräfte in den Stäben bedeuteten in Dehnungen umgerechnet den Fehlerausgleich nach der Methode der kleinsten Quadrate (Least-Squares) sowie das Minimum der Summe der Formänderungsarbeit nach der statischen Theorie.

Für die Weiterrechnung wurden jedoch nicht die Stabdehnungen verwendet, sondern die relativen Verschiebungen der einzelnen Messpunkte (Fachwerkknoten). Aus den Punktverschiebungen wurde der Verzerrungszustand innerhalb vier orthogonal zueinander liegender Messpunkte bestimmt [34]. Dieser Berechnung wurde die lineare Verschiebungsfunktion zugrunde gelegt [47]. Diese besagt, dass sich das orthogonale Viereck unter der Wirkung der Knotenverschiebungen in ein anderes Viereck in der

gleichen x-y-Ebene deformiert. Die relativen Verschiebungen der vier Knoten bilden zusammen einen Verschiebungsvektor. Wegen der vorausgesetzten Linearität der Verschiebungen herrschen konstante mittlere Verzerrungen im Inneren des Elements.

Die Hauptdehnungen wurden mit der Mathematiksoftware Matlab berechnet und dabei die Eigenvektoren in ihre x- und y-Richtungen zerlegt. Die den Koordinaten der Vierecksschwerpunkte zugeordneten Werte wurden sodann grafisch dargestellt.

Vor Versuchsbeginn und nur unter dem Eigengewicht des Prüfkörpers wurde die Nullmessung durchgeführt. Daraufhin wurde der Prüfkörper mit einem Zyklus (Abb. 3) belastet. Folgend wurde eine Messung durchgeführt. Diese beinhaltete, dass jeweils eine Presse den Prüfkörper mit 300 kN belastete, wobei die Kraft dieser Presse weggesteuert aufgebracht wurde. Die übrigen beiden Pressen hielten konstant und kraftgesteuert ihre Lasten bei 30 kN. Nachdem der Kraftabfall in der weggesteuerten Presse abgeklungen ist (auf ca. 270 kN bis 280 kN), wurde eine vollständige Messung durchgeführt. Dieses Vorgehen wurde bei allen drei Pressen durchgeführt. Somit ergaben sich in jeder Belastungspause drei Messungen abgeschlossen waren, wurde der Versuch für weitere 0.5 Mio resp. 1 Mio Zyklen gestartet.

Tab. 11 Setzdeformetermessungen									
Messstrecken	Orientierung	Basis [mm]	Ort	Anzahl					
1-1795	Orthogonal	200	Plattenoberseite	1795					
3001-4417	Orthogonal	200	Plattenunterseite	1417					
1-1736	Diagonal	282	Plattenoberseite	1736					
3001-4364	Diagonal	282	Plattenunterseite	1364					



Abb. 55 Lage der Setzdeformeterpunkte auf halbem Prüfkörper.

### 4.3.3 Rissfortschritt

Die Dokumentation des Rissfortschritts erfolgte mithilfe von Fotografien. Jeweils in den Belastungspausen, in denen die Setzdeformetermessungen durchgeführt wurden, wurde unter der Belastung infolge jeder der drei Pressen auf der Ober- und Unterseite der Platte sowie an den Innenseiten der Stege sowie der Aussenseite des West-Steges das Rissbild farblich aufgezeichnet. Folgend wurden die Oberflächen fotografiert und die Bilder in einem Zeichenprogramm am Computer derart übereinandergelegt, dass der Rissfortschritt digital dokumentiert werden konnte. Die Fotos wurden dabei immer von der gleichen Position aus gemacht. Über dem Prüfkörper befand sich hierfür eine Holzrahmenkonstruktion, an der der Fotoapparat befestigt werden konnte (Abb. 44). Um Fotos unterhalb der Platte machen zu können, wurde der Fotoapparat ebenfalls an fest markierten Positionen auf dem Hallenboden angebracht.

In den jeweiligen Belastungspausen und unter jeder Pressenkraft (drei Messungen in jeder Belastungspause) wurden an ausgewählten Stellen Rissweiten mit einer Risslupe bestimmt. Die Stellen der beobachteten Risse sind in Abb. 56 dargestellt.



Abb. 56 Lage und Richtung der beobachteten Risse.
## 5 Messresultate aus zyklischer Belastung

## 5.1 Allgemeines

Im Folgenden sind die wesentlichen Messresultate dargestellt; eine umfangreiche Zusammenstellung aller aufgezeichneten Versuchsergebnisse ist im Anhang dieses Berichtes zu finden.

Die Lastgeschichte ist in Tab. 12 dargestellt. Bis insgesamt 4 Mio. Zyklen beinhaltete eine Laststufe 500'000 Zyklen, danach 1 Mio. Zyklen. Dabei wurde der Versuch jeweils nach zweimal 150'000 und dann jeweils nach 200'000 Zyklen unterbrochen, damit die Versuchsdaten überprüft und gesichert werden konnten. Eine Speicherung der Versuchsdaten über einen Zyklus von mehr als 200'000 Zyklen war nicht möglich, da die Dateien zu gross und nicht mehr handhabbar gewesen wären.

Tab.	Tab. 12 Belastungsprogramm							
LS	Datum	Zyklenanzahl	Kommentar					
0	04.12.2012	0-1	Versuchsbeginn					
1	18.12.2012 - 16.01.2013	1-5·10⁵	-					
2	21.01.2013 - 12.02.2013	5·10⁵ - 1.0·10 <sup>6</sup>	-					
3	22.02.2013 - 22.03.2013	1.0·10 <sup>6</sup> - 1.5·10 <sup>6</sup>	-					
4	26.03.2013 - 15.04.2013	1.5·10 <sup>6</sup> - 2.0·10 <sup>6</sup>	-					
5	06.05.2013 - 22.05.2013	2.0·10 <sup>6</sup> - 2.5·10 <sup>6</sup>	Nach Zyklus 2'406'897 musste ein Lastverteilungsträger (HEM 200, unterhalb von $F_2$ ) getauscht werden, da er infolge Ermüdung versagte (Abb. 57).					
6	16.06.2013 - 06.07.2013	2.5·10 <sup>6</sup> - 3.0·10 <sup>6</sup>	-					
7	17.07.2013 - 15.08.2013	3.0·10 <sup>6</sup> - 3.5·10 <sup>6</sup>	-					
8	20.08.2013 - 26.09.2013	3.5·10 <sup>6</sup> - 4.0·10 <sup>6</sup>	-					
9	22.10.2013 - 12.12.2013	$4.0\cdot 10^6 - 5.0\cdot 10^6$	-					
10	17.12.2013 - 12.02.2014	$5.0\cdot10^{6} - 6.0\cdot10^{6}$	-					
11	03.03.2013 - 17.04.2014	6.0·10 <sup>6</sup> - 7.0·10 <sup>6</sup>	Nach Zyklus 6'498'921 musste ein Lastverteilungsträger (HEM 200, unterhalb von $F_2$ ) getauscht werden, da er infolge Ermüdung versagte.					
12	29.04.2014 - 17.06.2014	$7.0 \cdot 10^6 - 8.0 \cdot 10^6$	-					
13	12.08.2014 - 17.03.2015	8.0·10 <sup>6</sup> – 9.0·10 <sup>6</sup>	Nach Zyklus 8'300'000 musste das Hydraulikaggregat umfänglich überprüft werden, sodass die Laststufe einen langen Zeitraum in Anspruch nahm.					
14	16.04.2015 - 07.07.2015	$9.0\cdot10^6 - 10.0\cdot10^6$	Versuchsende nach 10 Mio. Zyklen					



**Abb. 57** Nach 2'406'897 Zyklen unterhalb F<sub>2</sub> infolge Ermüdung versagter Lastverteilungsträger HEM 200.

### 5.2 Messresultate der Wegaufnehmer

Ausgewählte Messergebnisse der vertikalen Verformungen des Prüfkörpers sind in Abhängigkeit der Zyklenanzahl dargestellt (Abb. 58 und Abb. 59). Dargestellt sind jeweils die minimalen sowie die maximalen Verformungen infolge der Lastzyklen entsprechend der Ober- und Unterlast der Pressen.

Obwohl die Verschiebungsmessungen direkt über dem westlichen Steg erst während des laufenden Versuchs angebracht wurden, ist zu erkennen, dass innert der letzten ca. 2 Mio. Lastzyklen die an diesen Stellen gemessene Verformung resp. Verformungsamplitude nahezu konstant war (Abb. 58a und Abb. 59a).

