

Forschung und Entwicklung

Recherche et développement

Research and development



Comportement structural de poutres ajourées en béton fibré à hautes performances

Structural behaviour of cellular beams in high performance concrete

René Suter, João Tomás, Lionel Moreillon

Introduction

Dans le cadre d'un important programme de recherche sur les bétons fibrés à hautes performances, l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg a procédé à des études théoriques et expérimentales sur des poutres précontraintes avec des ouvertures circulaires (Fig. 1). Ces poutres à ouvertures circulaires, nommées également poutres ajourées, sont de plus en plus demandées par les exigences de la pratique afin de permettre le passage de conduites techniques.

Pour la construction en acier, des poutres ajourées sont réalisées avec succès depuis des décennies. Pour la construction en béton, les ouvertures nécessitent des dispositions d'armatures de cisaillement et de traction oblique compliquées et difficiles à mettre en place (Fig. 2). Il paraît donc intéressant de remplacer cette armature de cisaillement, partiellement ou totalement, par l'ajout de fibres métalliques. Dans certains cas, il sera même opportun de réaliser des

Introduction

As part of an extensive research program on high-performance fibre-reinforced concrete (HPFRC), the University of Applied Sciences (UAS) of Fribourg has carried out a theoretical and experimental study on prestressed beams with circular openings (Fig. 1). Such circular openings are increasingly in demand due to practical requirements of allowing the passage of service pipes.

In steel construction cellular beams have been used for decades. Regarding concrete beams, such openings require the provision of both shear and diagonal tension reinforcement, which are complicated and difficult to implement (Fig. 2). Therefore, it is of interest to replace the shear reinforcement, partially or totally, by the addition of fibres. Occasionally, it is even possible to make prestressed beams in ultra-high performance fibre-reinforced concrete. In order to analyse this problem, two experimental studies were performed. The first, PU, consist-

poutres en béton fibré ultra-performant.

Pour analyser ce problème, deux études expérimentales ont été effectuées. La première étude PU comprenait cinq poutres en béton fibré ultra-performant (BFUP) et la deuxième étude PH sept poutres en béton fibré à hautes performances (BFHP). L'objectif de ces deux études était d'analyser le comportement de poutres ajourées dans les états limites de service (ELS) et ultime (ELU).

Etude expérimentale PU

Description des essais

Les cinq poutres de la première étude expérimentale PU ont été réalisés dans les usines de préfabrication MFP SA à Cheyres dans un coffrage métallique qui avait été conçu pour la fabrication des poutres de toiture recouvrant le nouveau Musée Olympique à Lausanne (architecte: Brauen & Wälchli; ingénieur: Muttoni & Fernández). Le BFUP de type BSI (Béton Spécial industriel), développé par l'entreprise Eiffage SA



Fig. 1
Poutres ajourées précontraintes.
Prestressed beams with circular openings.



Fig. 2
Armature passive autour des ouvertures.
Ordinary reinforcement around the openings.

Specimen	Openings ø [mm]	Prestressing force P_0 [kN]	Fibre dosage [kg/m³]
PU1	–	4 x 125	240
PU2	400	4 x 125	240
PU3	500	4 x 125	240
PU4	500	4 x 175	240
PU5	600	4 x 125	240

Fig. 3

Caractéristiques des poutres, étude PU.
Main properties of tested beams (UHPFRC).

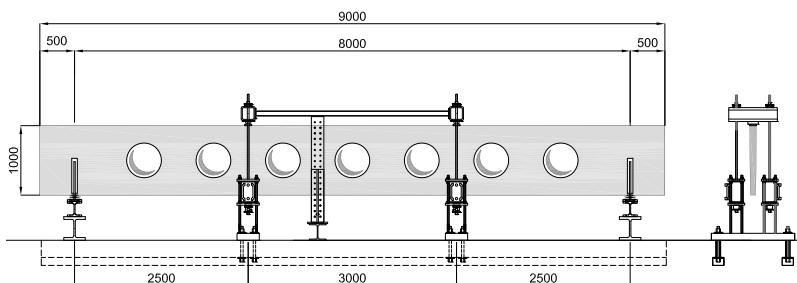


Fig. 4

Dispositif d'essai.

Experimental set-up for UHPFRC beams.

Specimen	Ultimate load F_u [kN]	$\frac{F_u - F_u(\text{Ref.})}{F_u(\text{Ref.})}$	Failure	Mid-span deflection δ_u [mm]
PU1 (Ref.)	587	–	Bending	62,3
PU2	625	+5%	Bending	78,8
PU3	519	-16%	Shear	59,0
PU4	531	-15%	Shear	45,0
PU5	418	-30%	Shear	44,7

Fig. 5

Charges et déplacements de ruine, étude PU.

Experimental ultimate loads and associated mid-span displacements (UHPFRC).

ed of five beams in ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) and the second, PH, consisted of seven beams in high performance fibre-reinforced concrete (HPFRC). The objective of these two studies was to analyse the behaviour of cellular beams in service (SLS) and ultimate limit states (ULS).

Experimental study PU

Description of the load tests

The five beams of the first experimental study PU were made at the precast plant of MFP Prefabrication SA at Cheyres in a framework which has been designed

présentait une résistance à la compression sur cylindre f_{cm28} de 180 MPa et un module d'élasticité E_{cm28} de 58 GPa. Les poutres avaient une longueur de 9,00 m, une hauteur de 1000 mm et une épaisseur de 80/100 mm. L'armature de flexion était composée de quatre torons précontraints de 0,6"; trois de ces torons étaient placés en inférieur et un toron en supérieur. Les paramètres variables étaient le diamètre des ouvertures et le taux de précontrainte. Les cinq poutres ont été soumises à des essais de charge 4-points par l'application de deux charges concentrées et espacées

for the roof elements of the new Olympic Museum in Lausanne (architect: Brauen & Wälchli; engineer: Muttoni & Fernández). The UHPFRC of the type ISC (Industrial Special Concrete), developed by Eiffage SA, had a compressive cylinder strength f_{cm28} of 180 MPa and a Young's modulus E_{cm28} of 58 GPa. The beams had a length of 9.00 m, a height of 1000 mm and a thickness of 80/100 mm. The bending reinforcement consisted of three bottom prestressed strands of 0.6" and one top strand of 0.6". The variable parameters were the diameter of the openings and the intensity of the prestressing. The five beams were subjected to a 4-point load test by applying two concentrated loads, which were spaced 3.00 m apart. Figure 3 shows the characteristics of each beam tested and Figure 4 illustrates beam's geometry as well as the experimental set-up.

Test results

Beam PU1 exhibited a bending failure with concrete crushing in the compressed zone (Fig. 5). The elevated fibre dosage limited the formation of diagonal cracking and avoided a shear rupture (Fig. 7a). For the beam PU2, a bending failure mechanism was also observed (Fig. 7b). Thus, it may be stated that $\varnothing=400$ mm openings did not influence significantly the ultimate shear strength. The failure load of 625 kN was even superior to the one of the reference beam PU1 (587 kN), due to more favourable fibre orientation in the rupture section.

The two beams PU3 and PU4 exhibited shear failure mechanisms caused by shear and the presence of openings (Fig. 8). The failure load was reduced to 519 kN and 531 kN for beams PU 3 and PU 4, respectively. Thus, a 30% increase in the prestressing force led to a 2% gain in the failure load, but a 25% reduction on the mid-span deflection. For the beam PU5, with $\varnothing=600$ mm openings, a greater decrease of the failure load was observed, reaching 418 kN with a failure mechanism similar to that of a Vierendeel beam.

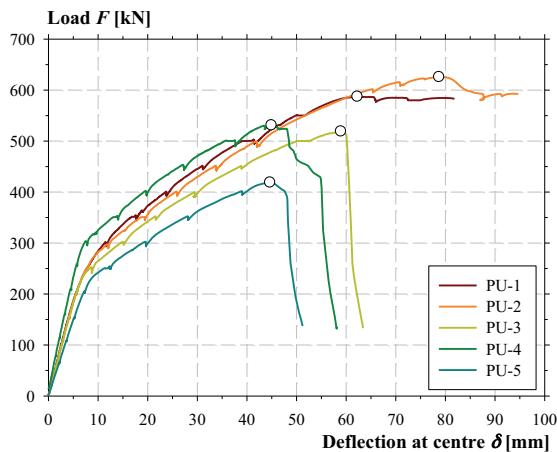


Fig. 6
Courbe force-déformation, étude PU.
Load-deflection relationship (UHPFRC).

de 3,00 m. La Figure 3 donne les caractéristiques des différents éléments d'essai; la Figure 4 illustre la géométrie des poutres ainsi que le dispositif d'essai.

Experimental study PH

Description of the load tests

The seven members of the PH study were fabricated at the precast plant of Element SA in Tavel.

Résultats des essais de charge

La poutre PU1 a subi une rupture à la flexion avec un écrasement du béton comprimé (Fig. 5). Le dosage en fibres élevé a limité la formation de fissures obliques et a permis d'éviter une rupture au cisaillement (Fig. 7a). Pour la poutre PU2, on a également observé une rupture à la flexion (Fig. 7b). Les ouvertures de 400 mm n'ont donc pas influencé de façon significative la résistance au cisaillement. La charge de ruine de 625 kN a même été supérieure à celle de la poutre de référence PU1 (587 kN), en raison d'une orientation plus favorable des fibres dans la membrure tendue.

Les deux poutres PU3 et PU4 ont subi une rupture au cisaillement avec une fissuration dictée par l'effort tranchant et la présence des ouvertures (Fig. 8). La charge



Fig. 7
Rupture des poutres PU1 (a) et PU2 (b).
Cracking pattern at failure of PU1 (a) and PU2 (b).

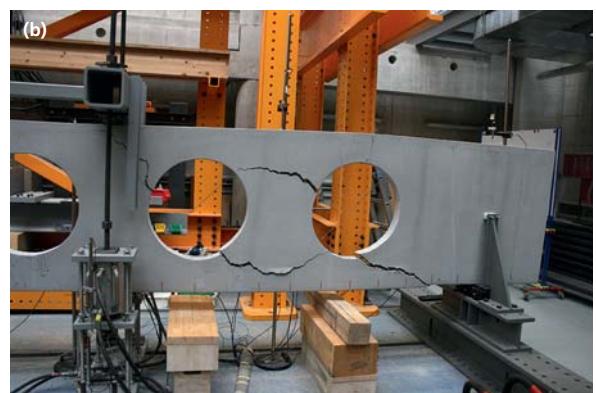


Fig. 8
Rupture des poutres PU3 (a) et PU5 (b).
Cracking pattern at failure of PU3 (a) and PU5 (b).

There was a specific mix design for this study. The specifications were self-compacting concrete, a compressive strength of 80 MPa and a fibre dosage type Dramix 5D of 30 and 40 kg/m³. The proposed concrete had a compressive cylinder strength f_{cm28} of 90.8 MPa and a Young's modulus E_{cm28} of 44.2 GPa. The beams had a length of 9.00 m, a height of 1000 mm and a thickness of 160 mm. The bending reinforcement consisted of six prestressed bottom strands of 0.6" and two top strands of 0.6". The variable parameters are the diameter of the openings, the fibre dosage, the intensity of the prestressing and the presence of shear reinforcement. The seven beams were subjected to the same 4-point load test by applying two concentrated loads, spaced 3.00 m apart (Fig. 4). Figure 9 shows the characteristics of each different tested beam.

Test results

For the PH study, all the beams exhibited a shear failure mechanism (Fig. 10). The fibre dosage of 30 kg/m³ does not provide enough resistance to withstand concentrated loads. For the reference beam PH1, diagonal cracking (30°), between the support and the location where the load is applied, is formed abruptly and led to a violent collapse (830 kN) due to a shear failure along with concrete crushing. For the PH2 beam, the cracking pattern is influenced by the presence of openings (Fig. 13). The failure load is reduced to 560 kN, which corresponds to 33% loss when compared to the reference beam.

Acknowledgements

These theoretical and experimental studies were financed by a research fund of the University of Applied Sciences, Fribourg. They were supported by several companies: for the UHPFRC beams, MFP Préfabrication SA and BSI Eiffage SA, for the HPFRC beams, Element SA, Bekoert SA and Sika SA. The authors wish to sincerely thank all these companies for their generous support of this research.

Specimen	Openings ø [mm]	Prestressing force P_0 [kN]	Fibre dosage [kg/m ³]	Shear reinforcement
PH1	–	8 x 125	30	–
PH2	400	8 x 125	30	–
PH3	500	8 x 125	30	–
PH4	500	8 x 125	40	–
PH5	500	8 x 175	30	–
PH6	500	8 x 125	30	2 x ø16 (diagonal –45°)
PH7	500	8 x 125	30	3 x ø10 (vertical)

Fig. 9
Caractéristiques des poutres, étude PH.
Main properties of tested beams (HPFRC).

Specimen	Ultimate load F_u [kN]	$\frac{F_u - F_u(\text{Ref.})}{F_u(\text{Ref.})}$	Failure	Mid-span deflection δ_u [mm]
PH1 (Ref.)	830	–	Shear	64,1
PH2	560	-33%	Shear	31,8
PH3	390	-53%	Shear	24,9
PH4	380	-54%	Shear	32,3
PH5	436	-48%	Shear	20,1
PH6	869	+5%	Shear	58,4
PH7	696	-16%	Shear	56,6

Fig. 10
Charges et déplacements de ruine, étude PH.
Experimental ultimate loads and associated mid-span displacements (HPFRC).

de rupture était réduite à 519 kN pour la poutre PU3 et à 531 kN pour la poutre PU4. L'augmentation de la précontrainte de 30% a ainsi eu pour effet une augmentation de la charge de ruine de 2%, mais une réduction de la flèche de 25%. Pour la poutre PU5, avec des ouvertures de 600 mm, on a observé une nette diminution de la charge ultime à 418 kN. En outre, le mécanisme de ruine correspondait à celui d'une poutre Vierendeel.

Etude expérimentale PH

Description des essais

Les sept éléments d'essai de la deuxième étude PH ont été réalisés en béton autoplaçant à hautes performances dans les usines de préfabrication Element SA à Tavel. Le béton, proposé par Element SA, présentait une résistance à la compression sur cylin-

For beams PH3 and PH4, the failure loads were 390 kN and 380 kN, respectively. Thus, the increase in the fibre dosage did not increase the beam's ultimate strength, which may be explained by a less favourable fibre distribution in the tensile zone. For the beam PH5, where the prestressing force was increased by 30%, the failure load reached 436 kN, corresponding to a 12% gain when compared to beam PH3.

For beams PH6 and PH7, which include shear reinforcement, the behaviour and the beam's ultimate strength were improved. As a result, the collapse load of 869 kN for beam PH6, had diagonal reinforcement, and of 696 kN for beam PH7, with conventional vertical stirrups. Thus, beam PH6 evidenced a failure load slightly higher than the reference beam. For beam PH7, the large openings

dre f_{cm28} de 90,8 MPa et un module d'élasticité E_{cm28} de 44,2 GPa. Pour ce béton, des fibres métalliques de type Dramix 5D dans des dosages de 30 et 40 kg/m³ ont été utilisées. Les poutres avaient également une longueur de 9,00 m et une hauteur de 1000 mm. L'épaisseur était augmentée à 160 mm. L'armature de flexion était composée de huit torons précontraints de 0,6"; six de ces torons étaient placés en inférieur et deux en supérieur. Les paramètres variables étaient le diamètre des ouvertures, le dosage en fibres, le taux de précontrainte et la présence d'une armature de cisaillement (Fig. 9).

Résultats des essais de charge

Pour l'étude expérimentale PH, toutes les poutres ont subi une rupture au cisaillement (Fig. 10). Le dosage en fibres de 30 kg/m³ ne permettait pas d'apporter une résistance suffisante pour reprendre les charges concentrées. Pour la poutre de référence PH1, une fissure, partant de l'introduction de la charge vers les appuis, sous un angle de 30° environ, s'ouvrait fortement. Elle provoquait, pour une charge de 830 kN, une rupture brutale au cisaillement, accompagné d'un écrasement de la table de compression en pointe de la fissure diagonale. Pour la poutre PH2, le réseau des fissures obliques était influencé par la présence des ouvertures (Fig. 13). La charge de rupture baissait à 560 kN, ce qui correspondait à une perte de 33% par rapport à la poutre de référence.

Pour les poutres PH3 et PH4, les charges de rupture étaient de 390 kN, resp. 380 kN. L'augmentation du dosage en fibres n'avait donc pas apporté d'augmentation de la charge de rupture ce qui peut s'expliquer par une répartition moins favorable des fibres dans la partie tendue. Pour la poutre PH5 où la précontrainte était augmentée de 30%, la charge de rupture montait à 436 kN, soit une augmentation de 12% par rapport à la poutre PH3. Pour les poutres PH6 et PH7, dans lesquelles une armature de cisaillement était intégrée, le compor-

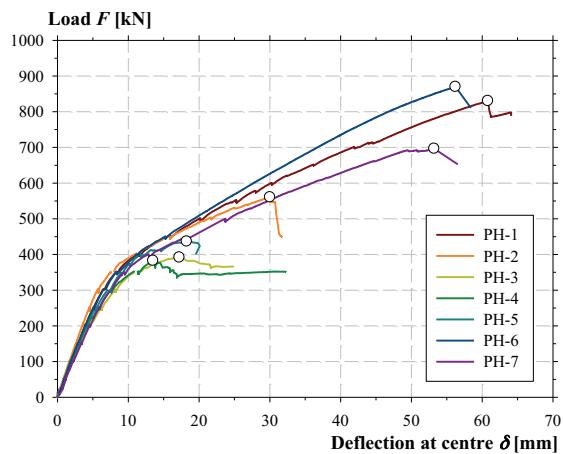


Fig. 11
Courbe force-déformation, étude PH.
Load-deflection relationship (HPFRC).

and the shear reinforcement located in the intermediate zones led to a failure mechanism similar to that of a Vierendeel beam, with a shift in a circular opening.

Conclusions

The theoretical and experimental studies carried out on twelve pre-stressed high and ultra-high performance fibre-reinforced concrete (HPFRC and UHPFRC) cellular beams showed a very promising behaviour, which increases the interest in using these structural elements.

Cellular beams in UHPFRC seem particularly interesting in supporting low to medium distributed loads, where their slenderness and lightness are particularly aesthetic. For higher loads, the use of cellular beams in HPFRC is more suitable. In the presence of concentrated loads, it is necessary to resort to a simplified shear reinforcement, which proved to

tement s'améliorait fortement. La charge de ruine atteignait 869 kN pour la poutre PH6 avec une armature relevée à 45° et 696 kN pour la poutre PH7 avec des étriers verticaux conventionnels. La poutre PH6 accusait ainsi une charge de ruine légèrement supérieure à la poutre de référence. Pour la poutre PH7, les grandes ouvertures et le renforcement des zones de béton intermédiaires provoquaient un mécanisme de ruine d'une poutre Vierendeel, avec rupture des membrures au niveau d'une ouverture.

Conclusions

Les études théoriques et expérimentales sur douze poutres ajourées en béton fibré à hautes et à ultra-hautes performances (BFHP et BFUP) ont mis en évidence un comportement très prometteur qui suscite un intérêt majeur pour l'emploi de ces éléments de structure.

Les poutres ajourées en BFUP paraissent surtout intéressantes pour des charges réparties faibles à moyennes, où leur élancement et leur légèreté offrent une esthétique particulière. Pour des charges plus élevées, l'emploi de poutres ajourées en BFHP sera mieux adapté. En présence de charges concentrées, il sera nécessaire de faire appel à une armature de cisaillement simple sous forme d'étriers qui s'est avéré très efficace. Les fibres métalliques permet-

Remerciements

Les études théoriques et expérimentales ont été financées par un crédit de recherche de l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg. Elles ont été soutenues par différents partenaires industriels: pour les éléments en BFUP, les entreprises MFP Préfabrication SA et BSI Eiffage SA; pour les éléments en BFHP, les entreprises Element SA, Bektaert SA et Sika SA. Les auteurs tiennent à remercier ces entreprises pour leur soutien aux projets de recherche.

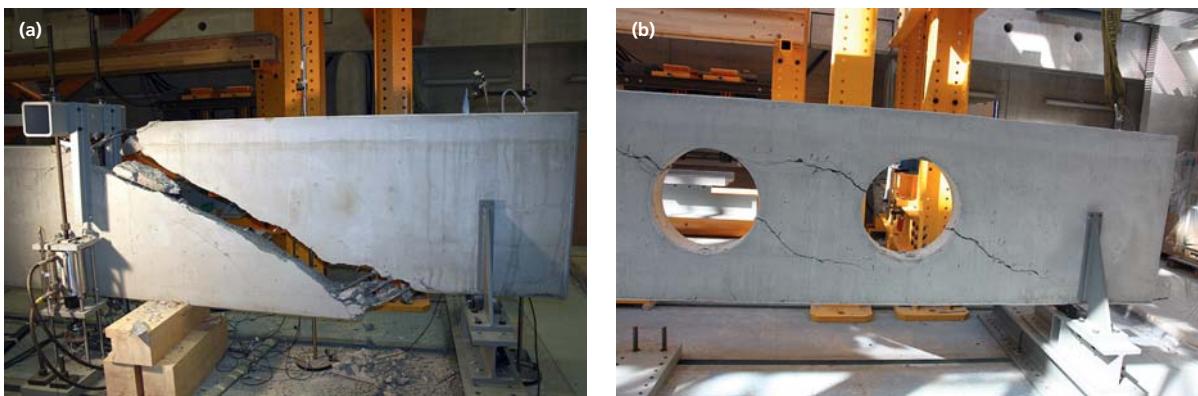


Fig. 12

Rupture des poutres PH1 (a) et PH4 (b).

Cracking pattern at failure of PH1 (a) and PH4 (b).

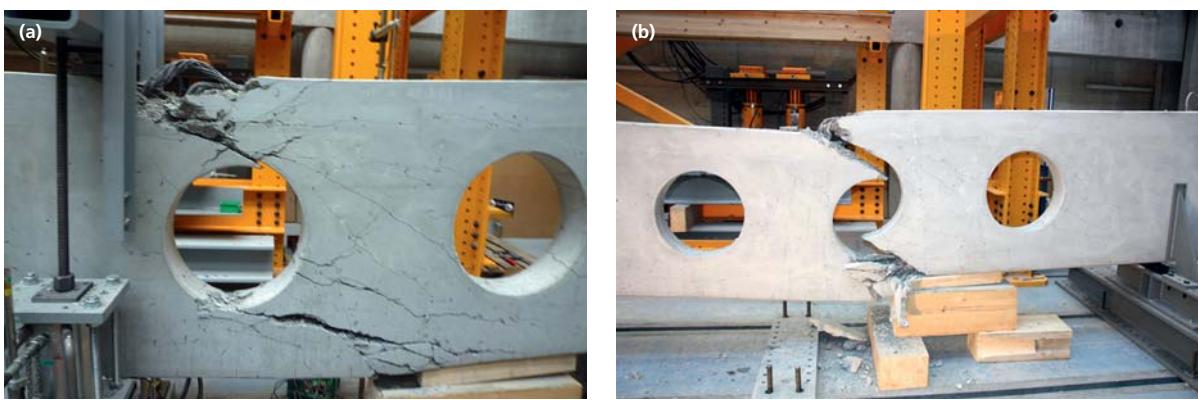


Fig. 13

Rupture des poutres PH6 (a) et PH7 (b).

Cracking pattern at failure of PH6 (a) and PH7 (b).

be very effective. However, the steel fibres may limit crack opening and dispense with the need for other secondary shear or distributed reinforcement.

The shear strength of a cellular beam in UHPFRC and HPFRC decreases in function of the diameter of the opening. This decrease is more pronounced for HPFRC beams, mainly due to the big difference in the fibre dosage.

The diameter of the opening should not exceed half the height of the beams in order to avoid a significant reduction in the shear strength. Regarding the fibre dosage, it is recommended to include at least 40 kg/m^3 , which is necessary to ensure an adequate distribution of fibres.

tent cependant de limiter l'ouverture des fissures et de renoncer à d'autres armatures secondaires de cisaillement ou de fissuration. La résistance au cisaillement et la rigidité d'une poutre ajourée en BFUP et en BFHP baissent en fonction du diamètre des ouvertures. Cette baisse est plus marquée pour les poutres en BFHP en raison, notamment, de la grande différence des dosages en fibres. Afin d'éviter une réduction sensible de la rigidité et de la résistance au cisaillement, le diamètre des ouvertures ne devrait donc pas dépasser la moitié de la hauteur des poutres.

En ce qui concerne le dosage en fibres, il est recommandé d'intégrer au moins 40 kg/m^3 de fibres de haut de gamme. Ce dosage paraît nécessaire afin d'assurer une répartition suffisante des fibres.

Auteurs/Authors

René Suter
Prof. Dr. sc. techn.
rene.suter@hefr.ch

João Tomás
Ing. MSc
joaotomas20@gmail.com

Lionel Moreillon
Dr. Université Paris Est
lionel.moreillon@hefr.ch

Ecole d'ingénieurs et d'architectes
de Fribourg
CH-1705 Fribourg

Textilbetonplattenversuche

Plate tests on textile-reinforced concrete

Hartwig Stempfle, Edith Schurtenberger

Einleitung

Stahlbeton hat sich in der Schweiz als Baustoff sehr bewährt. Eine Alternative zur korrosionsanfälligen Stahlbewehrung ist eine Verstärkung des Betons durch Textilgelege. Schweizweit ist dieser Verbundwerkstoff sehr wenig erforscht, international haben sich aber schon einige Institute mit den wesentlichen Einflussgrössen auf das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung beschäftigt [1].

In den Forschungsarbeiten zeigte sich, dass im Gegensatz zur herkömmlichen Bewehrung die bisher verwendeten Textilien ein linear-elastisches, sprödes Tragverhalten aufweisen, die Verankerung lediglich auf Adhäsion und Reibung beruht und die Verbund-eigenschaften sehr inhomogen sind [2–6].

Für den Ersatz der Fussgängerbrückenplatte des Mattenstegs in Zürich plant im Auftrag der Stadt Zürich das projektierende Büro Locher Ingenieure AG zusammen mit der Holcim (Schweiz) AG und der Alphabeton AG eine Textilbetonplatte für die Fussgängerbrücke. Für die bestehende Stahlunterkonstruktion ist von Vorteil,

Introduction

Reinforced concrete is considered a reliable construction material in Switzerland. For this material textile layers offer an interesting alternative to the conventional steel reinforcement, which is prone to corrosion. Within Switzerland little research on textile-reinforced concrete has been carried out; internationally, however, several research institutes have investigated the relevant properties of the material in bending and under axial force [1].

In existing research it has been shown that the currently used textile reinforcement exhibits linear-elastic material behaviour with brittle failure, as opposed to the ductile behaviour of traditional steel reinforcement. The textile reinforcement is anchored in the cement matrix by adhesion and friction, exhibiting highly inhomogeneous composite characteristics [2–6].

For the replacement of the pedestrian bridge deck of the "Mattensteg" in Zurich commissioned by the City of Zurich, the designers Locher Ingenieure AG in collaboration with Holcim (Switzerland) AG and Alphabeton AG are planning a textile-reinforced bridge

dass im Gegensatz zu einer herkömmlich bewehrten Platte Gewicht eingespart wird. Da kein Korrosionsrisiko besteht, reicht eine geringe Bewehrungsüberdeckung, was einen schlanken Querschnitt ermöglicht.

Da es für textilbewehrten Beton keine entsprechenden Berechnungsansätze in der Schweizer Norm gibt, beauftragte das Tiefbauamt Zürich die Hochschule Luzern Technik und Architektur Bauteilversuche durchzuführen, damit die Berechnungen verifiziert werden können.

Versuchskörper

Fig. 2 zeigt die Abmessungen der Versuchskörper. Es wurde eine wie im Projekt vorgesehene Platte hergestellt, die in sechs Versuchskörper geschnitten wurde. Eingelegt waren oben und unten je zwei Textilgelege mit einem Abstand von 4 resp. 36 mm. Als Abstandshalter zwischen den vier Gelegeschichten wurde ebenfalls ein Textil der gleichen Beschaffenheit verwendet.

Die Platten werden im realen Projekt auf Stahlprofile aufgelegt (siehe Fig. 2c) und entsprechen somit dem statischen System eines einfachen Balkens. Aufgrund der

Einsatzgebiete/Fields of application	Vorteile/Advantages	Nachteile/Disadvantages
<ul style="list-style-type: none">– Fassadenelemente– Schalen- und Stabtragwerke– Sandwichelemente– Fussgängerbrücken (auch vorgespannt)– Verstärkung bestehender Bauwerke	<ul style="list-style-type: none">– Korrosionsbeständig, ermöglicht schlanke Bauteile– Dichter als Normalbeton, da eine sehr feinkörniger Beton verwendet wird– Verzicht auf Abdichtung ist möglich und somit kostengünstig	<ul style="list-style-type: none">– Sprödes Materialverhalten des Gewebes– Carbon gelege sind teuer– Herstellung erfordert Sachkenntnisse vom Hersteller
<ul style="list-style-type: none">– Facade elements– Shell and beam structures– Sandwich panels– Pedestrian bridges (also prestressed)– Reinforcement of existing buildings	<ul style="list-style-type: none">– Corrosion-resistant, makes slender structural components possible– More dense than normal concrete, because a very fine-grained concrete is used– Waterproof seal is not necessary, reducing the costs.	<ul style="list-style-type: none">– Brittle material behaviour of the textile– Carbon fibre composites are expensive– Manufacture needs special know-how

Fig. 1

Einsatzgebiete sowie Vor- und Nachteile von Textilbeton.