Im Vergleich dazu geht aus den Messwerten, der über der Betonplatte angebrachten Verschiebungsmesser, hervor, dass die gesamte Verformung der Platte stetig zugenommen hat. Die Verformungsamplitude blieb dabei jedoch nahezu konstant.

Des Weiteren sind in den Abbildungen Sprünge in den Verformungen erkennbar. Diese sind besonders bis 2 Mio. Zyklen ausgeprägt und liegen alle 500'000 Zyklen vor. Es kann vermutet werden, dass sie infolge des Kriechens des Prüfkörpers in den Belastungspausen entstanden sind. Während der Messungen belastete stets eine der Presse den Prüfkörper mit 270 kN - 280 kN. Nach den Belastungspausen wurde die zyklische Belastung weitergeführt, sodass dann ab Beginn der neuen Laststufe grössere Verformungen bei gleicher Verformungsamplitude gemessen wurden, im Vergleich zur vorherigen Messung. Mögliche Auswirkungen von Kriechen und Schwinden auf die Verformungszunahme werden in Kap 6.4 diskutiert.



Abb. 58 Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 45, b) W 61, c) W 62, d) W 63, e) W 64.



Abb. 59 Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 46, b) W 49, c) W 50, d) W 51, e) W 52.

## 5.3 Rissfortschritt

Der Rissbildungsprozess wurde in den Belastungspausen dokumentiert. Die folgenden Abbildungen zeigen die Rissbilder nach dem ersten Zyklus (Abb. 60), nach 1 Mio. (Abb. 61) und nach 10 Mio. (Abb. 62) Lastzyklen. Alle weiteren Rissbilder sind im Anhang dieses Berichtes zu finden. Aus den Abbildungen geht hervor, dass nach ca. 1 Mio. Lastzyklen sich ein nahezu abgeschlossenes Rissbild einstellte.



**Abb. 60** Rissbild nach dem ersten Zyklus: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 61** Rissbild nach 1.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 62** Rissbild nach 10.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.

### 5.4 Messungen der Rissweiten

In den Belastungspausen wurden an bereits definierten Stellen Rissweiten mithilfe einer Risslupe dokumentiert. Es wurde darauf geachtet, dass die Rissweiten stets von derselben Person aufgenommen wurden, sodass Messunterschiede infolge unterschiedlicher Messweise eliminiert werden konnten. In jeder Belastungspause wurden die Rissweiten aufgezeichnet, wenn eine der drei Pressen eine Last von annähernd 300 kN aufbrachte und die weiteren zwei Pressen den Prüfkörper mit 30 kN belasteten. Daraus ergaben sich in jeder Belastungspause drei Messungen der Rissweiten.

Abb. 63 bis Abb. 65 zeigen die aufgenommen Rissweiten an ausgewählten Stellen, alle übrigen Messergebnisse sind im Anhang zusammengestellt. Die Lage der Messstellen ist in Abb. 56 dargestellt. Aus den Abbildungen geht hervor, dass die Rissweiten über den gesamten Versuchsverlauf in der Tendenz konstant blieben.



Abb. 63 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2A-O infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 65 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2A infolge a) F1, b) F2, c) F3

### 5.5 Dehnmessstreifen (DMS)

Mithilfe der DMS werden die Dehnungen der einzelnen Bewehrungsstäbe in  $\mu$ m/m gemessen. Die unten abgebildeten Grafiken (Abb. 66 und Abb. 67) verdeutlichen die aus diesen Dehnungen berechneten Spannungen in den Bewehrungsstäben. Die Spannungen  $\sigma_i$  (Gl. (4.1)) ergeben sich mithilfe der in Zugversuchen ermittelten E-Moduli  $E_i$  (Tab. 9). Die Lage der DMS ist in Abb. 49 dargestellt.

$$\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E_i \tag{4.1}$$

Da die DMS im Versuchsverlauf am entlasteten Prüfkörper angebracht wurden, beinhalten die Messungen die Dehnungen der Bewehrungsstäbe infolge der Pressenkräfte. Werte infolge des Eigenspannungszustandes des Prüfkörpers sind hierbei nicht enthalten.

Aus den Messungen lässt sich herauslesen, dass die Spannungsamplitude  $\Delta \sigma_i$  im Laufe der Messungen konstant bleibt, lediglich die min./max. Werte ändern sich. Diese Änderungen (Sprünge) ergeben sich aus der Rissbildung und der im Laufe der Belastung der Betonplatte immer neu anpassender innerer Lastabtragung.



Abb. 66 Berechnete Spannungen aus den DMS Messungen: a) DMS 1, b) DMS 2, c) DMS 3.



Abb. 67 Berechnete Spannungen aus den DMS Messungen: a) DMS 10, b) DMS 11, c) DMS 12, d) DMS 9.

### 5.6 Kraftmessringe (KMR)

Abb. 68 zeigt die minimalen sowie die maximalen Kräfte in den KMR infolge der Ober- und Unterlast der Pressen. Abb. 69 zeigt am Beispiel des zweiten und des letzten Lastzyklus die Kräfte in den Kraftmessringen 1 bis 3 in Abhängigkeit der einzelnen Pressenkräfte. Aus den Messungen kann schlussgefolgert werden, dass die Kräfte in den Querzugstangen über die Versuchsdauer nahezu konstant waren. Ebenfalls die Amplitude der Kräfte war konstant.



Abb. 68 Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen a) KMR 1, b) KMR 2, c) KMR 3.



**Abb. 69** Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen 1) KMR 1, 2) KMR 2, 3) KMR 3; a) im zweiten Zyklus, b) im letzten Zyklus.

#### 5.7 Setzdeformetermessungen

Mithilfe der Setzdeformetermessungen konnten die Hauptdehnungen auf der Plattenoberund -unterseite ermittelt werden. Abb. 70 bis Abb. 75 zeigen die Hauptdehnungen nach dem ersten Lastzyklus, nach 1 Mio. Lastzyklen und nach dem letzten (nach 10 Mio.) Lastzyklus. Beispielhaft sind hier die Dehnungen dargestellt, die sich bei einer Belastung durch  $F_2 = 270 - 280$  kN sowie  $F_1 = F_3 = 30$  kN ergaben. Die übrigen Auswertungen infolge jeder der drei Pressenkräfte sowie in allen Belastungspausen sind im Anhang abgebildet.

Die Messergebnisse beziehen sich auf die Nullmessung, die vor Versuchsbeginn durchgeführt wurde. Der Prüfkörper wurde dabei nur durch sein Eigengewicht sowie die vorgespannten Querzugstangen belastet. Dadurch beinhalten die Messergebnisse nicht den Eigenspannungszustand des Prüfkörpers.

In den Abbildungen sind neben den Hauptdehnungen auch die ausgefallenen Messpunkte vermerkt.



**Abb.** 70 Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb.** 71 Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb.** 72 Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 1'000'000 Lastzyklen.



**Abb.** 73 Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 1'000'000 Lastzyklen.



**Abb.** 74 Hauptverzerrungen infolge  $F_2$  = 300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach dem letzten Lastzyklus.

695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten



**Abb. 75** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach dem letzten Lastzyklus.

## 6 Messresultate aus Traglastversuch

### 6.1 Versuchsaufbau

Für den Traglastversuch wurden zusätzliche Wegaufnehmer zur Messung horizontaler Verschiebungen angebracht (Abb. 76 und Abb. 77). Die Wegaufnehmer wurden am bestehen Aluminiumgerüst, an dem die bereits vorhandenen Wegaufnehmen angebracht waren, oder an separaten Ständern befestigt, sodass die gemessenen Werte den Verschiebungen gegenüber dem Hallenboden entsprechen. Die Verschiebungen wurden mit einer Frequenz von 2 Hz aufgezeichnet und gespeichert. Für den Traglastversuch wurden die HEM 200 Lastverteilungsbalken verdoppelt, um zu grosse Verformungen dieser Träger zu vermeiden (Abb. 78). Des Weiteren wurden zwischen die Lastverteilungsträger und die darunterliegenden Lastverteilungsplatten Stahlbleche mit den Abmessungen 400 mm x 100 mm x 10 mm angebracht, damit bei hohen Durchbiegungen der Betonplatte die Kräfte stets an gleicher Stelle in die Lastverteilungsplatten eingeleitet werden. Ebenfalls wurden die vorhandenen Querzugstangen mit einer Festigkeit von 8.8 gegen welche mit einer Festigkeit von 10.9 ausgetauscht. Nach dem Tausch wurden alle Querzugstangen wieder auf ca. 50 kN vorgespannt. Die exakten Werte können Tab. 13 entnommen werden.