Fields of application as well as advantages and disadvantages of textile reinforced concrete.

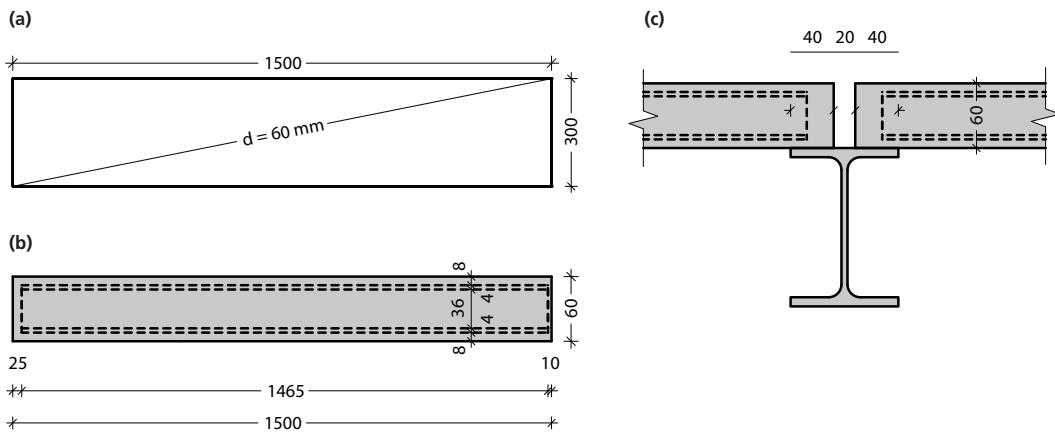


Fig. 2

a) Grundriss der Versuchskörper [mm]; b) Überhöhter Längsschnitt der Versuchskörper [mm]; c) Späterer Einbau der Platten auf dem Steg.

a) Plan of the test specimens [mm]; b) Section of the test specimens [mm] (not to scale);
c) Position of bridge deck on existing substructure.

deck for the pedestrian bridge. One of the main advantages of this solution is the reduced bridge deck self-weight on the existing steel substructure. As there is no risk of reinforcement corrosion, minimum concrete covers can be used, which leads to a very small plate thickness.

As no normative requirements for textile-reinforced concrete exist within the Swiss Standards, the Lucerne University of Applied Sciences and Arts carried out structural tests for the Civil Engineering Department of Zurich, to verify the theoretical assumptions and calculations.

Test specimens

Fig. 2 shows the dimensions of the test specimens. A bridge deck plate as proposed for the bridge rehabilitation project was fabricated and then cut to form six separate test specimens. Two layers of top and bottom textile reinforcement were placed in the plate. The distance between the layers was 4 mm and 36 mm, respectively. To maintain the required distance between the reinforcement layers, an additional textile spacer of similar properties was added.

On the existing bridge, the new bridge deck will be placed on steel profiles (see Fig. 2c) and correspond to a static system of a

kurzen Auflagerfläche und der geringen Verankerungslänge der Zugbewehrung war ein Augenmerk auf die Auflagersituation und Verankerung der Textilbewehrung zu legen. Um eine Verankerung zu erreichen, wurde das Gelege auf der Seite nach oben umgeknickt. An dieser Stelle brach es teilweise. Es wurde ein feinkörniger, selbstverdichtender Beton mit den

simply supported beam. Because of the small support area and the short anchorage length of the tensile reinforcement it was necessary to pay particular attention to the support configuration and the anchorage of the reinforcement. To achieve a sufficient anchorage length of the reinforcement, the textile layer was bent upwards at the sides, which led to some rupturing of the fabric.

Property

Compressive strength f_{cm} (test specimen 40x40x160 mm)	$112.6 \pm 2.8 \text{ N/mm}^2$
Bending tensile strength f_{ctm}	$15.2 \pm 0.6 \text{ N/mm}^2$
Modulus of elasticity E_{cm}	$44\,944 \pm 237 \text{ N/mm}^2$
Density ρ	$2372 \pm 57.7 \text{ kg/m}^3$

Fig. 3

Kennwerte Beton.
Concrete properties.

Property

Tensile strength f_{fil}	5000 N/mm^2
Modulus of elasticity E_{fil}	$270\,000 \text{ N/mm}^2$
Strain at rupture $\varepsilon_{y,fil}$	1.90 %

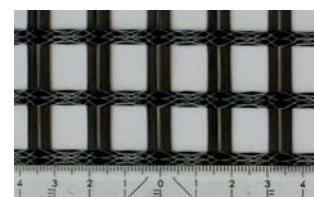


Fig. 4

Kennwerte Filamente des Carbongeleges und Foto.
Properties of the carbon fibre filaments with picture.

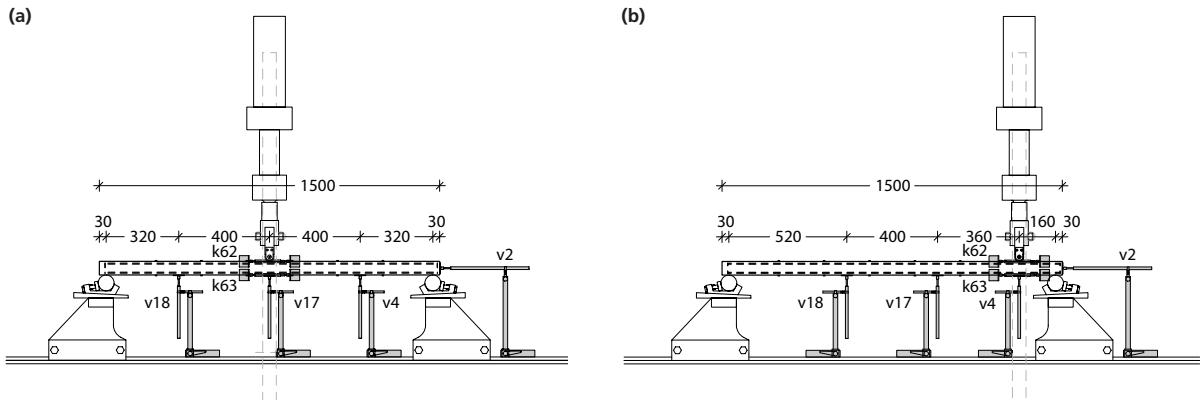


Fig. 5
Schematischer Versuchsaufbau: a) Biegeversuche; b) Querkraftversuche.
Schematic test setup: a) Bending tests; b) Shear tests.

Eigenschaften aus Fig. 3 verwendet. Das Gelege bestand aus langfaserigen Garnen (auch Rovings genannt). Diese wiederum setzen sich aus vielen Einzelfasern, den Filamenten, zusammen. Das Gelege in den Versuchskörpern bestand aus einem bidirektionalen Carbon-gelege Sigratex® Grid B der Firma SGL Group. Das Gelege wurde beschichtet. Gemäss Hersteller hatten die Garne die in Fig. 4 aufgelisteten Eigenschaften. Diese Eigenschaften sind nicht gleichzusetzen mit den Eigenschaften des gesamten Geleges.

Versuchsdurchführung

Für die 3-Punkt-Biegeversuche wie auch für die Querkraftversuche wurde die gleiche Versuchseinrichtung verwendet. Der Ver-

Very fine-grained, self-compacting concrete was used to fabricate the plate. The concrete properties are shown in Fig. 4.

The textile reinforcement consists of threads, also called rovings. The rovings in turn consist of many single fibres, called filaments. The fabric used in the test specimens was a bidirectional carbon fibre composite Sigratex Grid B, manufactured by the SGL Group. The fabric was coated and the rovings exhibited the properties in Fig. 4 provided by the manufacturer. It should be noted that the properties of the textile differ from those of the rovings.

Test setup

The same test configuration shown in Fig. 5 was used for both

suchsaufbau ist in Fig. 5 dargestellt. Die Lagerung entspricht auch dem späteren Einbau. Mit dem gewählten Aufbau der Querkraftversuche ergab sich ein Winkel von 20,5° von der Krafteinleitstelle zum Auflager. Es wurden die Risse pro Laststufe und die Verformungen mit den Wegaufnehmern und den Dehnungsmessern aufgezeichnet (Fig. 5).

Alle Körper wurden über den linearen Bereich hinaus belastet, anschliessend fand eine komplette Entlastung statt, um zum Schluss die Last bis zum Bruch zu erhöhen. Insgesamt wurden acht Laststufen pro Versuchskörper gemessen.

Versuchsresultate Biegeversuche

Allgemein kann gesagt werden, dass die drei Versuchskörper das gleiche Tragverhalten aufgewiesen haben und die quantitativen Unterschiede gering waren.

Die Biegeversuche ergaben einen Kraft-Verformungsverlauf wie in Fig. 6 dargestellt. Der erste Riss entstand bei einer Last von 3,5 bis 3,9 kN, was im Schnitt 15% der Bruchlast entsprach. Bis dahin betrug die Durchbiegung unter der Lasteinleitung durchschnittlich 1,5 mm.

Sobald der Beton das erste Mal gerissen war, was ausnahmslos immer direkt unter der Lasteinleitung der Fall war, flachte die Kurve ab. Die Kurve kann als abschnittsweise annähernd linear

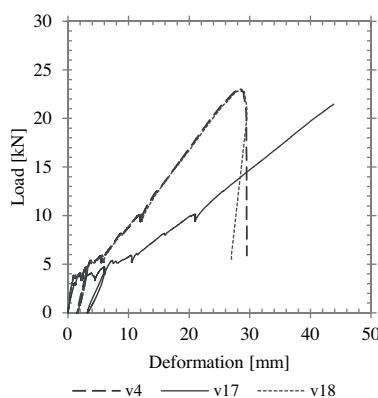


Fig. 6
Kraft-Verformungsdiagramm
Biegeversuche.
Load-deformation curves of
the bending tests.

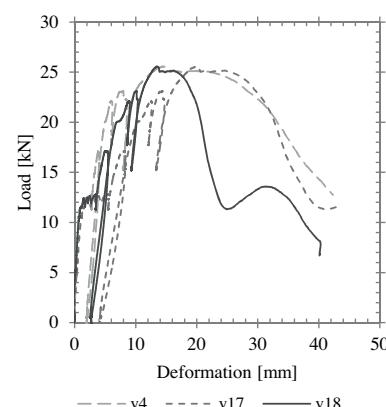


Fig. 7
Kraft-Verformungsdiagramm
Querkraftversuche.
Load-deformation curves of
the shear tests.

	Load F_u [kN]	Deformation w [mm]
Bending (w at 90% F_u)	1	26.6
	2	23.0
	3	22.3
Shear (w at F_u)	4	29.4
	5	25.5
	6	22.5
		5.7

Fig. 8

Zusammenstellung Bruchkraft und Verformung.

Loads and deformations at failure.

the 3-point-bending tests and the shear tests. The bearing is the same as in the further project. In the shear test the angle between the support and the point of load application is 20.5°. For each load level the cracks were recorded and the deformations were measured with displacement transducers and strain gauges (Fig. 5). All test specimens were loaded beyond the elastic limit, then unloaded completely and finally loaded to failure. Eight load levels were applied to each specimen.

Test results – bending tests

Qualitatively, the three specimens exhibited a very similar behaviour in bending and the quantitative differences were also very small. The load-deformation curve is shown in Fig. 6. The first crack appeared at a load between 3.5 kN and 3.9 kN, which corresponds to 15% of the failure load. At this load the average deflection was 1.5 mm.

As soon as the first crack formed, which occurred directly underneath the point of load application in all specimens, the slope of the load-deformation curve decreased. The load-deformation behaviour can be described roughly as segmentally linear. The cracks appeared symmetrically at a distance of approximately 10 cm from both sides of the load application point.

During unloading the deflections decreased linearly with the load. A residual deflection of 3.5 mm in

beschrieben werden. Die Risse entstanden mit ungefähr 10 cm Abstand gleichmässig auf beiden Seiten der Lasteinleitstelle. Bei der Entlastung gingen die Durchbiegungen linear mit der Kraftabnahme zurück. Eine Restdurchbiegung in der Mitte von 3,5 mm blieb.

Die Bruchlast war bei 22,3 kN bis 26,6 kN erreicht. Das Reissen des Textilgeleges war deutlich hörbar. Bei einem Prüfkörper wurde in Plattenmitte ein Teil des Geleges freigelegt. Eine komplette Durchtrennung des Geleges war von blossem Auge nicht sichtbar. Die Unterseite eines Prüfkörpers nach Versuchsende zeigt Fig. 9.

Versuchsresultate Querkraftversuche

Auch bei den Querkraftversuchen war das Tragverhalten aller drei Versuchskörper gleich, die quantitativen Unterschiede waren aber etwas grösser als bei den Biegeversuchen.

Der Kraft-Verformungsverlauf eines der drei Querkraftversuche ist in Fig. 7 dargestellt.

Der erste Riss entstand bei einer Last von 9,0 bis 11.7 kN. Das entsprach 30 bis 50 % der Bruchlast. Bis dahin betrug die Durchbiegung unter der Lasteinleitung 0,8 bis 1,1 mm. Die Risse entstanden zuerst bei der Lasteinleitstelle und pflanzten sich zum Auflager mit dem grösseren Abstand fort. Der Abstand zwischen den Rissen war ähnlich breit wie bei den Biegeversuchen.

the middle of the specimen remained after unloading.

The failure load was between 22.3 kN and 26.6 kN and a distinct ripping noise of the textile reinforcement could be heard. In one test specimen part of the fabric was exposed. No complete fabric ruptures could be observed visually. Fig. 9 shows the bottom of a specimen after testing.

Test results – shear tests

As for the bending tests, the behaviour of all three specimens in shear was similar. However, the quantitative differences were slightly larger than found for the bending tests.

In Fig. 7 the load-deformation curve for one of the three shear tests is shown.

The first crack occurred at a load between 9.0 kN and 11.7 kN, which corresponds to 30% to 50% of the failure load. The plate deflection underneath the point of load application was between 0.8 mm and 1.1 mm at this load. Cracking was initiated at the point of load application and propagated towards the more distant support. The distance between the cracks was similar to the crack spacing measured in the bending tests.

After unloading the test specimens showed residual deflections of between 2.0 mm and 4.2 mm. The crack responsible for initiating shear failure formed at approximately 40% of the failure load between the point of load appli-

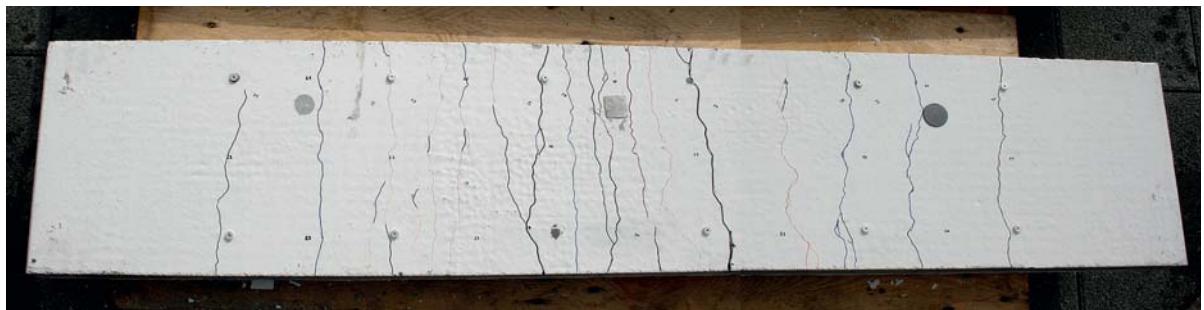


Fig. 9

Unterseite Biegeversuchskörper nach Versuchsende.
Bottom surface of bending test specimen after testing.

Als der Prüfkörper komplett entlastet wurde, blieb eine Restdurchbiegung von 2,0 bis 4,2 mm. Der für den Bruch massgebende Schubriss zwischen Lasteinleitung und nahem Auflager zeigte sich bei ungefähr 40 % der Bruchlast. Der Schubriss wies bei allen Versuchen einen Winkel von 35° auf.

Die Bruchlast der Querkraftversuche lag bei 22,5 bis 29,4 kN. Der Schubriss hatte beim Versagen eine Öffnung im Zentimeterbereich. Trotz eines enormen Knicks brach das Textil nicht (Fig. 10). Es fand aber ein Herausziehen des Geleges statt. Die Versuchskörper hingen noch im Textil und brachen nicht in zwei Teile auseinander. Der grössere Abstand der Textilbewehrung zum Rand (Fig. 2b) bei zwei Versuchen und der daraus resultierenden kleineren Verankerungslänge hatte keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse.

Zusammenfassung

Nach den je drei Biege- und Querkraftversuchen kann man folgende Aussagen machen:

- Die $1,5 \times 0,3 \times 0,06$ m grossen Versuchskörper versagten bei einer zentrischen Last von ungefähr 24 kN und bei einer Querkraft von 25 kN.
- Die Durchbiegung in Plattenmitte bei den Biegeversuchen betrug bei 90% der Bruchlast durchschnittlich 46 mm. Danach mussten die Wegaufnehmer abgebaut werden.

cation and the less distant support. The angle of this crack was 35° in all tests.

The failure load for the shear tests was between 22.5 kN and 29.4 kN. At failure the crack width of the failure-inducing crack was around 1 cm. Although the textile reinforcement was bent severely at failure, no rupture of the fabric occurred (Fig. 10). However, it could be seen that parts of the layers had been pulled out of the specimens. The segments of the specimens remained connected to each other by the textile reinforcement. The reduced anchorage length of the reinforcement in two specimens, due to the larger distance of the fabric to the specimen end (Fig. 2b), did not appear to influence the test results.

Summary

The three bending and three shear tests yielded the following results:

- The test specimens with the dimensions $1.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 0.06 \text{ m}$ failed in bending under a load of 24 kN. The shear failure occurred at a load of 25 kN.
- The deflection at the plate midpoint for the bending tests was approximately 46 mm at 90% of the failure load. Further measurements were impossible, as the displacement transducers needed to be removed from the specimens after this point.
- The plate behaviour was roughly linear elastic. The slope of

- Das Verhalten war annähernd linear-elastisch. Die Steigung der Kraft-Verformungskurve änderte sich nach den ersten Rissen im Beton.
- Nach der Entlastung der Prüfkörper blieb eine Restverformung. Da Carbon ein rein linear-elastisches Werkstoffverhalten hat, sollte die Ursache der bleibenden Restverformung entweder im Schlupf oder im Ausrichten des Geleges liegen.
- Der Bruch kündigte sich nicht durch ein Fliessplateau an. Dennoch wurde aufgrund der grossen Verformungen und der immer zahlreicher werdenden Risse der Bruch angezeigt.
- In Plattenmitte des Biegeversuchs konnte man kein durchtrenntes Gelege erkennen. Alle Prüfkörper blieben als ein Stück erhalten.

Auch bei den Querkraftversuchen war keine Durchtrennung des Textilgeleges sichtbar, das Gelege wurde lediglich ausgezogen. Die kurze Verankerungslänge und das geknickte Gelege am Plattenende hatten keinen Einfluss auf den Versuchsausgang. Die Versuche haben gezeigt, dass der Widerstand der Elemente für die Einwirkungen der Fußgängerbrücke genügend gross ist. Auf der Grundlage der Versuche und der Literatur ist somit ohne gültige Normen eine Projektierung und Bemessung der textilbewehrten Platte möglich.

Der Textilbeton erlaubt es aufgrund seiner Werkstoffeigen-

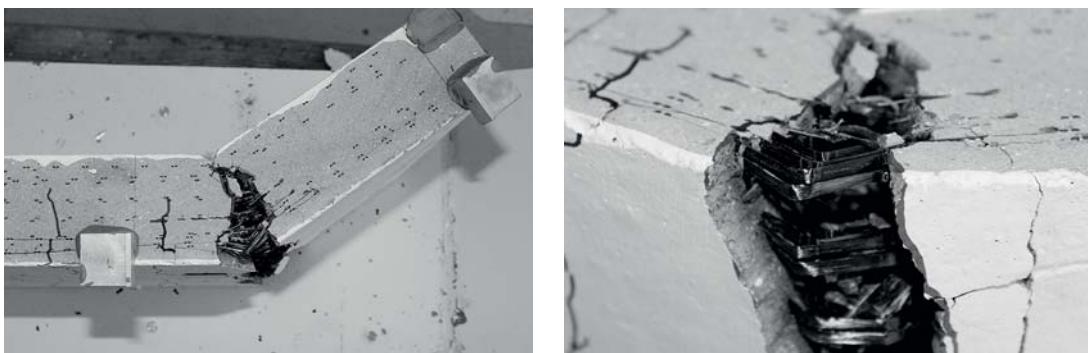


Fig. 10
Querkraftversuchskörper nach Versuchsende.
Shear test specimen after testing.

the load-deformation curve changed after the first cracks formed.

- After completely unloading the specimens, residual deflections remained. As the carbon fibre fabric exhibits purely linear-elastic behaviour, the residual deflections are thought to be due to slip or the alignment of the fabric.
- Failure was not preceded by a yield plateau. Nevertheless, the impending failure of the plates could be predicted by the increasing plate deflection and the rapidly increasing number of cracks.
- No complete textile reinforcement ruptures were visible at the plate mid point during the bending tests. All plate fragments remained attached to each other due to the reinforcement layers.
- As for the bending tests, no textile reinforcement ruptures occurred in the shear tests. However, parts of the fabric were pulled out of the concrete. The short anchorage length and the bent-up reinforcement at the plate ends did not influence the test results.

The testing has shown that the resistance of the elements is big enough to resist the actions in the case of a pedestrian bridge. Based on the test results and the literature it is possible to design the textile reinforced plate without existing codes. Due to the material properties of textile reinforce-

schaften, auf eine Abdichtung zu verzichten. Mit der schlanken Abmessung wird die bestehende Stahlunterkonstruktion entlastet. Diese beiden Punkte ermöglichen eine günstigere Konstruktion als mit einer stahlbewehrten Ersatzplatte.

ed concrete a water-proof seal is not necessary. The slender construction reduces the load on the existing steel substructure. Regarding the advantages, inexpensive construction is possible in contrast to a steel-reinforced bridge deck.

Referenzen/References

- [1] W. Brameshuber W. (Eds); Textile Reinforced Concrete – State-of-the-Art Report of RILEM TC 201-TRC (Report No. 036); RILEM Publications SARL, 2006, 292 p.
- [2] D. Ehlig, F. Schladitz, M. Frenzel, M. Curbach; Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick; Beton- und Stahlbetonbau (107), Issue 11, 777–785 pp., November 2012.
- [3] J. Hegger, M. Horstmann, S. Voss, N. Will; Textilbewehrter Beton: Tragverhalten, Bemessung und Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau; (102), Issue 6, 362–370 pp., Juni 2007
- [4] J. Hegger, N. Will, M. Curbach, F. Jesse; Tragverhalten von textilbewehrtem Beton; Beton- und Stahlbetonbau (99), Issue 6; 452–455 pp.; Juni 2004
- [5] J. Hegger, N. Will, H.N. Schneider, P. Kölzer; Neue Bauteile aus textilbewehrtem Beton; Beton- und Stahlbetonbau (99), Issue 6; 482–487 pp., Juni 2004
- [6] S. Voss; Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton; Diss., Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen; 2008; 202 p.

Autoren/Authors

Hartwig Stempfle
Prof. Dr. sc. techn., Dipl.-Ing.
stempfle.hartwig@hslu.ch

Edith Schurtenberger
BSc FHZ
edith.schurtenberger@hslu.ch

Hochschule Luzern
CH-6048 Horw

Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse

The influence of concrete composition on the risk of plastic shrinkage cracking

Pietro Lura, Andreas Leemann, Carmelo Di Bella

Einleitung

Rissbildung durch behinderte Schwindverformungen kann die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauten reduzieren, weil aggressive Stoffe (z.B. Chloride) rasch eindringen können. Frischbeton ist je nach Witterung zwischen dem Betonieren und dem Abbinden anfällig für die Bildung plastischer Schwindrisse [1]. Plastische Schwindrisse treten insbesondere in Betonböden und -belägen mit starker Verdunstung auf (Fig. 1a). Die wichtigste treibende Kraft dabei ist die Verdunstung von Wasser, die zur Bildung von Wassermenisken an der Betonoberfläche und damit zu hohen Zugspan-

Introduction

Cracking due to restrained volume changes may accelerate deterioration by facilitating the ingress of aggressive agents (e.g., chloride ions that induce corrosion of the reinforcement) and ultimately decrease the service life of concrete structures. Fresh concrete is susceptible to plastic shrinkage cracking, depending on weather conditions after concrete placement and before the time of setting [1]. Plastic shrinkage cracks appear especially in concrete floors and pavements exposed to strong evaporation (Fig. 1a). The main driving force of plastic shrinkage cracking is evaporation

nungen führt [2,3]. Wenn das Blutungswasser an der Betonoberfläche durch Verdunstung verschwunden ist, entstehen die Wassermenisken (Fig. 1b). Diese Menisken verursachen einen kapillaren Unterdruck, der den gesamten Beton unter Druck setzt und Schwinden verursacht [2]. Solange er sich plastisch verformen kann, manifestieren sich die Spannungen als Setzen des Betons. Das Setzen hört sofort auf, wenn ein kritischer Punkt wenige Stunden nach dem Betoneinbau erreicht wird, ab dem sich der Beton nicht mehr plastisch verformen kann. Ab diesem Zeitpunkt können sich Risse

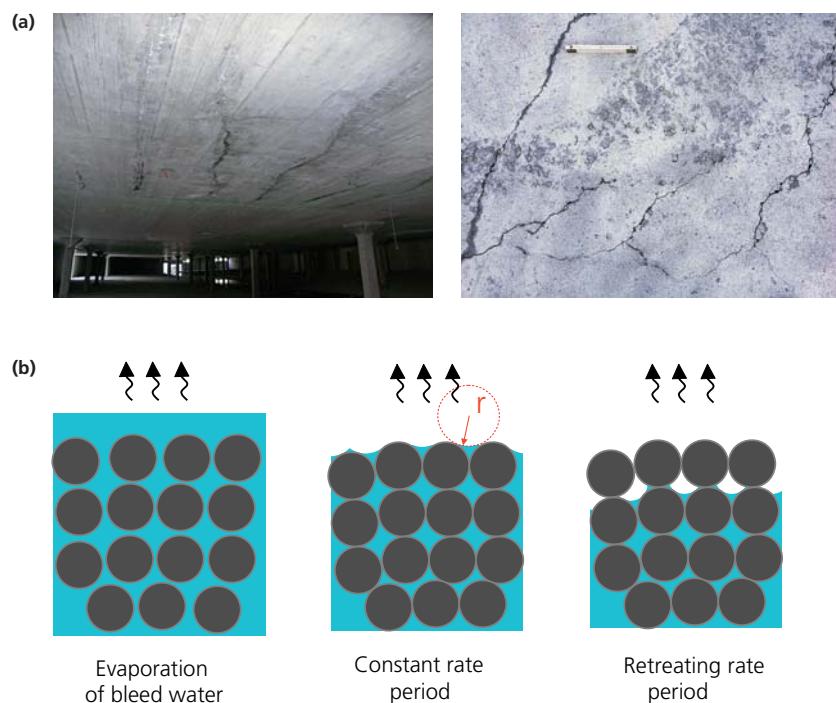


Fig. 1

a) Plastische Schwindrisse durch Betondecke [3] und b) schematische Darstellung der Trocknungsphasen im Frischbeton [4].

a) Plastic shrinkage cracks through concrete slab [3] and b) phases of drying of fresh concrete [4].

Mixture identifier	A	B	C	D	E	F	G
Aggregate 0/16 mm [kg/m ³]	1855	1825	1900	1930	1765	1855	1855
CEM I 42.5 N [kg/m ³]	352	396	302	352	352	–	–
CEM I 32.5 N [kg/m ³]	–	–	–	–	–	352	–
CEM I 52.5 R [kg/m ³]	–	–	–	–	–	–	352
Superplasticizer [mass-% of cement]	0.2	0.4	0.1	2.4	–	0.2	0.2
Cement paste content [l/m³]	289	302	274	262	324	289	289
w/c	0.50	0.44	0.57	0.40	0.60	0.50	0.50
Flow [cm]	40	47	38	40	59	41	38
Air content [volume-%]	3.9	3.8	3.6	3.4	1.1	3.8	3.2
Bleeding after 6 h [%]	2.00	1.25	3.58	0.15	6.26	3.79	0.56
Plastic shrinkage cracks	Yes, 4/4	Yes, 1/2	No, 0/2	No, 0/2	No, 0/2	No, 0/4	Yes, 3/4

Fig. 2

Zusammensetzung und Eigenschaften der Betone mit variablem w/z, Zementleimvolumen und Zementfeinheit.
Mixture composition and some properties of concrete with variable w/c, paste volume and fineness.

of water that creates menisci and high tensile stresses in the capillary water near the surface [2,3]. When the bleeding water on the surface of the concrete is consumed by evaporation, water menisci form (Fig. 1b). These menisci produce capillary stresses that put the whole of the concrete under compression and cause it to shrink [2]. As long as the concrete remains plastic, the capillary stress manifests itself as settlement of the concrete. The settlement of the plastic concrete suddenly stops when a critical point is reached a couple of hours after casting; at this point, cracks may develop. The extent of plastic shrinkage cracking is closely related to the evaporation rate, to the settlement and to the magnitude of the developed negative pressure [4]. When the concrete is cured immediately after casting (covered with sheets, sprayed with water or a curing agent), plastic shrinkage cracks can be prevented. This study addresses the effect of the water-to-cement ratio (w/c), cement paste content and cement fineness on the risk of plastic shrinkage cracking.