**Abb. 76** Wegaufnehmer für horizontale Verschiebungsmessungen (Abmessungen in [cm]).

Tab. 13 Vorspannkräfte in den Querzugstangen (Traglastversuch)							
Kraftmessring	KMR1	KMR2	KMR3	KMR4	KMR5	KMR6	
Kraft [kN]	50.2	48.0	52.3	49.1	51.6	50.8	



Abb. 77 Wegaufnehmer W11, W15, W13, W8, W9, W12, W69.



Abb. 78 Doppelter Lastverteilungsträger im Traglastversuch.

## 6.2 Lastgeschichte

Die Belastung des Prüfkörpers erfolgte kraftgesteuert. Dabei wurde stets die Reihenfolge  $F_2$ ,  $F_1$ ,  $F_3$  eingehalten und die Kräfte wurden in Laststufen aufgebracht (Tab. 14 und Tab. 15). Abb. 79 zeigt den Verlauf der Pressenkräfte zu den Pressenwegen zur Verdeutlichung des Belastungsvorgangs.

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 1kN/s bis alle Pressen eine Kraft von 700 kN aufwiesen. Danach wurde die Belastungsgeschwindigkeit auf 0.1 kN/s herabgesetzt.

Bei  $F_1 = F_2 = F_3 = 300$  kN und  $F_1 = F_2 = F_3 = 500$  kN wurde jeweils eine Belastungspause durchgeführt. Dabei wurden im Gegensatz zu den Belastungspausen im Dauerversuch die drei Pressen kraftgesteuert belassen. Die Messungen wurden erst dann durchgeführt, als die Verformungen infolge Kriechens sich bei einem konstanten Wert einstellten. Der Messumfang entsprach dem während des Dauerversuchs: Setzdeformetermessungen, Aufnahme neuer Risse, Rissweitenmessungen.

Der Prüfkörper versagte infolge von Querkräften in der Betonplatte in der Laststufe 19c (Tab. 14) als die Presse F<sub>3</sub> die angestrebten 780 kN erreichte. Zum Versagenszeitpunkt wurden in allen Kraftmessdosen der drei Pressen geringfügig höhere Kräfte aufgezeichnet. Der Versagenszustand ist im folgenden Abschnitt beschrieben.

Tab	Tab. 14 Laststufen (LS) und Pressenkräfte [kN]										
LS	<b>F</b> 1	$F_2$	F <sub>3</sub>	LS	<b>F</b> 1	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	LS	<b>F</b> 1	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
0	0	0	0								
1a	0	30	0	8a	680	690	680	15a	750	760	750
1b	30	30	0	8b	690	690	680	15b	760	760	750
1c	30	30	30	8c	690	690	690	15c	760	760	760
2a	30	300	30	9a	690	700	690	16a	760	765	760
2b	300	300	30	9b	700	700	690	16b	765	765	760
2c	300	300	300	9c	700	700	700	16c	765	765	765
3a	300	500	300	10a	700	710	700	17a	765	770	765
3b	500	500	300	10b	710	710	700	17b	770	770	765
3c	500	500	500	10c	710	710	710	17c	770	770	770
4a	500	600	500	11a	710	720	710	18a	770	775	770
4b	600	600	500	11b	720	720	710	18b	775	775	770
4c	600	600	600	11c	720	720	720	18c	775	775	775
5a	600	650	600	12a	720	730	720	19a	775	780	775
5b	650	650	600	12b	730	730	720	19b	780	780	775
5c	650	650	650	12c	730	730	730	19c	780.7	780.3	780.2
6a	650	670	650	13a	730	740	730				
6b	670	670	650	13b	740	740	730				
6c	670	670	670	13c	740	740	740				
7a	670	680	670	14a	740	750	740	]			
7b	680	680	670	14b	750	750	740				
7c	680	680	680	14c	750	750	750				

der	der Pressenkräfte [kN]							
LS	ΣF	LS	ΣF	LS	ΣF			
0	0							
1a	30	8a	2050	15a	2260			
1b	60	8b	2060	15b	2270			
1c	90	8c	2070	15c	2280			
2a	360	9a	2080	16a	2285			
2b	630	9b	2090	16b	2290			
2c	900	9c	2100	16c	2295			
3a	1100	10a	2110	17a	2300			
3b	1300	10b	2120	17b	2305			
3c	1500	10c	2130	17c	2310			
4a	1600	11a	2140	18a	2315			
4b	1700	11b	2150	18b	2320			
4c	1800	11c	2160	18c	2325			
5a	1850	12a	2170	19a	2330			
5b	1900	12b	2180	19b	2335			
5c	1950	12c	2190	19c	2341.2			
6a	1970	13a	2200					
6b	1990	13b	2210					
6c	2010	13c	2220					

Tab. 15 La:	ststufen (LS) und Summen				
der Pressenkräfte [kN]					

7a	2020	14a	2230
7b	2030	14b	2240
7c	2040	14c	2250



Abb. 79 Verlauf der Pressenkräfte zu Pressenwege von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>.

#### 6.3 Versuchsresultate

Der Prüfkörper versagte infolge Querkräfte in der Betonplatte am Anschnitt zum Steg (Westseite) als die dritte Presse ( $F_3$ ) 780 kN erreichte (Tab. 14). Das Versagensbild ist in Abb. 80 bis Abb. 83 dokumentiert. Die Dokumentation der Rissbildung in den Laststufen bei  $F_1 = F_2 = F_3 = 300$  kN und 500 kN sind im Anhang zu finden.

Last-Verformungskurven für ausgewählte vertikale Wegaufnehmer zeigt Abb. 84 und für horizontale Abb. 85 bezogen auf die Summe aller Pressenkräfte. Alle übrigen Messergebnisse sind dem Anhang beigelegt.

Die unterschiedlichen Steigungen in den Last-Verformungskurven (Abb. 84) bis zu einer Summe der Kräfte von 1.95 MN ist nicht mit der abnehmbaren Steifigkeit des Prüfkörpers zu begründen sondern mit dem Abstand der Wegaufnehmer zu den Pressen. Während der separaten Belastung von  $F_1$  bis  $F_3$  liegt der betrachtete Wegaufnehmer jeweils näher oder weiter entfernt von der Belastungsstelle. Da ab 1.95 MN die Kraftzunahme je Presse geringer war, sind die unterschiedlichen Steigungen in den Last-Verformungskurven nahezu nicht mehr erkennbar.

Bei der Auswertung der horizontalen Verschiebungsmessungen (Abb. 85) fällt auf, dass bei einer gesamten Last von ca. 700 kN und ebenfalls bei ca. 1.7 MN der Wegaufnehmer V2 einen Sprung in den Messwerten aufweist. V2 mass eine Ausbauchung des West-Stegs nach aussen. Bei diesen beiden Belastungen verschob sich das Auflager Nord-Ost leicht in Ost-West-Richtung, wobei sich der gesamte Prüfkörper etwas verschoben hat. Bei der gesamten Kraft von ca. 1.7 MN rutschte der Prüfkörper auf dem Auflager Süd-Ost in Nord-Süd-Richtung, wobei sich die Einspannung zwischen Prüfkörper und Auflager etwas entspannte und sich somit die Verformung bei V2 reduzierte. Diese Lagerverschiebung wurde nur visuell erfasst, da am Süd-Ost-Auflager keine Wegaufnehmer vorhanden waren. Verdeutlicht wird es zum Teil damit, dass W11 und W15 in diesem Lastbereich nahezu keine Verformungen gemessen haben.

Abb. 86 zeigt die Kräfte in den Kraftmessringen in Abhängigkeit der Summe der Pressenkräfte. Es ist zu erkennen, dass die gemessenen Kräfte unterhalb der Fliessgrenze der Querzugstangen waren.

In den beiden Laststufen bei  $F_1 = F_2 = F_3 = 300$  kN und  $F_1 = F_2 = F_3 = 500$  kN wurden Belastungspausen durchgeführt. Die Auswertung der Setzdeformetermessungen sind in Abb. 87 bis Abb. 90 dargestellt.



**Abb. 80** Rissbild nach dem Traglastversuch: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



Abb. 81 Prüfkörper nach dem Traglastversuch, Ansicht von Nord-Ost.



Abb. 82 Prüfkörper nach dem Traglastversuch, Ansicht von Süd-West.



**Abb. 83** Prüfkörper nach dem Traglastversuch, Ansicht entlang des Stegs West von Süd nach Nord.



**Abb. 84** Gemessene Verschiebungen infolge der Summe aller Pressenkräfte von a) W49, b) W50, c) W51, d) W52.



**Abb. 85** Gemessene horizontale Verschiebungen infolge der Summe aller Pressenkräfte a)V1, b) V2, c) W13, d) W12, e) W69.