Materials and Methods

The mixture compositions and the fresh concrete properties are shown in the results section (see Fig. 2).

bilden. Das Ausmass plastischer Schwindrisse hängt eng mit der Verdunstungsrate, dem Setzen und der Größenordnung des kapillaren Unterdrucks zusammen [4]. Wird der Beton unmittelbar nach dem Einbau nachbehandelt (Abdecken mit Folie, Besprühen mit Wasser oder Curing-Mittel), können Frühschwindrisse vermieden werden.

Diese Studie befasst sich mit dem Einfluss des Wasserzementwerts (w/z), des Zementleimvolumens und der Zementfeinheit auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse.

Materialien und Methoden

Die Mischungszusammensetzung und die Frischbetoneigenschaften werden bei den Resultaten in Figur 2 gezeigt.

Ausbreitmaß, Rohdichte und Luftgehalt wurden nach EN 12350-5, EN 12350-6 und EN 12350-7 bestimmt. Das Bluten wurde nach EN 480-4 während fünf Stunden gemessen.

Die plastische Schwindrissbildung wurde nach ASTM C1579-06 an zwei Prüfkörpern pro Betonmischung bestimmt. Zwei Schalungen (355 x 560 x 100 mm³) mit Stahleinlagen zur Rissinitiierung wurden mit Beton gefüllt und auf einem Vibriertisch verdichtet. Danach wurden die Schalungen in einen Klimaraum mit einer

Concrete flow, density and air content were measured according to EN 12350-5, EN 12350-6 and EN 12350-7. Bleeding was measured according to EN 480-4 for 5 hours.

Plastic shrinkage cracking according to ASTM C1579-06 was measured on two samples per mixture. Two molds (355 x 560 x 100 mm³), provided with steel inserts to initiate cracking, were filled with concrete and vibrated on a vibration table until compaction was complete. The molds were moved to a climate chamber with a temperature of 30±1 °C and a relative humidity (RH) of 45±5%, provided with a wind tunnel. Temperature, RH and wind velocity (7±0.5 m/s) were monitored at the concrete surface with coupled temperature/RH sensors and by anemometers. The crack width distribution was obtained from image analysis of the cracked concrete surface [5] at the end of the experiment, about 6 hours after casting.

Rate of evaporation, settlement and pore pressure were measured on the same samples used for plastic shrinkage cracking. Measurements of settlement of the fresh concrete surface were performed with non-contact lasers [3] on the surface of the plastic shrinkage cracking specimens. Measurements of pore pressure in the concrete were performed

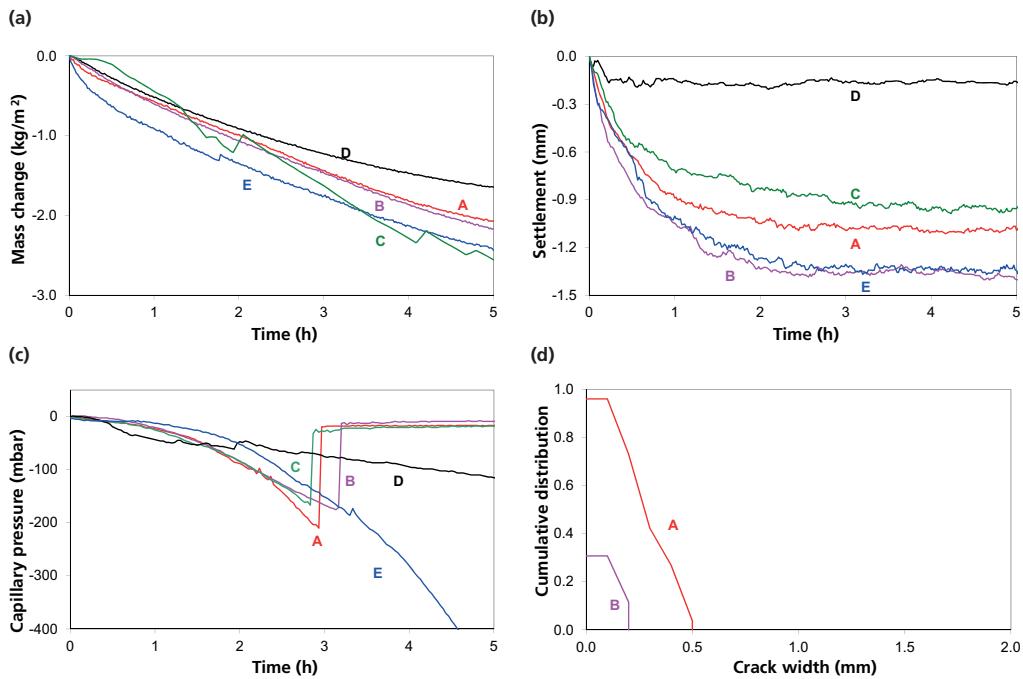


Fig. 3

Massenänderung durch Verdunstung (a), Setzen (b), Kapillardruck (c) und kumulative Rissbreitenverteilung (d) der Betone mit variablem w/z und Zementleimvolumen.

Mass change due to evaporation (a), settlement (b), capillary pressure (c) and cumulative crack width distribution (d) for concrete mixtures with variable w/c and paste volume.

Temperatur von $30 \pm 1^\circ\text{C}$ und einer relativen Feuchte (RF) von $45 \pm 5\%$ in einem Windkanal platziert. Temperatur, RF und Windgeschwindigkeit ($7 \pm 0,5 \text{ m/s}$) an der Betonoberfläche wurden durch gekoppelte Temperatur-/Feuchte-Sensoren und durch Anemometer aufgezeichnet. Die Rissbreitenverteilung wurde mittels Bildanalyse der gerissenen Betonober-

fläche [5] am Ende des Versuchs etwa sechs Stunden nach der Betonherstellung vorgenommen. Verdunstungsrate, Setzen und Porendruck im Beton wurden an den gleichen Prüfkörpern gemessen wie das plastische Schwinden. Das Setzen wurde mit kontaktlosen Lasern [3] auf der Betonoberfläche der Prüfkörper bestimmt. Für die Messungen des kapillaren Unterdrucks im Beton wurden Tensiometer benutzt [2,4], die aus Drucksensoren bestehen, die über einen Gummischlauch mit im Beton platzierten Metallröhrchen verbunden sind.

Results

Influence of water-to-cement ratio and cement paste volume

Fig. 2 shows the composition of 5 different concrete mixtures, all with CEM I 42.5 N but with different w/c and cement paste volumes. Fig. 2 also shows the concrete flow, air content, bleeding after 6 hours measured at 30°C and the number of specimens that showed plastic shrinkage cracks. The mass change due to evaporation, the settlement (average value of three measurements), the capillary pressure in the pore fluid and the width distribution of the plastic shrinkage cracks are shown in Fig. 3. Due to the formation of air voids the recording of the capillary pressure can be interrupted. This is an artifact of the measurement. The cumulative crack distribution shows the relative crack length in relation to the sample width (both samples entirely cracked =

flächen [5] am Ende des Versuchs etwa sechs Stunden nach der Betonherstellung vorgenommen. Verdunstungsrate, Setzen und Porendruck im Beton wurden an den gleichen Prüfkörpern gemessen wie das plastische Schwinden. Das Setzen wurde mit kontaktlosen Lasern [3] auf der Betonoberfläche der Prüfkörper bestimmt. Für die Messungen des kapillaren Unterdrucks im Beton wurden Tensiometer benutzt [2,4], die aus Drucksensoren bestehen, die über einen Gummischlauch mit im Beton platzierten Metallröhrchen verbunden sind.

Resultate

Einfluss des w/z und des Zementleimvolumens

In Fig. 2 wird die Zusammensetzung der mit CEM I 42,5 N hergestellten Betone mit Ausbreitmaß, Setzen, Luftgehalt, Bluten und Anzahl hergestellter und gerissener Prüfkörper aufgeführt. Die Massenänderung durch Verdunsten, Setzen, Kapillardruck und die Rissbreitenverteilung werden in Fig. 3 gezeigt. Mit der Bildung von Luftblasen bei der Messkapil-

Verdankung/Acknowledgement
 Dieses Projekt wurde durch die cemsuisse finanziell unterstützt (Frühshwinden von Beton, Projekt 200901). Die Autoren möchten Patrick Fontana (BAM), Beat Münch und Walter Trindler (Empa) für ihre Unterstützung bei der Entwicklung der Versuchseinrichtung und Marcel Käppeli, Köbi Burkhard und Kurt Pfeiffer für deren Hilfe bei der Versuchsdurchführung danken.

This study was sponsored by cemsuisse (Frühshwinden von Beton, project 200901). The authors thank Patrick Fontana (BAM), Beat Münch and Walter Trindler (Empa) for their help in developing the experimental setup and Marcel Käppeli, Köbi Burkhard and Kurt Pfeiffer for their help with the experiments.

Literatur/References

- [1] TC. Powers; The properties of fresh concrete. John Wiley & Sons, New York, 1968, 686 pp.
- [2] P. Lura, BJ. Pease, G. Mazzotta, F. Rajabipour, WJ. Weiss; Influence of shrinkage reducing-admixtures on the development of plastic shrinkage cracks. ACI Materials Journal 104 (2) (2007) 187–194.
- [3] PLura, C. Di Bella, P. Fontana, W. Trindler, B. Münch, A. Leemann; An advanced experimental setup to study plastic shrinkage cracking of concrete. Proc. SMAR 2011, Dubai, United Arab Emirates, February 8–10, 2011.
- [4] A. Radocea; A model of plastic shrinkage. Magazine of Concrete Research 46 (167) (1994) 125–132.
- [5] C. Qi, J. Weiss, J. Olek; Characterization of plastic shrinkage cracking in fiber reinforced concrete using image analysis and a modified Weibull function. Materials and Structures 36 (260) (2003) 386–395.

1.0) and the width of these cracks.

The first two mixtures (A and B) have high cement paste content and low w/c, resulting in little bleeding and early-age cracking (Fig. 3). Mixtures C and E exhibit high bleeding, resulting in small maximum pore pressures and no cracks. Mixture D (91% of paste volume with respect to A) bleeds little, but shows also little settlement, low pore pressures and no cracks. Apparently, particle-to-particle contacts are prevalent in these mixtures not only for the aggregate, but also for the cement. Accordingly, the pore pressures and the settlement are limited and no cracking occurs. Moreover, because of the small amount of bleeding water, menisci retreat quickly below the concrete surface, so that the stresses at the surface are likely to be small. This mechanism might also explain the reduced evaporation rate of D after a few hours (Fig. 3).

Influence of cement fineness

Three concrete mixtures with w/c 0.50 were produced correspond-

ingly to mixture A (concrete F and G, Fig. 2). They differed only for the Blaine fineness of the Portland cement: 2530 cm²/g for CEM I 32.5 N, 3150 cm²/g for CEM I 42.5 N and 4510 cm²/g for CEM I 52.5 R. It is noticed that bleeding is inversely proportional to cement fineness. Concrete F with CEM I 32.5 N bleeds about twice as much as concrete A and about eight times more than concrete G with CEM I 52.5 R.

The evaporation is similar in all mixtures in the first 2 hours, after which it decreases for concrete G. The settlement of the fresh concrete is highest for concrete A and lowest for concrete F. The underpressure in the pore fluid is proportional to the fineness of the cement. None of the four tested samples of concrete F cracked. In the case of concrete A, 4 samples out of 4 cracked. 3 out of 4 samples showed plastic shrinkage cracks in concrete G. The samples of concrete A had wider cracks than those of concrete G.

Discussion and conclusions

All concrete components and their proportions have a potential impact on the risk of cracking due to early shrinkage. In order of importance for the risk of cracking:

- water-cement ratio: The highest risk of cracking is present at a w/c in the range 0.45 to 0.55. If the w/c is higher, the concrete shows high bleeding, so that a film of water on the concrete surface is present for a long time. This prevents or delays the buildup of capillary pressures. In the case of low w/c, the concrete bleeds little. However, because even in the fine particle range particle-to-particle contacts are prevalent, little settlement occurs and the menisci retreat quickly beneath the surface. This results also in low capillary pressures and ultimately in little cracking.
- fineness of the cement: This parameter affects the process of cracking in two different ways. First, bleeding decreases with increasing fineness of the

Einfluss der Zementfeinheit

Zusätzlich zum Beton A wurden noch zwei weitere Betone mit identischer Rezeptur (Beton F und G, Fig. 2) hergestellt. Die beiden Betone unterschieden sich nur in der Feinheit des verwendeten Zements vom mit CEM I 42,5 N (Blaine-Wert = 3150 cm²/g) hergestellten Beton A: 2530 cm²/g für CEM I 32,5 N und 4510 cm²/g für CEM I 52,5 R.

Es fällt auf, dass das Bluten invers proportional zur Zementfeinheit ist. Der Beton F, hergestellt mit CEM I 32,5 N, blutet doppelt so viel wie Beton A und etwa acht Mal mehr als der mit CEM I 52,5 R hergestellte Beton G.

Die Verdunstung ist während der ersten zwei Stunden in allen drei Betonen vergleichbar. Nachher

nimmt sie beim Beton G stark ab. Beton A setzt sich am meisten und Beton F am wenigsten. Der kapillare Unterdruck ist proportional zur Zementfeinheit. Keine der vier mit CEM I 32,5 N hergestellten Prüfkörper riss. Im Fall von Beton A rissen vier der vier Prüfkörper. Drei der vier Prüfkörper beim Beton G entwickelten plastische Schwindrisse, die allerdings schmäler waren als beim Beton A.