**Abb. 86** Gemessene Kräfte in den Kraftmessringen infolge der Summe aller Kräfte a) KMR1, b) KMR2, c) KMR3.



**Abb. 87** Hauptverzerrungen auf der Plattenoberseite bei  $F_1 = F_2 = F_3 = 300 \text{ kN}$ .



**Abb. 88** Hauptverzerrungen auf der Plattenunterseite  $F_1 = F_2 = F_3 = 300 \text{ kN}$ .



**Abb.** 89 Hauptverzerrungen auf der Plattenoberseite  $F_1 = F_2 = F_3 = 500 \text{ kN}$ .



**Abb.** 90 Hauptverzerrungen auf der Plattenunterseite  $F_1 = F_2 = F_3 = 500 \text{ kN}$ .

## 6.4 Schlussfolgerungen Bauteilversuch

#### 6.4.1 Ermüdungsversuch

Die Planung, Durchführung und Auswertung eines Bauteilversuchs unter zyklischer Beanspruchung stellt eine enorme Herausforderung dar. Nicht nur der Versuchsträger wurde einer Ermüdungsbeanspruchung unterworfen, sondern auch die gesamte Prüfanlage. Die numerische und grafische Auswertung der grossen Datenmengen gestaltete sich trotz eines erheblichen Automatisierungsgrades aufwändig. Eine weitere Schwierigkeit entstand durch Modellfehler, z. B. die Übertragung der Lagerbedingungen aus dem Rechenmodell auf den Versuchsträger, die sich erheblich auf den Versuchsablauf auswirkten, wie dieser Bauteilversuch exemplarisch zeigte.

Mit dem Festschrauben der Lagerzylinder am Aufspannboden und am Versuchsträger wurden die realen Lagerungsbedingungen gegenüber der Lagerung im Berechnungsmodell derart verändert, dass sich durch die Behinderung der Dilatanz des Versuchsträgers ein Druckmembranspannungszustand v. a. in Längsrichtung ausbilden konnte. Damit wurde die Ermüdungsbeanspruchung der bewusst sehr tief gewählten Plattenlängsbewehrung deutlich reduziert und ein Ermüdungsversagen verhindert.

Unbeabsichtigt wurde mit dem Versuch gezeigt, dass Druckmembranspannungszustände in Stahlbetonbauteilen u. a. die Ermüdungsbeanspruchung der Biegebewehrung erheblich reduzieren. Obwohl das Rissbild sich stetig entwickelte und die Langzeiteinwirkungen und/oder Verbundschädigungen sich während des Versuchs einstellten, konnte keine Ermüdungsschädigung d. h. Ermüdungsbrüche mit Hilfe der Setzdeformetermessung dedektiert werden. Daraus kann geschlossen werden, dass sich ein stabiler Druckmembranspannungszustand einstellen konnte.

Der Vergleich der DMS Messungen mit den Resultaten aus der nichtlinearen FEM-Analyse (vgl. Kapitel 2.4) zeigt, dass ein Membranspannungszustand Ursache für das sehr gute Ermüdungsverhalten des Versuchsträger sein kann. Um den Membranspannungszustand im Rahmen von statischen Überprüfungen in Rechnung stellen zu können, ist jedoch noch intensive Forschungsarbeit notwendig. Da der Membranspannungszustand muss verformungsabhängig ist. der Einfluss von Zwangsbeanspruchungen. Langzeitverformungen wie Schwinden und Kriechen, die Verbundentfestigung, die Biegezugfestigkeit etc. in der Analyse berücksichtigt werden. Einerseits ist der Einfluss dieser Grössen auf den Membranspannungszustand kaum untersucht, andererseits sind die erforderlichen Berechnungsverfahren (nichtlineare FEM-Analyse) in der Schweiz noch wenig anerkannt.

Da kaum Ermüdungsschäden an Stahlbetontragwerken bekannt sind und bei vielen Stahlbeton-Fahrbahnplatten Druckmembranspannungszustände durch die Behinderung Dilatanz erwartet werden können, wäre Berücksichtigung der eine des Druckmembranspannungszustandes in der statischen Analyse hilfreich um Verstärkungsmassnahmen zu minimieren oder gar zu verhindern. Dafür müssen aber die erforderlichen Grundlagen im Rahmen von weiterführenden Forschungsarbeiten erarbeitet werden. Die im Kapitel 2 durchgeführten nichtlinearen FEM-Analysen an einem Fallbeispiel und am Versuchsträger geben erste Hinweise.

#### 6.4.2 Traglastversuch

Nach Abbruch des Ermüdungsversuches wurde der Versuch einer quasi statischen Beanspruchung unterworfen, bis der Bruch eintrat. Es stellte sich ein Schubbruch ein, wobei sich ein globaler Versagensmechanismus ausbildete. Da sich in Querrichtung durch die Rahmentragwirkung ebenfalls ein Druckmembranspannungszustand einstellen konnte, stellen sich generell die gleichen Fragestellungen wie bei einer Ermüdungsbeanspruchung. Auch im Fall der quasi statischen Beanspruchung ist deshalb weiterführende Forschung wünschenswert. 695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

## 7 Verdankungen

Ohne die Unterstützung der Labormitarbeiter des CC Konstruktiver Ingenieurbau (CCKI) und der vielen Masterstudierenden des Instituts Bauingenieurwesen (IBI), die am Versuch mitgearbeitet haben, ist die Durchführung und die Auswertung eines so komplexen Bauteil-Ermüdungsversuches nicht möglich. Wir bedanken uns bei allen recht herzlich für die Unterstützung. Speziell möchte wir uns bei Josephine Fux für die redaktionelle Durchsicht des Berichts bedanken.

Das Departement Technik & Architektur der Hochschule Luzern unterstützte das Forschungsprojekt finanziell sehr grosszügig. Dafür bedanken wir uns sehr.

Der AGB und deren Begleitkommission gebührt Dank für die finanzielle Unterstützung des Projekts, die konstruktiven Diskussionen und die nützlichen Anregungen.

695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

# Anhänge

I	Messresultate aus zyklischen Belastung	103
I.1	Messresultate der Wegaufnehmer	103
1.2	Rissfortschritt	108
1.3	Messungen der Rissweiten	123
1.4	DMS Messungen	129
1.5	Kraftmessringe	134
1.6	Auswertung der Setzdeformetermessungen	138
I.6.1	Nummerierung der Messtrecken	138
1.6.2	Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge F1=300 kN, F2=F3=30 kN	. 143
1.6.3	Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	. 144
1.6.4	Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	. 145
1.6.5	Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge F1=300 kN, F2=F3=30 kN	. 146
1.6.6	Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	. 147
1.6.7	Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	. 148
1.6.8	Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	. 149
1.6.9	Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	150
I.6.10	Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	. 151
I.6.11	Auswertung nach dem 1'500'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	152
I.6.12	Auswertung nach dem 1'500'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	153
1.6.13	Auswertung nach dem 1'500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	154
1.6.14	Auswertung nach dem 2'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	155
1.6.15	Auswertung nach dem 2'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	156
1.6.16	Auswertung nach dem 2'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	157
1.6.17	Auswertung nach dem 2'500'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	158
1.6.18	Auswertung nach dem 2'500'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	. 159
1.6.19	Auswertung nach dem 2'500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	. 160
1.6.20	Auswertung nach dem 3'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	. 161
1.6.21	Auswertung nach dem 3'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	162
1.6.22	Auswertung nach dem 3'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$ .	163
1.0.23	Auswertung nach dem 3 500 000. Lastzyklus infolge $F_1=300$ k/V, $F_2=F_3=30$ k/V	104
1.0.24	Auswertung nach dem 3'500'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	100
1.0.20	Auswertung nach dem 4'000'000 Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$ .	100
1.0.20	Auswertung nach dem 4000 000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	160
1.0.27	Auswertung nach dem $4000000$ . Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	160
1.0.20	Auswertung nach dem 5'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 500 \text{ kN}$ , $F_7 = F_2 = 50 \text{ kN}$ .	170
1.0.23	Auswertung nach dem 5'000'000. Lastzyklus infolge $F_7 = 300 \text{ kN}$ $F_4 = F_2 = 30 \text{ kN}$	171
1.0.30	Auswertung nach dem 5'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ $F_4 = F_2 = 30 \text{ kN}$	172
1.6.32	Auswertung nach dem 6'000'000 Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ $F_2 = 500 \text{ kN}$	173
1.6.33	Auswertung nach dem 6'000'000 Lastzyklus infolge $F_7 = 300 \text{ kN}$ $F_7 = F_3 = 30 \text{ kN}$	174
1634	Auswertung nach dem 6'000'000 Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	175
1.6.35	Auswertung nach dem 7'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ . $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	176
1.6.36	Auswertung nach dem 7'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ . $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	177
1.6.37	Auswertung nach dem 7'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ . $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$ .	178
1.6.38	Auswertung nach dem 8'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ . $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	179
1.6.39	Auswertung nach dem 8'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ . $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	180
1.6.40	Auswertung nach dem 8'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ . $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	181
1.6.41	Auswertung nach dem 9'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ . $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	182
1.6.42	Auswertung nach dem 9'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$ .	183
1.6.43	Auswertung nach dem 9'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}$ , $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$ .	184
1.6.44	Auswertung nach dem 10'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \text{ kN}$ , $F_2=F_3=30 \text{ kN}$	185
1.6.45	Auswertung nach dem 10'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$	186
1.6.46	Auswertung nach dem 10'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$	. 187
	-	