Diskussion und Schlussfolgerungen

Alle Betonbestandteile und ihr verhältnismässiger Anteil haben einen potenziellen Einfluss auf das Risiko der Bildung plastischer Schwindrisse. In der Reihenfolge der Wichtigkeit für das Risiko der Rissbildung sind dies:

- Wasserzementwert: Das höchste Rissrisiko liegt bei einem w/z von 0,45 bis 0,55. Ist der w/z höher, blutet der Beton stark, sodass sich über lange Zeit ein Wasserfilm auf seiner Oberfläche halten kann. Dies verhindert oder verzögert zumindest den Aufbau eines kapillaren Unterdrucks. Im Fall eines tiefen w/z blutet der Beton nur wenig. Weil allerdings viele Partikel-Partikel-Kontakte vorhanden sind, setzt sich der Beton nur wenig und die Wassermenisten fallen schnell unter die Betonoberfläche. Dies hat nur geringen kapillaren Unterdruck und ein kleines Rissrisiko zur Folge.
 - Zementfeinheit: Dieser Parameter beeinflusst die Rissbildung auf zwei Arten. Erstens wird das Bluten mit steigender Feinheit des Zements verringert. Entsprechend steigt das Rissrisiko. Zweitens steigt der Kapillardruck mit steigender Feinheit des Zements, was ebenfalls zu einer Erhöhung
 - cement. Correspondingly, the risk of cracking increases. Second, the capillary pressure increases with increasing fineness of the cement, which increases the risk of cracking as well. However, if cement is ground finely it might react faster and the cracking risk might be reduced by an early strength gain.
 - cement paste volume: In the case of low cement paste volumes, the aggregates form a spatial structure with numerous grain-to-grain contacts, which results in small capillary stresses. At high cement paste volumes, the risk of cracking can be estimated on the basis of the w/c ratio.
 - Concrete should always be cured. Immediate curing after casting, and not with a delay of 3–4 hours, is especially important for concrete with high cracking risk. The cracking risk can be increased by environmental conditions increasing the evaporation rate, like high wind speed, high temperature or low relative humidity.**
- des Rissrisikos führt. Allerdings kann feingemahlener Zement schneller hydratisieren, was das Rissrisiko durch eine frühe Festigkeitsentwicklung wieder reduzieren kann.
- Zementleimvolumen: Im Falle eines kleinen Zementleimvolumens kann die Gesteinskörnung eine räumliche Struktur mit zahlreichen Partikel-Partikel-Kontakten bilden, wodurch die kapillaren Spannungen klein gehalten werden. Bei einem hohen Zementleimvolumen kann das Rissrisiko über den verwendeten w/z abgeschätzt werden.
- Beton sollte immer nachbehandelt werden. Speziell bei Beton mit hohem Rissrisiko hat die Nachbehandlung unmittelbar nach dem Einbau und nicht erst nach 3 bis 4 Stunden zu erfolgen. Es gilt auch zu beachten, dass Witterungsbedingungen, die zu einer hohen Verdunstungsrate führen, wie hohe Windgeschwindigkeit, hohe Temperatur und tiefe Luftfeuchtigkeit, das Rissrisiko erhöhen.

Autoren/Authors

Pietro Lura
Prof. Dr. Eng.
Empa and Institute for Building Materials, ETH-Zurich
CH-8092 Zurich
pietro.lura@empa.ch

Andreas Leemann
Dr. sc. nat, dipl. Geol. ETH
Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
CH-8600 Dübendorf
andreas.leemann@empa.ch

Carmelo Di Bella
M. Sc. Eng.
Empa, Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
CH-8600 Dübendorf
carmelo.dibella@empa.ch

Versuche und physikalisches Berechnungsmodell zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken

Tests on and physical calculation model for fatigue in reinforced concrete bridges

Thomas Vogel, Patrick Fehlmann

Einleitung

Das Strassennetz bildet einen wichtigen Bestandteil der Infrastruktur eines Landes, sowohl für den Personen- als auch für den Güterverkehr. Überlegungen zum Resourcenverbrauch und zur Umweltbelastung führen kaum zu einer Beschränkung von Mobilität oder Frachtvolumen; sie liefern jedoch willkommene Argumente zur Verflüssigung des Verkehrs, zur Erhöhung der Achslasten und zur Reduktion des Anteils an Leerfahrten. Damit nimmt die Beanspruchung der Infrastruktur, insbesondere auch der Kunstbauten, stetig zu. Die zugelassenen Achslasten steigen, werden bisweilen auch überschritten und die Frequenz nimmt ebenfalls zu. Bezuglich Ermüdung sind jene Bauteile am meisten betroffen, die unmittelbar von den Rädern der Fahrzeuge belastet werden, denn dort ergibt nicht nur jede Fahrzeug-, sondern jede Achsüberfahrt eine massgebende Spannungsdifferenz. Damit ist bei kleineren Tragwerken, wie Rahmen für Unterführungen und Durchlässe, am ehesten mit Ermüdung zu rechnen. Das Phänomen der Ermüdung ist bei Metallen an sich gut erforscht; beim Stahlbeton, wo die Bewehrung auf vielfältige Weise mit dem Beton zusammenwirkt, gibt es jedoch noch Lücken. Über die Ermüdung des Betons selbst ist noch wenig bekannt; allerdings ist er in der Regel nicht massgebend für das Ermüdungsverhalten des Bauteils. Die Ermüdnachweise der einschlägigen Normen sind deshalb nach dem Vorsorgeprinzip konservativ ausgelegt und die Ermüdungssicherheit kann bei manchen Tragwerken rechnerisch nicht normengemäß nachgewiesen werden.

Introduction

The road network is an important asset of any country for both passenger and freight traffic. Considerations regarding use of resources and environmental impact are having very little success in restricting mobility or freight volume, however they strengthen the arguments for improving traffic flow, increasing axle loads and reducing the number of unnecessary journeys. Thus, the demands placed on the infrastructure, especially engineering structures, continue to increase. The permitted axle loads are being increased. Despite this, sometimes they are still exceeded. The frequency of journeys is increasing as well. With regard to fatigue, the structural elements that suffer most are those directly loaded by the wheels of the vehicles, because there not only every vehicle but also every axle load causes a significant stress difference. Therefore, small structures like frames for underpasses and culverts are most likely to be prone to fatigue. The phenomenon of fatigue in metals is well researched, but in the field of reinforced concrete, in which the reinforcement interacts with the concrete in intricate ways, gaps in our knowledge still exist. Data on the fatigue of the concrete itself however is not in general decisive for the fatigue behaviour of a structural member. That is why the methods of verification for fatigue given in the respective codes are conservative, to be on the safe side, and thus for many structures the structural safety with regard to fatigue cannot be verified by calculations based on these codes. Moreover, hardly any concrete structures with fatigue damage

Anderseits sind kaum Ermüdungsschäden an Stahlbetontragwerken bekannt, obwohl sie eigentlich rechnerisch schon hätten auftreten müssen. Allenfalls wurden sie bisher einfach nicht entdeckt oder einem andern Schädigungsmechanismus zugewiesen oder die erforderlichen Lastwechselzahlen wurden noch nicht erreicht.

Ein Forschungsprojekt an der ETH Zürich, das von cemsuisse massgeblich unterstützt wurde, machte sich zum Ziel, das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken experimentell und rechnerisch besser zu erfassen und führte zu einer Promotionsarbeit [1]. Dieses war verknüpft mit einem weiteren Projekt der Brückenforschung des Bundesamts für Straßen, um Ermüdungsbrüche von Bewehrungsstäben mit der magnetischen Streufeldmethode zerstörungsfrei zu erkennen [2].

Ermüdungsversuche mit Betonstahl

Forschung zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl wurde bis in die 1980er-Jahre intensiv betrieben und war Grundlage der heute verwendeten Betriebsfestigkeitskurven der einschlägigen SIA-Dokumentation [3] und der aktuellen europäischen Norm [4]. Unsere Fragestellung war, ob die inzwischen veränderten Fabrikationsprozesse und die allenfalls geänderte Rippengeometrie oder der Einsatz in einem Bauwerk die Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl beeinflussen. Der Abbruch des Ponte Moesa in Roveredo GR und der Vogelsangbrücke bei Turgi AG ermöglichte die Entnahme von total 33 Bewehrungsstäben verschiedener Durchmesser der Sorten «naturhart» (Box) und

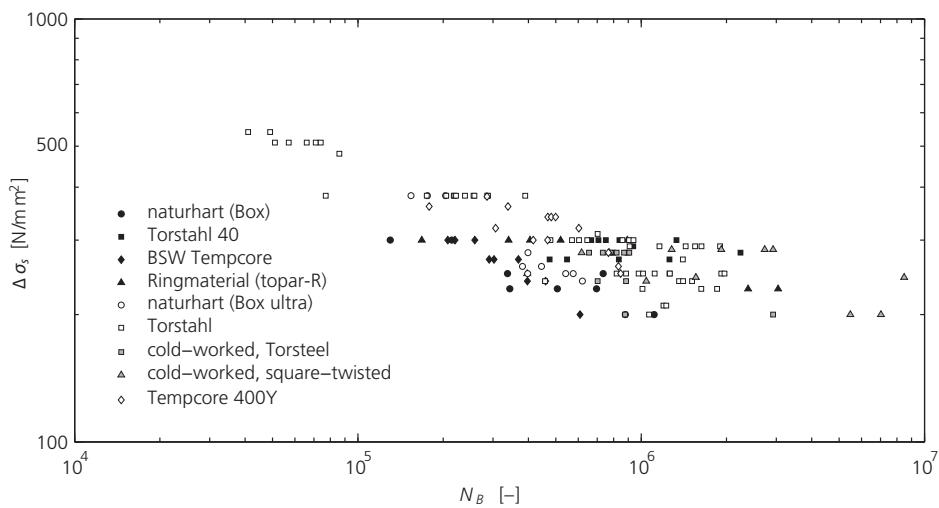


Fig. 1

Versuchsresultate der 45 gebrochenen eigenen Stäbe (schwarz) und von 100 Stäben anderer Autoren (weiss und grau).

Test results for 45 of our own broken bars (black) and for 100 bars of other authors (white and grey).

have been identified, although according to such calculations such damage should have already occurred. Either it has not yet been detected or it has been attributed to another deterioration mechanism, or the necessary number of load cycles has not been reached.

A research project of ETH Zurich that was well supported by cemsuisse aimed at a better understanding of the fatigue behaviour of reinforced concrete bridges both experimentally and theoretically formed the basis of a PhD thesis [1]. The project was related to another one supported by the Swiss Federal Road Office, which aimed at detecting fatigue failure in reinforcing bars non-destructively by applying the magnetic flux leakage method [2].

Fatigue tests with reinforcing steel

Research on the fatigue strength of reinforcing steel was intensively carried out up to the nineteen-eighties and formed the basis for the fatigue strength curves in the respective documentation of SIA [3] and the current European code [4]. The question was, whether the altered fabrication processes, the possibly modified rib geometry, or application in a structure may influence the fatigue strength

«kaltverformt» (Torstahl 40), die in den 1950er-Jahren eingebaut worden waren. Sie wurden mit je zehn neuen Stäben von aus der Walzhitze vergütetem Stahl (BSW Tempcore) und aus warmgewalztem Ringmaterial (topar-R) verglichen. Figur 1 zeigt die Versuchsergebnisse aufgetragen im doppelt-logarithmischen Wöhlerdiagramm. Als wichtigste Parameter für die Ermüdungsfestigkeit haben sich Oberflächenbeschaffenheit, Rippengeometrie und Herstellungsprozess erwiesen. Letzterer ist auch für die Streuung massgebend; hingegen scheint das Produktionsjahr nicht relevant zu sein.

Grossversuch an einem Stahlbetonrahmen

Eine Analyse der Nationalstrassenbrücken im Aargau ergab, dass 121 einfeldrige Brücken zu den ermüdungsgefährdeten Rahmen und Platten gehören. Als typische Brücke erwies sich ein offener Rechteckrahmen mit Baujahr 1967, Spannweite 6,69 m und Breite 27,35 m. Diese und weitere Masse dienten der Konzeption des Versuchskörpers, allerdings lediglich mit einer Breite von 3 m, was gerade einem fiktiven Fahrstreifen nach Einwirkungsnorm [5] entspricht. Der effektive Versuchskörper wurde im Massstab

of reinforcing bars. The demolition of the Ponte Moesa in Roviedo and the Vogelsang Bridge near Turgi gave the opportunity to sample in total 33 reinforcing bars of different diameters of the “types” (products) “self-hardening” (Box) and “cold-formed” (Torstahl 40) that had been installed in the nineteen-fifties. They were compared with ten new bars of tempered rod steel (BSW Tempcore) and hot-rolled steel from the roll (topar-R), respectively. Figure 1 shows the test results, depicted in an SN-diagram with logarithmic scales for both axes. Surface condition, rib geometry and production process have proved to be the most important parameters, the latter being responsible for the scatter, whereas the production date does not seem to be relevant.

Large-scale test on a reinforced concrete frame

An analysis of the national motorway bridges in the canton of Aargau revealed 121 single span bridges that, since they were frames and slabs, are subject to fatigue. The typical bridge was an open frame constructed in 1967 with a span of 6.69 m and a width of 27.35 m. These dimensions among others served to design the test specimen with a

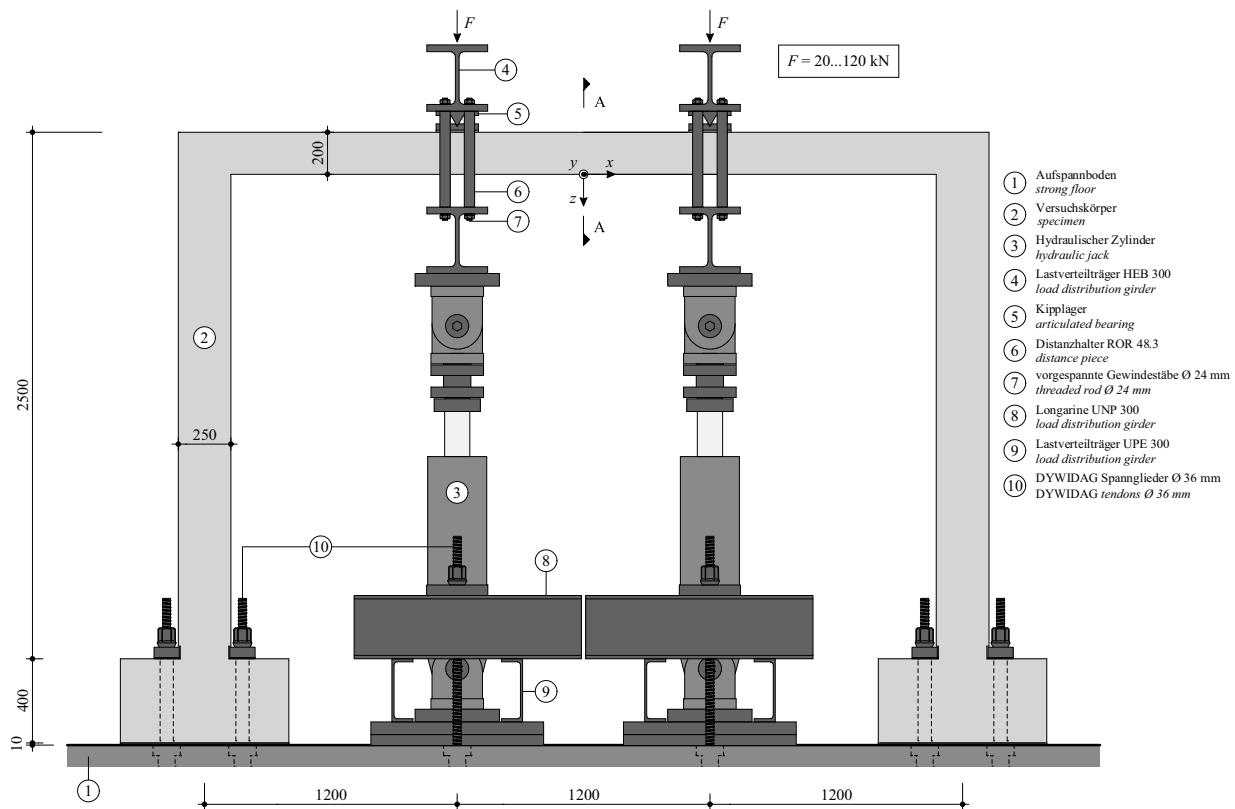


Fig. 2

Versuchskörper mit Belastungseinrichtung.
Test specimen with loading set-up.