II	Messresultate des Traglastversuchs	188
II.1	Vertikale Verschiebungen	188

II.2	Horizontale Verschiebungen	197
II.3	Kraftmessringe	203
11.4	Rissfortschritt	207

## Messresultate aus zyklischen Belastung



## I.1 Messresultate der Wegaufnehmer

l

**Abb. 91** Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 45, b) W 46, c) W48, d) W47



**Abb. 92** Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 61, b) W 49, c) W53, d) W57



**Abb. 93** Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 62, b) W 50, c) W54, d) W58



**Abb. 94** Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 63, b) W 51, c) W55, d) W59



**Abb. 95** Mit Wegaufnehmern gemessene Verschiebungen: a) W 63, b) W 51, c) W55, d) W59

## I.2 Rissfortschritt



**Abb. 96** Rissbild nach 1 Zyklus: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.


**Abb. 97** Rissbild nach 500k Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 98** Rissbild nach 1.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 99** Rissbild nach 1.5 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 100** Rissbild nach 2.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 101** Rissbild nach 2.5 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 102** Rissbild nach 3.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 103** Rissbild nach 3.5 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 104** Rissbild nach 4.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 105** Rissbild nach 5.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 106** Rissbild nach 6.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 107** Rissbild nach 7.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 108** Rissbild nach 8.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 109** Rissbild nach 9.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 110** Rissbild nach 10.0 Mio. Zyklen: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.

# I.3 Messungen der Rissweiten



Abb. 111 Gemessene Rissweiten an der Stelle 1A-O infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 113 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2A-O infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 114 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2B-O infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 115 Gemessene Rissweiten an der Stelle 3A-O infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 117 Gemessene Rissweiten an der Stelle 1A-U infolge a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>



Abb. 118 Gemessene Rissweiten an der Stelle 1B-U infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 119 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2A-U infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 120 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2B-U infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 121 Gemessene Rissweiten an der Stelle 3A-U infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 122 Gemessene Rissweiten an der Stelle 3B-U infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 123 Gemessene Rissweiten an der Stelle 1A infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 125 Gemessene Rissweiten an der Stelle 3A infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 127 Gemessene Rissweiten an der Stelle 2B infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 129 Gemessene Rissweiten an der Stelle 4A infolge a) F1, b) F2, c) F3







Abb. 131 Gemessene Rissweiten an der Stelle 5A infolge a) F1, b) F2, c) F3



Abb. 132 Gemessene Rissweiten an der Stelle 5B infolge a) F1, b) F2, c) F3

# I.4 DMS Messungen



**Abb. 133** Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 7, b) DMS 6, c) DMS 3



Abb. 134 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 8, b) DMS 5, c) DMS 1



Abb. 135 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 4, b) DMS 2



Abb. 136 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 13, b) DMS 9



Abb. 137 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 15, b) DMS 11



Abb. 138 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 14, b) DMS 10



Abb. 139 Berechnete Spannungen aus den DMS-Messungen: a) DMS 16, b) DMS 12

# I.5 Kraftmessringe



**Abb. 140** Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen (KMR 1 bis 3)



**Abb. 141** Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen (KMR 4 bis 6)



**Abb. 142** Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen 1) KMR 1, 2) KMR 2, 3) KMR 3; a) im zweiten Zyklus, b) im letzten Zyklus



**Abb. 143** Kräfte (min./max.) in den Gewindestangen gemessen in den Kraftmessringen 1) KMR 4, 2) KMR 5, 3) KMR 6; a) im zweiten Zyklus, b) im letzten Zyklus

### I.6 Auswertung der Setzdeformetermessungen

#### I.6.1 Nummerierung der Messtrecken



**Abb. 144** Beispiel der Nummerierung der Messstrecken: a) Plattenoberseite, orthogonal, b) Plattenoberseite, diagonal, c) Plattenunterseite, orthogonal, d) Plattenunterseite, diagonal.

Tab. Mess	<b>16</b> D	efinit nnun	ion nmei	der m	Variabler	n für	r die
orthogonal				diagonal			
A	3	а	1	A	0	а	1
В	86	b	3	В	56	b	3
С	143	с	5	С	112	с	5
D	200	d	7	D	168	d	7
Е	257	е	9	Е	224	е	9
F	314	f	11	F	280	f	11
G	371	g	13	G	336	g	13
Н	428	h	15	Н	392	h	15
I	485	i	17	Ι	448	i	17
J	542	j	19	J	504	j	19
К	599	k	21	К	560	k	21
L	656	Ι	23	L	616	Ι	23
М	713	m	25	М	672	m	25
Ν	770	n	27	Ν	728	n	27
0	827	0	29	0	784	0	29
Р	884	р	31	Р	840	р	31
Q	941	q	33	Q	896	q	33
R	998	r	35	R	952	r	35
S	1055	s	37	S	1008	s	37
Т	1112	t	39	Т	1064	t	39
U	1169	u	41	U	1120	u	41
V	1226	v	43	V	1176	v	43
W	1283	w	45	W	1232	w	45
Х	1340	х	47	Х	1288	х	47
Y	1397	у	49	Υ	1344	у	49
Z	1454	z	51	Z	1400	z	51
AA	1511	aa	53	AA	1456	aa	53
AB	1568	ab	55	AB	1512	ab	55
AC	1625	ac	57	AC	1568		
AD	1682			AD	1624		
AE	1739			AE	1680		



Abb. 145 Nummerierung der orthogonalen Messstrecken auf der Plattenoberseite.



Abb. 146 Nummerierung der diagonalen Messstrecken auf der Plattenoberseite.



#### 695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

Abb. 147 Nummerierung der orthogonalen Messstrecken auf der Plattenunterseite.



Abb. 148 Nummerierung der orthogonalen Messstrecken auf der Plattenunterseite.

### I.6.2 Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge *F*<sub>1</sub>=300 kN, *F*<sub>2</sub>=*F*<sub>3</sub>=30 kN



**Abb. 149** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb. 150** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.

#### I.6.3 Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$



**Abb. 151** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb. 152** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.
# I.6.4 Auswertung nach dem 1. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \text{ kN}, F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$



**Abb. 153** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb. 154** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.

# I.6.5 Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \ kN$ , $F_2=F_3=30 \ kN$



**Abb. 155** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN nach 500'000 Lastzyklen auf der Plattenoberseite.



**Abb. 156** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN nach 500'000 Lastzyklen auf der Plattenunterseite.

### I.6.6 Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 157** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 500'000 Lastzyklen.



**Abb. 158** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 5000'000 Lastzyklen.

#### I.6.7 Auswertung nach dem 500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 159 Hauptverzerrungen** infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 500'000 Lastzyklen.



**Abb. 160** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 500'000 **Lastzyklen**.

# I.6.8 Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \ kN$ , $F_2=F_3=30 \ kN$



**Abb. 161** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN nach 1'000'00 Lastzyklen auf der Plattenoberseite.



**Abb. 162** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN nach 1'000'00 Lastzyklen auf der Plattenunterseite.

# I.6.9 Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1 = F_3 = 30 \ kN$



**Abb. 163** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 1'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 164** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 1'000'000 Lastzyklen.

### I.6.10 Auswertung nach dem 1'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb.** 165 Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 1'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 166** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 1'000'000 Lastzyklen.

# I.6.11 Auswertung nach dem 1'500'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \ kN$ , $F_2=F_3=30 \ kN$



**Abb. 167** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 1'500'000 Lastzyklen.



**Abb.** 168 Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.





**Abb. 169** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 1'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 170** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 1'500'000 Lastzyklen.

#### I.6.13 Auswertung nach dem 1'500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 171** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 1'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 172** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 1'500'000 Lastzyklen.









**Abb. 174** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.15 Auswertung nach dem 2'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 175** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 2'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 176** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'000'000 Lastzyklen.

### I.6.16 Auswertung nach dem 2'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 177** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 2'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 178** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 179** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 2'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 180** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'500'000 Lastzyklen.





**Abb. 181** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 2'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 182** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'500'000 Lastzyklen.

#### I.6.19 Auswertung nach dem 2'500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 183** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 2'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 184** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 2'500'000 Lastzyklen.





**Abb. 185** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 3'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 186** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.21 Auswertung nach dem 3'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 187** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 3'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 188** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 189** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 3'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 190** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.23 Auswertung nach dem 3'500'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \ kN$ , $F_2=F_3=30 \ kN$



**Abb. 191** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 3'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 192** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'500'000 Lastzyklen.





**Abb. 193** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 3'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 194** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'500'000 Lastzyklen.

#### I.6.25 Auswertung nach dem 3'500'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 195** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 3'500'000 Lastzyklen.



**Abb. 196** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 3'500'000 Lastzyklen.





**Abb. 197** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 4'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 198** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 4'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.27 Auswertung nach dem 4'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 199** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 4'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 200** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 4'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 201** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 4'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 202** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 4'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 203** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 5'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 204** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 5'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 205** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 5'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 206** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 5'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.31 Auswertung nach dem 5'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 207** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 5'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 208** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 5'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 209** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 6'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 210** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 6'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.33 Auswertung nach dem 6'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 211** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 6'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 212** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 6'000'000 Lastzyklen.

## I.6.34 Auswertung nach dem 6'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 213** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 6'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 214** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 6'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.35 Auswertung nach dem 7'000'000. Lastzyklus infolge $F_1=300 \ kN$ , $F_2=F_3=30 \ kN$



**Abb. 215** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 7'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 216** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 7'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 217** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 7'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 218** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 7'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.37 Auswertung nach dem 7'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 219** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 7'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 220** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 7'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 221** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 8'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 222** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$ =  $F_3$ = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 8'000'000 Lastzyklen.

#### I.6.39 Auswertung nach dem 8'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 223** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 8'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 224** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 8'000'000 Lastzyklen.




**Abb. 225** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 8'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 226** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 8'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 227** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach dem ersten Lastzyklus.



**Abb. 228** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach dem ersten Lastzyklus.





**Abb. 229** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 9'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 230** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1 = F_3 = 30$  kN  $F_2$  auf der Plattenunterseite nach 9'000'000 Lastzyklen.

## I.6.43 Auswertung nach dem 9'000'000. Lastzyklus infolge $F_3 = 300 \ kN$ , $F_1=F_2=30 \ kN$



**Abb. 231** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 9'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 232** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1 = F_2 = 30$  kN auf der Plattenunterseite nach 9'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 233** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenoberseite nach 10'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 234** Hauptverzerrungen infolge  $F_1$ =300 kN,  $F_2$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 10'000'000 Lastzyklen.

## I.6.45 Auswertung nach dem 10'000'000. Lastzyklus infolge $F_2 = 300 \ kN$ , $F_1=F_3=30 \ kN$



**Abb. 235** Hauptverzerrungen infolge  $F_2 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_3 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 10'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 236** Hauptverzerrungen infolge  $F_2$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_3$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 10'000'000 Lastzyklen.





**Abb. 237** Hauptverzerrungen infolge  $F_3 = 300 \text{ kN}$ ,  $F_1 = F_2 = 30 \text{ kN}$  auf der Plattenoberseite nach 10'000'000 Lastzyklen.



**Abb. 238** Hauptverzerrungen infolge  $F_3$ =300 kN,  $F_1$  =  $F_2$  = 30 kN auf der Plattenunterseite nach 10'000'000 Lastzyklen.

Messresultate des Traglastversuchs



## II.1 Vertikale Verschiebungen

Ш

**Abb. 239** Gemessene Verschiebungen von W45 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 240** Gemessene Verschiebungen von W47 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 241** Gemessene Verschiebungen von W48 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 242** Gemessene Verschiebungen von W49 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 243** Gemessene Verschiebungen von W50 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 244** Gemessene Verschiebungen von W51 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 245** Gemessene Verschiebungen von W52 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 246** Gemessene Verschiebungen von W53 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 247** Gemessene Verschiebungen von W54 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 248** Gemessene Verschiebungen von W55 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 249** Gemessene Verschiebungen von W56 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 250** Gemessene Verschiebungen von W57 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 251** Gemessene Verschiebungen von W58 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 252** Gemessene Verschiebungen von W59 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 253** Gemessene Verschiebungen von W60 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 254** Gemessene Verschiebungen von W61 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 255** Gemessene Verschiebungen von W62 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 256** Gemessene Verschiebungen von W63 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 257** Gemessene Verschiebungen von W64 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.

# II.2 Horizontale Verschiebungen



**Abb. 258** Gemessene Verschiebungen von W69 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 259** Gemessene Verschiebungen von W68 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 260** Gemessene Verschiebungen von W17 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 261** Gemessene Verschiebungen von W15 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 262** Gemessene Verschiebungen von W14 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 263** Gemessene Verschiebungen von W13 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 264** Gemessene Verschiebungen von W12 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 265** Gemessene Verschiebungen von W11 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 266** Gemessene Verschiebungen von W10 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 267** Gemessene Verschiebungen von W9 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 268** Gemessene Verschiebungen von W8 infolge von a)  $F_1$ , b)  $F_2$ , c)  $F_3$ , d) Summe aller Kräfte.



**Abb. 269** Gemessene Verschiebungen von V7 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.

## II.3 Kraftmessringe



Abb. 270 Gemessene Kräfte im KMR1 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



Abb. 271 Gemessene Kräfte im KMR2 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



Abb. 272 Gemessene Kräfte im KMR3 infolge von a) F1, b) F2, c) F3, d) Summe aller Kräfte.



Abb. 273 Gemessene Kräfte im KMR4 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



Abb. 274 Gemessene Kräfte im KMR5 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.



Abb. 275 Gemessene Kräfte im KMR6 infolge von a) F<sub>1</sub>, b) F<sub>2</sub>, c) F<sub>3</sub>, d) Summe aller Kräfte.

# II.4 Rissfortschritt



**Abb. 276** Rissbild nach 300 kN je Presse: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 277** Rissbild nach 500 kN je Presse: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.



**Abb. 278** Rissbild nach dem Traglastversuch: a) Plattenoberseite, b) Plattenunterseite, c) Steg Ost Innenseite, d) Steg West Innenseite, e) Steg West Aussenseite, f) Stirnseite Nord, g) Stirnseite Süd.

695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten

# Literaturverzeichnis

## Weisungen und Richtlinien des ASTRA

[1] Femandez Ruiz, M., Vaz Rodriges, R., Muttoni, A., (2009) "Bemessung und Nachweis der Fahrbahnplatten von Strassenbrücken" (französisch), Bundesamt für Strassen, Bericht Nr. 636, 53 pp.

#### Normen

- International Federation for Structural Concrete (fib), "CEB Model Code 2010 Final Draft, Volume 1", Norm. Lausanne, 2012, 311 pp.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), "Grundlagen der Projektierung von Tragwerken", Norm SIA 260, Zürich, 44 pp.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2014), "Einwirkungen auf Tragwerke", Norm SIA 261, Zürich, 131 pp.
- [5] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), "Betonbau", Norm SIA 262, Zürich, 102 pp.
- [6] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2011), "Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken", Norm SIA 269, Zürich, 28 pp.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), "Erhaltung von Tragwerken -Einwirkungen", Norm SIA 269/1, Zürich, 24 pp.
- [8] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), "Erhaltung von Tragwerken Betonbau", Norm SIA 269/2, Zürich, 44 pp.