1:2 erstellt und in den Drittelpunkten des Riegels mit hydraulischen Pressen belastet (Fig. 2). Die Belastung wurde so festgelegt, dass die äussere Bewehrung in der Rahmenecke Spannungswechsel von 220 N/mm^2 erfahren sollte. Dies erforderte pro Zylinder eine Belastungsdifferenz von 100 kN, was mit einer Unterlast von 20 kN und einer Oberlast von 120 kN realisiert wurde. Da die Rahmenecke der am höchsten beanspruchte Bereich ist und die Ermüdungsfestigkeit eine Streuung von etwa 30 N/mm^2 aufweist, konnte damit gerechnet werden, dass dort einzelne Ermüdungsbrüche bereits nach 1 Mio. Lastwechseln auftreten würden. Figur 3 zeigt schematisch den detaillierten Versuchsablauf.

Mit einer ebenen Rahmenberechnung konnte gezeigt werden, dass mit der aufgebrachten Belastung und unter Beachtung der Massstabsgesetze im Riegel etwa dieselben Momente wie mit dem Lastmodell 1 für Strassenverkehr

width of only 3 m, however, which corresponds to a fictitious lane according to the SIA code "Actions on Structures" [5]. The actual test specimen was scaled using a factor 1:2 and loaded by hydraulic jacks in the third points of the beam's span (Fig. 2).

The loading was determined such that the outer reinforcement in the frame corner would experience a stress difference of 220 N/mm^2 . This required a load difference of 100 kN per jack and was achieved using a lower load of 20 kN and an upper load of 120 kN per jack. Since the frame corner is the most stressed zone and the fatigue strength has a variance of about 30 N/mm^2 , the first fatigue failures could be expected to take place there already after 1 million load cycles. Figure 3 shows the detailed test sequence schematically.

A plane frame analysis showed that by applying these loads and considering the scaling laws about the same moments arise as

der Einwirkungsnorm SIA 261 (2003) [5] auftreten.

Mit festverdrahteten, kontinuierlichen Messungen wurden zwei horizontale und fünf vertikale absolute Verschiebungen, die Kolbenwege der beiden Zylinder, acht Längenänderungen auf Betonoberflächen, fünf Dehnungen auf Bewehrungen, zwei Rissöffnungen, drei Beschleunigungen, zwei Kolbenkräfte, der Differenzdruck der beiden Kolben und die Temperatur erfasst. Zwischen den Messzyklen wurde zudem das Verschiebungsfeld mit Deformettermessungen an 706 Messstrecken aufgenommen. Weitere Details sind in [6] enthalten.

Die Dehnmessstreifen (DMS) auf den Bewehrungen waren von zylindrischen Schutzdosen umgeben, die eine Sollbruchstelle für den Beton ergaben. Somit war auch sichergestellt, dass die Stahldehnungen im Riss gemessen wurden. Dies ist besonders wichtig, da an den Einspannungen der Stützenfüsse weder

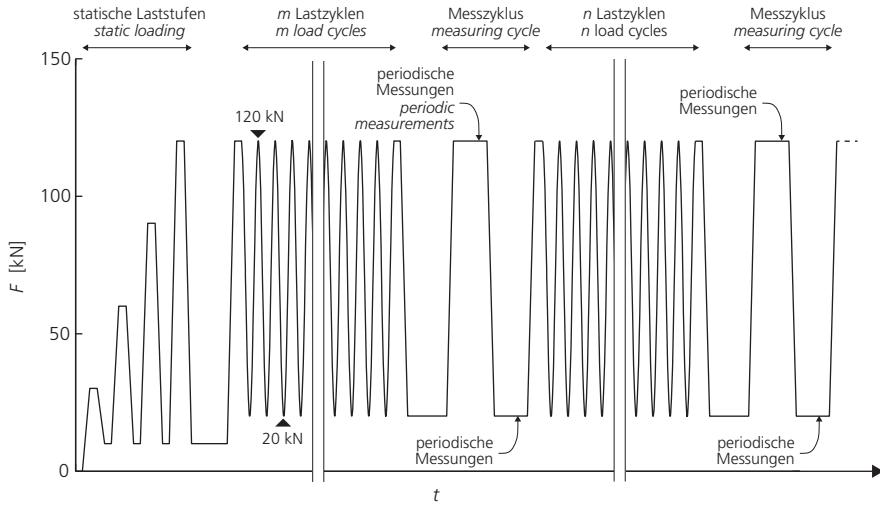


Fig. 3
Schematischer Versuchsablauf.
Schematic test sequence.

with load model 1 for road traffic in the code SIA 261 (2003) [5]. Two horizontal and five vertical absolute displacements, the piston strokes of both jacks, eight elongations on the concrete surfaces, five strains on the reinforcement, two crack openings, three accelerations, two jack forces, the pressure difference of the jacks and the temperature were recorded with hard-wired continuous measurements. In addition, the displacement field was traced using demountable deformeters on 706 measurement lengths. More details are available in [6]. The strain gauges attached to the reinforcing bars were protected

Kräfte noch Momente gemessen werden konnten.

Alle Verformungsgrößen zeigten eine stetige Zunahme über die gesamte Versuchsdauer; mässig zu Versuchsbeginn, gefolgt von einer annähernd konstanten Phase und einer starken Zunahme gegen das Versuchsende hin. Aus Lastumlagerung am statisch unbestimmten System konnten einzelne Messgrößen auch wieder abnehmen.

Figur 4 zeigt die Entwicklung der Durchbiegung in Riegelmitte und die horizontale Auslenkung einer Rahmenecke. Da sich der Rahmen nach rechts bzw. Osten neigte, traten in der rechten Ecke die grös-

by cylindrical boxes that caused a predetermined breaking point for the concrete. This ensured that steel strains were measured in the crack. This is an important issue, since at the fixed-base supports neither moments nor forces could be measured.

All deformation readings showed a continuous increase over the whole test period: moderate at the beginning, followed by an almost constant phase and a strong increase towards the end of the test. Due to load redistribution in the hyperstatic system, some measured values could also decrease. Figure 4 shows the development of the deflection at

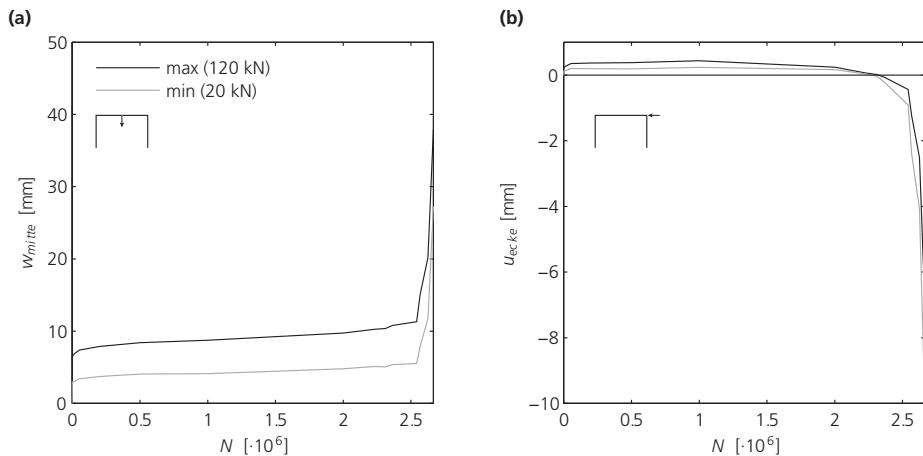


Fig. 4
Entwicklung der a) vertikalen und b) horizontalen Verschiebungen mit der Lastwechselzahl.
Development of a) vertical and b) horizontal displacements with the number of load cycles.

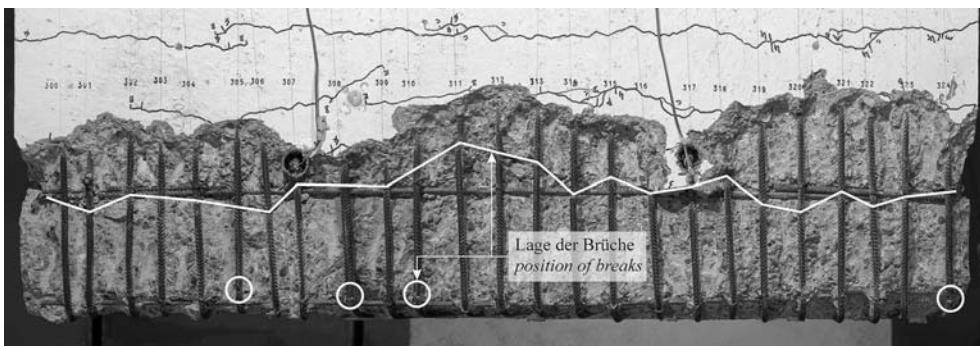


Fig. 5

Aufsicht Rahmenecke Ost nach Entfernen der Betondeckung. Die Kreise kennzeichnen die Stäbe, die in der Abbiegung gebrochen waren; die Dosen mit den DMS sind durch die Zuführdrähte erkennbar.

View on the frame's eastern corner after removal of the concrete cover. The circles denote breaks in the bend of the bars; the boxes with the strain gauges are identifiable by their wiring.

ten Spannungen und in der Folge auch die meisten Brüche auf. Bei Abbruch der dynamischen Belastung nach 2 665 000 Lastwechseln waren in der Ecke Ost alle 25 Stäbe gebrochen, in der Ecke West nur einer von 25 und im Feldbereich acht von 18. Anschliessend wurde der Überdeckungsbeton im Eckbereich aussen entfernt und die Bewehrung freigelegt (Fig. 5). Die visuelle Differenzie-

mid-span and the horizontal displacement of the frame corner. Since the frame inclined to the right or eastward, the largest stresses occurred in the right corner, and subsequently most of the failures took place there. When the dynamic testing was stopped after 2,665,000 load cycles all 25 bars of the eastern corner had failed, but only one at the western corner and eight out of 18 at mid-span. Subsequently, the concrete cover in the corner region was removed and the reinforcement exposed (Fig. 5). A visual differentiation of orientation and roughness of the fracture surfaces indicated six ductile failures at the eastern corner. All other mentioned failures may be classified as fatigue failures.

Already during the measurement cycles of the dynamic loading, the magnetic flux leakage method was applied to try to identify broken bars by non-destructive measures. Figure 6 shows the comparison of failures, identified by jumps in steel strains and by discontinuities of the magnetic flux field. Such a diagram, however, does not contain all the information that has been used to identify breaks; an intermission of the test for instance, as occurred after 0.2 million load cycles, also provoked a jump in the measured strains.

lung von Orientierung und Rauigkeit der Trennflächen deutete bei der Ecke Ost auf sechs Verformungsbrüche hin. Alle andern erwähnten Brüche wurden als Ermüdungsbruch klassiert.

Bereits in den Messzyklen der dynamischen Belastungen wurde mit der magnetischen Streufeldmethode versucht, Stabbrüche zerstörungsfrei zu erkennen. Figur 6 zeigt die Gegenüberstellung von erkannten Brüchen anhand plötzlicher Zunahme von Dehnungen und anhand von Messungen des magnetischen Streufelds. Eine solche Darstellung enthält jedoch nicht alle Informationen, die für das Erkennen von Brüchen beigezogen wurden; zum Beispiel hat der längere Versuchsunterbruch nach 0,2 Mio. Lastwechsel ebenfalls einen Sprung in den gemessenen Dehnungen bewirkt.

Modellierung des Ermüdungsverhaltens

Im Rahmen der Dissertation wurde auch ein physikalisch-mechanisches Modell entwickelt, um das Ermüdungsverhalten eines Stahlbetontragwerks numerisch zu simulieren. Es beruht auf klassischen Annahmen der Elastostatik gerissener Querschnitte mit deterministischen Eingabegrössen. Lediglich die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls wird als probabilistisch (normalverteilt) ange-

Referenzen/References

- [1] P. Fehlmann; Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken, IBK Bericht Nr. 335, Februar 2012, 147 pp.
- [2] T. Wolf; Zur Detektion von Betonstahlbrüchen mit der magnetischen Streufeldmethode, IBK Bericht Nr. 346, Dezember 2012, 117 pp.
- [3] SIA; Ermüdung von Betonbauten, SIA Dokumentation No. D 0133, Zürich, 1997, 51 pp.
- [4] CEN; Norm SN EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2004, 246 pp.
- [5] SIA; Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke, 2003, 114 pp.
- [6] P. Fehlmann, T. Wolf, T. Vogel; Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken, IBK Bericht Nr. 332, Mai 2011, 95 pp.
- [7] M. Schläfli; Ermüdung von Brückenzufahrtsplatten aus Stahlbeton, Dissertation, EPFL, Lausanne, 1999, 113 pp.
- [8] H. Lambotte et al.; Essais de flexion sur poutre en béton armé, parties 1 à 3, Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles, 1963/1965/1969.

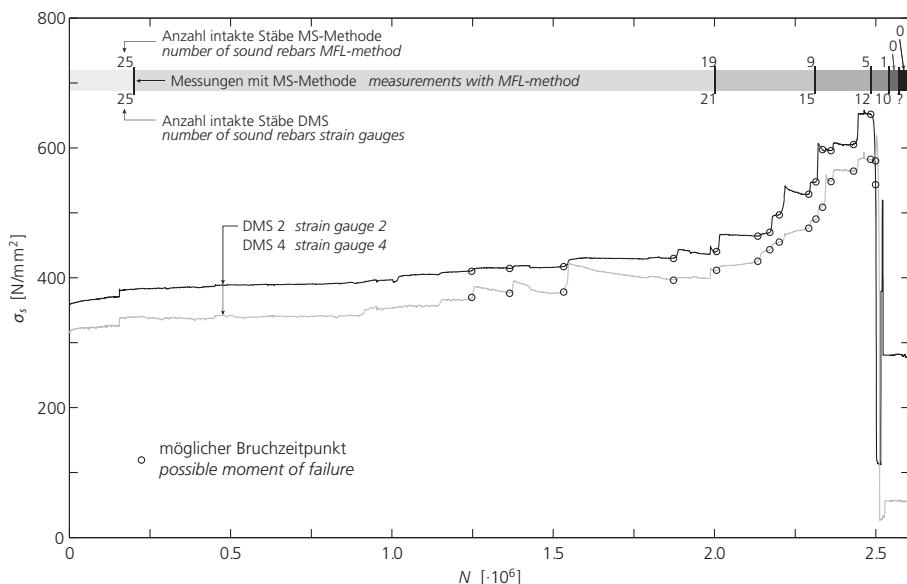


Fig. 6

Gegenüberstellung der Brüche, erkannt anhand von Dehnungssprüngen im Stahl und anhand von Diskontinuitäten des magnetischen Streufelds.

Comparison of failures, identified by jumps in steel strains and by discontinuities of the magnetic flux field.