#### Dokumentation

- [9] ANSYS Mechanical APDL [online]. Release 14, Canonsburg, USA. 410
- [10] Belletti, B., Walraven, J. C., Trapani, F., (2015) "Evaluation of compressive membrane action effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs", Engineering Structures 95, pp. 25-39. doi:10.1016/j.engstruct.2015.03.043.
- [11] Birkenmaier, M., (1976), "Berücksichtigung der Einflüsse Kriechen und Schwinden bei der Berechnung von Betonkonstruktionen", Birkenhäuser Verlag, pp. 64.
- [12] Boltzmann, L., (1874), "Zur Theorie elastischen Nachwirkungen", Wiener Berichte 3.10.
- [13] Borkowski, G., (2014), "Beitrag zur rechnerischen Überprüfung von Betonhohlkastenbrücken", Dissertation, ISBN: 978-3-8440-2904-8 Technische Universität Hamburg-Harburg Heft 9 der Schriftenreihe vom Institut für Massivbau, Aachen, 241 pp.
- [14] Branson, D., (1977) "Deflection of Concrete Structures", McGraw-Hill, New York.
- [15] Buschmayer, W., Roder, C., Gusia, P. J., (2009), "Erfahrungen bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken", Bautechnik Vol. 86 Heft 3, Berlin, p. 133-141
- [16] Chen, W. F., (1970) "Double Punch Test for Tensile Strengthof Concrete", ACI Journal, Proceedings V. 67, No. 12, Dec., pp. 993-995.
- [17] Culmann, K., (1866) "Die Graphische Statik", Meyer & Zeller, Zürich, doi:10.3931/e-rara-20052.
- [18] Dischinger, F., (1937) "Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken", Der Bauingenieur Heft 33/34, August, pp. 487-520.
- [19] Dischinger, F., (1939) "Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken", Der Bauingenieur Heft 5/6, Februar, pp. 53-63.
- [20] Einpaul, J., Ruiz, M. F., Muttoni, A., (2015) "Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of at slabs", Engineering Structures, 86, pp. 43-57. doi:10.1016/j.engstruct.2014.12.032.
- [21] Heinzmann, D, (2012) ", Stinger-Tafelmodell für Stahlbeton", Tech Rep 341, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich; https://doi.org/10.3929/ethz-a-007600642.
- [22] Kaufmann, W., Marti, P., (1998) "Structural concrete: Cracked membrane model", ASCE Journal of Structural Engineering, 124, pp. 1467-1475. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:12(1467).
- [23] Kollegger, J, (1991) "Algorithmus zur Bemessung von Flächentragwerken unter Normalkraft- und Momentenbeanspruchung", Beton- und Stahlbetonbau 86, Heft 5, S. 114–119.
- [24] Kühn, B., Helmerich, R., Nussbaumer, A., Günther, H.P., Herion, S., (2008) ", Beurteilung bestehender Stahltragwerke: Empfehlung zur Abschätzung der Restnutzungsdauer", Stahlbau, Nr. 77, 595- 607 pp.

- [25] Linkwitz, K., (1961) "Fehlertheorie und Ausgleich von Streckennetzen nach der Theorie elastischer Systeme", Dissertation Technische Hochschule München, Heft Nr. 46, Verlag der Bayerischen Akademie der Wissenschaften, München, pp. 69
- [26] Malisia, F., (2018) "Berechnung von Druckmembranen in Stahlbetonbauteilen mit Hilfe der nichtlinearen FEM", Masterthesis, Hochschule Luzern – Technik & Architektur, 2018, 59 pp..
- [27] Marti, P., (1989), "Size Effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders", ACI Materials Journal, Vol. 86, No. 6, Nov.-Dec., pp. 567-601
- [28] Marti, P., (1999) "Autographie Stahlbeton GZ II", Tech. Rep. Vorlesung, Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zürich.
- [29] Marti, P., (1986) "Staggered shear design of simply supported concrete beams", Journal Proceedings, 83, pp. 36-42. doi:10.14359/10740.
- [30] Marti P. (1990) "Design of concrete slabs for transverse shear", ACI Structural Journal, 87(2):180–90. http://dx.doi.org/10.14359/3137.
- [31] Meystre, T., Hirt, A., (2006), "Überprüfung bestehender Strassenbrücken mit aktualisierten Strassenlasten" (deutsch), Bundesamt für Strassen, 80 pp.
- [32] Miner, M. A., (1945), "Cumulative Damage in Fatigue", Journal of Applied Mechanics, Transactions of the ASME, Vol. 12, No. 9, September, A159-A164 pp.
- [33] Mojsilović, N., Marti, P., (1994), "Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 203, pp. 91
- [34] Nielsen, M.P., (1999) "Limit Analysis and Concrete Plasticity", 2nd edition, CRC Press, New York, 908 pp.
- [35] Palmgren, A., (1924), "Die Lebensdauer von Kugellagern", Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 68, Nr. 14, April, 339-341 pp.
- [36] Raphael, J., (1984) "Tensile strength of concrete", ACI Journal Proceedings, 81, pp. 158-165. doi:10.14359/10653.
- [37] Ritz, P., (1978) "Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund", Tech. rep. 80, Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zürich. doi:10.3929/ethz-a-000146251.
- [38] Sargin, M., (1971) "Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections", Tech. Rep., Solid Mechanics Division, University of Waterloo.
- [39] Schneider, K.-J., (2001), "Bautabellen für Ingenieure", Werner Verlag,
- [40] Seelhofer H., (2009) "Ebener Spannungszustand im Betonbau", Tech Rep 320, Institut f
  ür Baustatik und Konstruktion, ETH Z
  ürich. http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-006060237.
- [41] Sigrist, V., Marti, P., (1994) ", Ductility of structural concrete: A contribution", Workshop on Development of EN 1992 in Relation to New Research Results and to the CEB-FIP Model Code 1990, Czeck Technical University, Prague, pp. 211-223.
- [42] Thoma, K., Roos, P., Weber, M., (2014) "Finite-Elemente-Analyse von Stahlbetonbauteilen im ebenen Spannungszustand", Beton und Stahlbeton, 109, pp. 275-283. doi:10.1002/best.201300087.
- [43] Thoma, K., Roos, P., Borkowski, G., (2014) "Finite Elemente Analyse von Stahlbetonplatten", Betonund Stahlbetonbau, 109, pp. 895-904. doi:10.1002/best.201400047.
- [44] Thoma, K., (2018) "Finite Element Analysis of Experimentally Tested RC and PC Beams Using the Cracked Membrane Model", Engineering Structures, 167, pp. 592-607. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.04.010
- [45] Thoma, K., Malisia, F., (2018) "Compressive Membrane Action in RC One-way Slabs", Engineering Structures, 171, pp. 395-404. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.051
- [46] R. Ullner, (2011) "Verbundverhalten von Litzenspanngliedern mit nachträglichem Verbund", Tech. Rep. 308, Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zürich. doi:10.3929/440ethz-a-005704367.
- [47] Urweider, T., Thoma, K., (2011), "Ermüdungsversuch an einer Brückenfahrbahnplatte", Versuchsbericht, Hochschule Luzern – Technik & Architektur, Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau, 130 pp.

# **Projektabschluss**



Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Bundesamt für Strassen ASTRA

## FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK Formular Nr. 3: Projektabschluss

Version vom 09.10.2013

erstellt / geändert am: 29.04.2018

## Grunddaten

Projekt-Nr.:	ABG 2010-001
Projekttitel:	Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten
Enddatum:	30.05.2018

## Texte

Zusammenfassung der Projektresultate:

Bauteilversuch:

Der durchgeführte Ermüdungsbauteilversuch mit simulierter Wanderlast konnte erfolgreich durchgeführt werden. Weil nach 10 Millionen aufgebrachten Lastzyklen kein Ermüdungsversagen einzelner Betonstähle festgestellt werden konnte, wurde der Versuchskörper schlussendlich statisch zu Bruch (Querkraftversagen) gefahren. Die im Verlauf des Versuchs applizierten DMS-Messungen an Betonstählen zeigten deutlich, dass die am Versuch gemessenen deutlich tiefer als die rechnerisch bestimmten Spannungsamplituden waren. Insgesamt zeigten die durch die Ermüdungslast direkt beanspruchten Bauteile (Platte) ein deutlich besseres Ermüdungsverhalten als auf Grund der Verbemessung erwartet werden konnte.

## Versuchsnachrechnung:

Unter Berücksichtigung einiger theoretischen Betrachtung mit Hilfe von NLFE-Analysen an Stahlbeton-Plattenstreifen wird in einem ersten Schritt der Einfluss von Druckmembranspannungen auf den Lastabtrag und einiger ausgewählter Grössen z.B. der Stahlspannung am Riss diskutiert. Mit Hilfe einer Parameterstudie kann gezeigt werden, dass schon kleine Behinderungen der Dilatanz infolge Reissen des Querschnitss von Stahlbetonbauteilen einen wesentlichen Einfluss auf den Kraftfluss und auf die Stahlspannungen am Riss haben. Im Weiteren wurde der Versuchsträger mit Hilfe einer NLFE-Analyse hinsichtlich der Behinderung der Dilatanz untersucht. Die Analyse zeigt, dass die am Versuch behinderte Lagerverformung ausreichte, dass der daraus resultierende Membranspannungszustand die Stahlspannungen deutlich reduzierte, sodass ein Ermüdungsversagen unwahrscheinlich wird. Der Vergleich der DMS-Messungen mit den Analyseresultaten zeigt eine gute Übereinstimmung. Abschliessend sind einige Hinweise zur Schalensteifigkeit in Funktion der Beanspruchung gegeben.

## Erkenntnisse:

1) Der Bauteilversuch und die theoretischen Erkenntnisse belegen, dass schon kleine Behinderungen der Dilatanz von gerissenen Stahlbetonbauteilen einen Druckmembranspannungszustand erzeugen kann, welcher im Falle einer Ermüdungsbeanspruchung die Stahlspannungsamplitude signifikant reduziert. Das Ermüdungsverhalten des Bauteils verbessert sich deutlich.

2) Die Auswertung der Schalensteifigkeiten für verschiedenen Beanspruchungszustände zeigt, dass diese stark von verschiedenen Einflüssen wie die Membranspannungen, die Biegezugfestigkeit etc. abhängig ist. Soll z.B. der Membranspannungszustand eines Tragwerks berücksichtigt werden, ist eine NLFE-Analyse zielführend.



Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Bundesamt für Strassen ASTRA

## Zielerreichung:

Die Ziele bezüglich:

Versuchsdurchführung wurden mehrheitlich erreicht.

Es war geplant zwei Versuchskörper zu prüfen, was aber auf Grund des hohen zeitlichen und finanziellen Aufwandes bei der Durchführung des ersten Versuchs nicht mehr möglich war. Erwartet wurde ein Ermüdungsversagen von Bewehrungsstäben nach 2 Millionen Lastzyklen - nach 10 Millionen Lastzyklen musste der Versuch abgebrochen werden. Generell darf der Versuch als Erfolg gewertet werden, da damit der positive Einfluss von Druckmembransspannungen auf das Ermüdungsverhalten des Versuchskörpers experimentell bestätigt wurde.

• Mit der Nachrechnung des Versuches mit Hilfe der NLFE konnten wesentliche Erkenntnisse hinsichtlich der Interpretation von Membranspannungszuständen und der Auswirkungen auf den Lastabtrag erzielt werden. Zudem konnten Hinweise zur Schalensteifigkeit in Funktion der Beanspruchung gemacht werden. Insgesamt konnten die theoretischen Fragestellungen mehrheitlich beantwortet werden.

Folgerungen und Empfehlungen:

### Folgerungen für die Praxis:

Die Ausführungen am Fallbeispiel und die Nachrechnung am Versuchsträger zeigen, dass die Berücksichtigung des Membranspannungszustandes einen positiven Einfluss auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung hat. Dabei sollten die wesentlichen Einflussfaktoren, welche v. a. die Steifigkeit des Systems beeinflussen (Biegezugfestigkeit des Betons, Verbundsteifigkeiten, Rissabstand, Zwangsbeanspruchungen etc.), vorsichtig geschätzt und die Schnittkräfte und Spannungen der Bewehrungen mit Hilfe einer nichtlinearen FEM-Analyse berechnet werden. Zudem sollte der Einfluss der Modellierung des Systems (z. B. der Lagerung) vertieft untersucht werden. Kleine Änderungen in den Lagersteifigkeiten können den Membranspannungszustand und die resultierenden Schnittkräfte und Stahlspannungen signifikant beeinflussen.

### Folgerungen für die Wissenschaft:

Generell lassen die im Rahmen dieses Forschungsprojekts getätigten Untersuchungen und publizierte Forschungsergebnisse den Schluss zu, dass Systeme mit einer Behinderung der Dilatanz zum Teil erhebliche Traglastreserven aufweisen. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde der Einfluss eines Membranspannungszustandes auf die Ermüdungsbeanspruchung der Bewehrung untersucht. Es kann aber vermutet werden, dass z. B. der Schubwiderstand von Platten, der Durchstanzwiderstand oder aber auch die Biegetragsicherheit von Platten durch eine Behinderung der Dilatanz erheblich gesteigert werden können. Der Einfluss der im Rahmen dieser Untersuchung angesprochenen Parameter auf den Membranspannungszustand und die Auswirkungen auf deren Traglastreserven ist jedoch kaum experimentell untersucht. Zudem sollten Langzeiteinflüsse wie Schwinden/Kriechen und Zwangsbeanspruchungen in Bezug auf den Membranspannungszustand im Detail untersucht werden. Ausserdem wäre es von hohem Interesse, die Überlegungen am Plattensstreifen auf Flächentragwerke zu übertragen.

### Publikationen:

K. Thoma, F. Malisia, Compressive Membrane Action in RC One-way Slabs, University of Applied Sciences and Arts, Lucern, Switzerland (in preperation for Publication)

## Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Thoma

Vorname: Karel

Amt, Firma, Institut: Hochschule Luzern - Technik & Architektur, Luzern, CC Konstruktiver Ingenieurbau

## Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:

Karel Thoma

Forschung im Strassenwesen des UVEK: Formular 3

Seite 2/3



Schweizerische Eidgenossenschaft Confédération suisse Confederazione Svizzera Confederaziun svizra Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK Bundesamt für Strassen ASTRA

# FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Beurteilung der Tragsicherheit im Grenzzustand der Ermüdung ist bei Fahrbahnplatten aus Stahlbeton mit verschiedenen Unsicherheiten behaftet. Für die Ermittlung der Vergleichsspannungen in den massgebenden Bewehrungslagen sind sowohl die Einwirkungsmodelle als auch die mechanischen Modelle zu deren Ermittlung noch nicht abschliessend geklärt. Die Erforschung letzterer Fragestellung war das Kernziel der vorliegenden Arbeit, wofür eine experimentelle Arbeit an drei Versuchskörpern geplant war. Wie sich während des Projektablaufs zeigte, entwickelte sich die Durchführung des ersten Versuchs nicht wie vorgesehen und es konnte, trotz einer ausserordentlich hohen Lastwechselzahl, kein Ermüdungsversagen beobachtet werden. Deshalb wurde in Absprache mit der BK aus Kostengründen auf die anderen Versuche zugunsten einer vertieften Untersuchung am ersten Versuchskörper verzichtet. Am Versuchkörper wurden deutlich geringere Stahlspannungen beobachtet als dies gemäss Biegetheorie vorhergesagt wurde. Auf der Basis der gewonnenen Erkennthisse wurde der günstige Einfluss der Membranspannungen mit einem dafür erarbeiteten nichtlinearen FE - Modell nachgewiesen. Die Übereinstimmung des Modells mit den Versuchsresultaten war sehr zufriedenstellend.

### Umsetzung:

Die am Versuch festgestellte Beeinflussung der Stahlspannung durch Membranwirkung konnte mit Hilfe von nichtlinearen FE-Berechnungen quantifiziert werden. Wie sich zeigte, eignet sich das vorgeschlagene Elementmodell relativ gut für Vorhersagen und es könnte auch für detaillierte Überprüfungen von Tragwerken verwendet werden, sofern die Membrantragwirkung einen massgeblichen Einfluss auf die Stahlspannungen haben kann. Es ist allerdings zu bemerken, dass das Modell anhand des einen Versuchs noch nicht hinreichend validiert ist, weshalb bei der Anwendung noch etwas Vorsicht geboten ist.

weitergehender Forschungsbedarf:

Es wurde erkannt, dass die Beeinflussung der Stahlspannungen durch Membranspannungen mit Hilfe von nichtlinearen FE - Modellen abgeschätzt werden kann. Das verwendete Modeli ist für globale Grössen (z.B. Last-Verformung, etc.) verifiziert, für iokale Grössen (z.B. Verzerrungen, Stahlspannungen etc.) hingegen wurden nur vereinzelt Versuchs-Nachrechnungen durchgeführt. Die Anwendung des Modells sollte deshalb der notwendigen Vorsicht erfolgen.

Um die Anwendbarkeit solcher Modelle in der Praxis zu ermöglichen, sollten diese anhand von experimentell gewonnenen Versuchsdaten validiert werden. Dies könnte Gegenstand einer weitergehenden Forschungsarbeit sein.

Einfluss auf Normenwerk:

-

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Fürst

Vorname: Armand

BEC

Amt, Firma, Institut: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Eyhalde 2, 4912 Aarwangen

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Forschung im Strassenwesen des UVEK: Formular 3

Seite 3/3

695 | Ermüdung von vorwiegend auf Biegung beanspruchter Fahrbahnplatten
## Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Verzeichnis der in der letzten Zeit publizierten Schlussberichte ist unter <u>www.astra.admin.ch</u> (*Dienstleitsung --> Forschung im Strassenwesen --> Downloads --> Formulare*) herunterzuladen und an dieser Stelle einzufügen.