Modelling of fatigue behaviour

Within the framework of the PhD thesis a physical mechanical model was developed to numerically simulate the fatigue behaviour. It is based on the classical assumptions of elastic-static analysis of cracked concrete cross sections with deterministic parameters. Only the fatigue strength of reinforcing steel is considered as probabilistic (normally distributed), which also in analysis leads to bars failing one after the other, with redistribution of the load to the remaining intact bars. Up to now, the fatigue testing of statically determinate single beams of Schläfli [7] and Lambotte et al. [8] have been recalculated and a satisfactory level of agreement was achieved.

Conclusions

Fatigue of reinforcing steel in small reinforced concrete road bridges is a deterioration mechanism that has to be observed, because with time such frames and slabs of moderate size are reaching stress differences and load cycles where fatigue becomes an issue. Due to the variation of fatigue strength, deterioration

takes place, what leads to the fact that also numerically a bar breaks and the load is transferred to the remaining intact bars. So far, fatigue tests on statically determined beams of Schläfli [7] and Lambotte et al. [8] have been calculated and a satisfactory level of agreement was achieved.

Folgerungen

The fatigue of concrete steel in smaller concrete bridge structures is a damage mechanism that must be observed, because over time such frames and slabs of moderate size reach stress differences and load cycles where fatigue becomes an issue. Due to the variation of fatigue strength, deterioration

proceeds continuously, accompanied by deformations and stress redistributions as far as possible. The non-destructive detection of fatigue failures by the magnetic flux leakage methods shows encouraging initial success in the laboratory, but has to be further developed for application in practice.

Autoren/Authors

Thomas Vogel
Prof., dipl. Bauing. ETH/SIA
Institut für Baustatik und
Konstruktion
ETH Zürich
CH-8093 Zürich
vogel@ibk.baug.ethz.ch

Patrick Fehlmann
Dr. sc. ETH Zürich, dipl. Bauing. ETH
Locher Ingenieure AG
CH-8022 Zürich
patrick.fehlmann@locher-ing.ch

Gradientenverankerung für vorgespannte CFK-Lamellen

im Betonbau

Gradient anchorage for prestressed CFRP strips bonded to concrete

Julien Michels, Christoph Czaderski, Masoud Motavalli

Einleitung

Lamellen aus Carbonfaser-verstärktem Kunststoff (CFK) sind wegen ihrer hohen Zugfestigkeit ($f_{t,u} > 2000 \text{ MPa}$), ihrer hohen Korrosionsbeständigkeit sowie ihres geringen Gewichts ($\rho \approx 1,6 \text{ g/cm}^3$) und der daraus resultierenden einfachen Handhabung auf der Baustelle eine erprobte Verstärkungsmaßnahme für bestehende Stahlbetonbauten. Die Lamellen werden mit einem Epoxidharz auf den Betonuntergrund geklebt. Das zusätzliche Vorspannen ermöglicht ein effizienteres Ausnutzen der mechanischen Eigenschaften. Zur Vermeidung eines frühzeitigen Delaminierens muss eine funktionierende Verankerung sichergestellt werden. Zurzeit sind mehrere mechanische Verankerungstypen für CFK-Lamellen auf dem Markt erhältlich. Üblicherweise sind Ankerplatten und permanente Dübel notwendig, was sich allerdings negativ auf das Erscheinungsbild auswirkt. Deshalb wurde an der Empa die Gradientenverankerung [1] entwickelt. Die Idee besteht darin, eine reine Beton-Harz-Lamellenverbindung ohne bleibende mechanische Verankerungsteile zu erzeugen. Die Vorteile sind reduzierter Unterhalt an Stahlteilen, eine verbesserte Ästhetik und eine geringere Konstruktionshöhe.

Prinzip und Verankерungsprozedur

Die Methode basiert auf einem schnelleren Aushärten des Epoxidharzes unter hohen Temperaturen. Die Gradientenverankerung wird durch ein segmentweises Heizen des Harzes sowie anschließendes Ablassen der Vorspannkraft an beiden Lamellen-

Introduction

Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) strips are, due to their high tensile strength $f_{t,u} > 2,000 \text{ MPa}$, their resistance against corrosion and their easy handling on site ($\rho \approx 1.6 \text{ g/cm}^3$), an efficient technique for retrofitting existing reinforced concrete structures. Generally, the CFRP strips are bonded to the concrete surfaces with an epoxy adhesive. By prestressing the strips, the excellent mechanical performances can be further enhanced. An adequate anchorage is necessary in order to avoid a premature debonding failure. Currently several mechanical systems are available on the market, generally requiring the installation of permanent dowels and anchor plates resulting in a less appealing appearance. As a countermeasure, the gradient anchorage was introduced at Empa [1]. The idea is to eventually obtain a purely concrete-adhesive-strip connection without any remaining mechanical devices. The advantages of this method are enhanced durability, improved aesthetics and a lower construction height.

Principle and procedure

The method is based on the possibility of considerably reducing the necessary curing time of the epoxy adhesive by applying high temperature. The gradient-anchorage is characterized by a segment-wise adhesive heating and subsequent gradual prestress force decrease symmetrically at both strip ends [2]. If the initial prestrain of the strip is too high, the risk of debonding failure is imminent if the total force is released in one step. With the present technique, the total pre-

stress force can be released in several steps. This allows the gradual curing of the adhesive and thus the gradual increase of the bond strength. This is particularly important for CFRP strips, as they have a low ductility and a high potential for brittle failure. The gradual increase of the bond strength also reduces the risk of delamination. A schematic representation of the curing process is shown in Fig. 1. The curing process starts with the application of a prestressing force F_p to the CFRP strip. The strip is then heated from the left end, causing the adhesive to cure. The curing length increases from zero at the left end to a maximum at the right end. The curing length is denoted by Δl . The total curing length is denoted by Δl_n . The curing process is completed when the entire strip is cured. The total curing time is denoted by t_c .

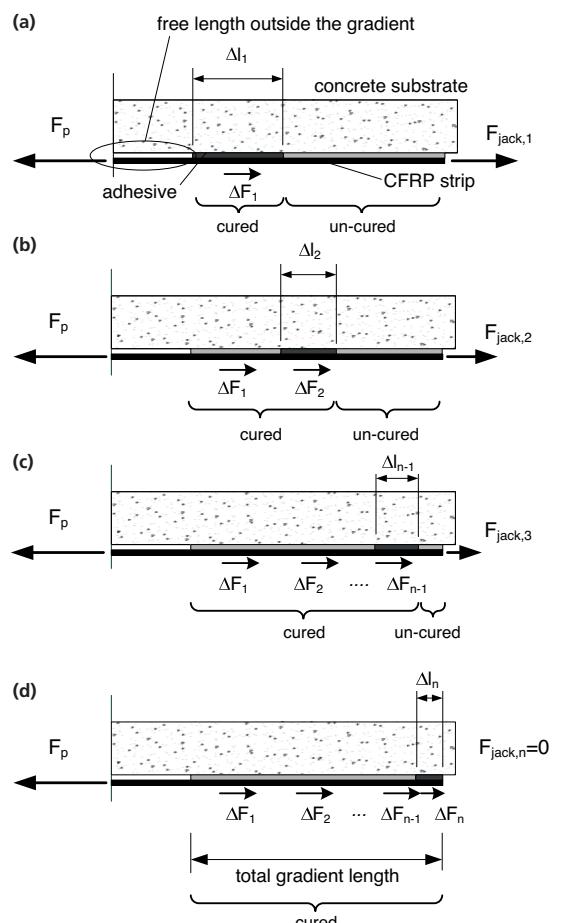


Fig. 1
Schematische Darstellung einer Gradientenverankerung [2].
Schematic gradient representation [2].

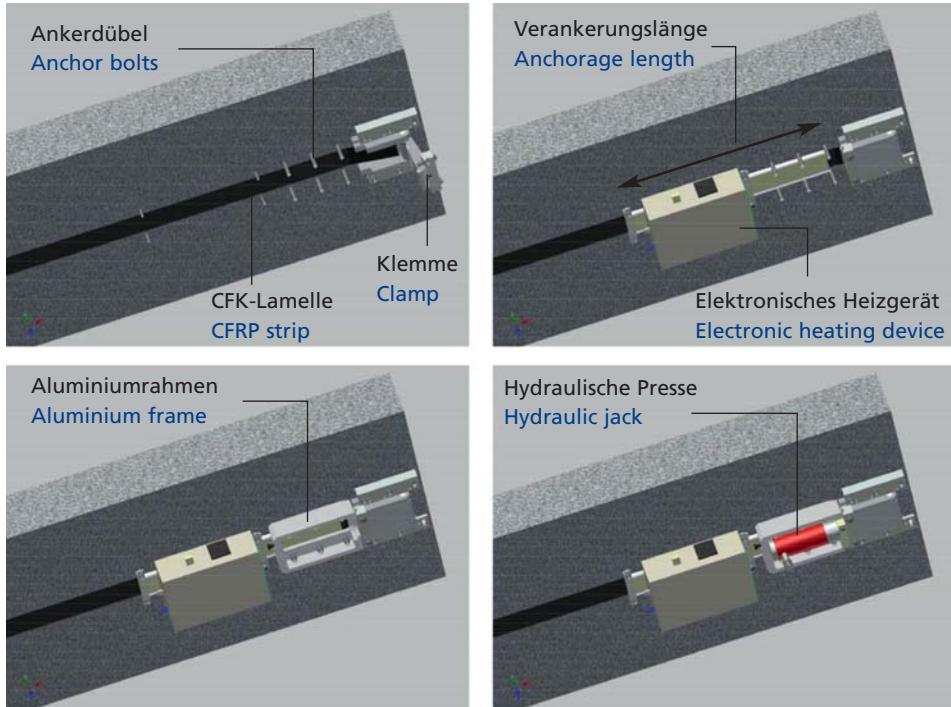


Fig. 2

Installationsprozedur [2].

Installation procedure for the different components [2].

stress force is distributed over several segments, resulting in a reduced bond shear stress in the end region. A schematic representation of the force gradient is given in Figure 1.

The procedure is divided into the following steps (see also Fig. 2):

1. Drilling of the temporary anchor bolts for the clamps, the hydraulic jack fixing and the heating device.
2. Clamping the CFRP strip at both ends.
3. Installing the heating device and the hydraulic jack.
4. Prestressing of the strip by pushing the clamps towards the beam ends using the hydraulic jacks and a hand pump.
5. Starting the segment-wise heating and subsequent force release by reducing the oil pressure with a valve.
6. Un-installing of all the components and cutting the anchor bolts.
7. Cutting of the CFRP strip at the end of the gradient anchorage.

Schritte unterteilt werden (siehe Fig. 2.):

1. Setzen der temporären Ankerdübel für die Klemmen und die Befestigung von Hydraulikzylinder und Heizapparatur.
2. Einspannen der Lamelle an beiden Enden.
3. Installation der Heizapparatur sowie des Zylinders.
4. Vorspannen der Lamelle durch das seitliche Hinausschieben der Klemmen in Richtung Balkenende mit Zylinder und Handpumpe.
5. Starten der segmentweisen Heizprozedur und Kraftablassens.
6. Abbauen der einzelnen Komponenten sowie Abschneiden der Dübel.
7. Abschneiden der Lamelle am Ende des Kraftgradienten.

Heating devices

Within the framework of the industrial CTI-project No 10493.2 PFIW-IW, heating devices suitable for practical applications have been developed in collaboration with S&P Clever Reinforcement Company AG from Switzerland. These heating boxes (Fig. 3) are equipped with 8 heating elements with a surface of $100 \times 100 \text{ mm}^2$. A specially programmed Labview-based software allows one to define a heating duration and procedure and the subsequent individual control of the respective heating elements.



Fig. 3
Heizapparatur.
Heating box.

stelle entwickelt. Die Heizboxen (Fig. 3) sind mit 8 Heizelementen einer Grösse von $100 \times 100 \text{ mm}^2$ versehen. Eine auf Labview basierte Software ermöglicht eine individuelle Kontrolle der einzelnen Elemente.

Laboranwendung und statische Belastungsversuche

Erste Untersuchungen an verstärkten Stahlbetonteilen mit vorgespannten CFK-Lamellen und Gradientenverankerung wurden an der Empa durchgeführt [1-3]. Anfangs wurde ein erster Prototyp für das Spannen und Heizen verwendet. Die Resultate an Balken mit realen Abmessungen zeigten die Effizienz einer solchen Verstärkung mit einer Gradientenverankerung. Eine deutliche Zunahme der Risslast, der Last bei Fliessen des Betonstahls sowie der maximalen Traglast konnte festgestellt werden. Zusätzlich liess sich zeigen, dass mit einer genügend hohen Vordehnung und einer geringen Lamellendicke sogar ein Zugbruch der Lamelle erreicht werden kann. Eine zweite Untersuchung [4] zeigt das Verstärken eines 17 m langen Spannbetonbalkens sowie den anschliessenden statischen Bruchversuch an der Empa.

Die neu entwickelte Heizapparatur wurde nun erstmals an Stahlbetonplatten angewendet. Die Lamellen mit einem Querschnitt von $100 \times 1,2 \text{ mm}^2$ wurden bis auf 0,6% vorgedehnt, was etwa einer Vorspannkraft von 120 kN entspricht. An beiden Enden wurde die Vorspannkraft in drei Schritten verankert. Zuerst wurde das Epoxidharz über eine Verbundlänge von 300 mm erhärtet und anschliessend 50 kN der Vorspannkraft abgelassen. Danach folgten zwei Sektoren von jeweils einer Länge von 200 mm und einer Kraftreduzierung um 35 kN. Am Ende wurde jeweils ein zusätzlicher Sektor mit einer Länge von 100 mm ohne eine zu verankernde Kraft ausgeführt. Während der Verankерungsprozedur wurde die Temperatur im Harz T_a mit Sensoren überwacht. Die Entwicklung über die Zeit ist

Laboratory applications and tests

First experimental investigation on retrofitted reinforced concrete members with prestressed CFRP strips with a gradient anchorage has been conducted at Empa [1-3]. At the time, a prototype of a pre-stressing and heating system was used. The results on large-scale beams demonstrated the efficiency of the prestressed CFRP reinforcement with gradient anchorage for structural rehabilitation. A clear increase in cracking load, yielding load and ultimate load-carrying capacity could be observ-

in Figur 4 gemeinsam mit der Temperatur der Heizelemente T_h sowie der Kraft in den Zylindern und der Dehnung in der freien Länge gegeben. Ein starker Temperaturabfall beim Wärmetransfer zwischen Heizelement und Harz von 160°C auf ungefähr 90°C kann festgestellt werden. Die Höhe der Temperatur im Harz (90°C) stimmt gut mit einer vorher optimierten Konfiguration des gesamten Ablaufs überein [5]. Nach dem Verstärken wurden die Balken in einem 6-Punktbiegeversuch auf ihre Tragfähigkeit untersucht. Figur 5 zeigt den Versuchs-

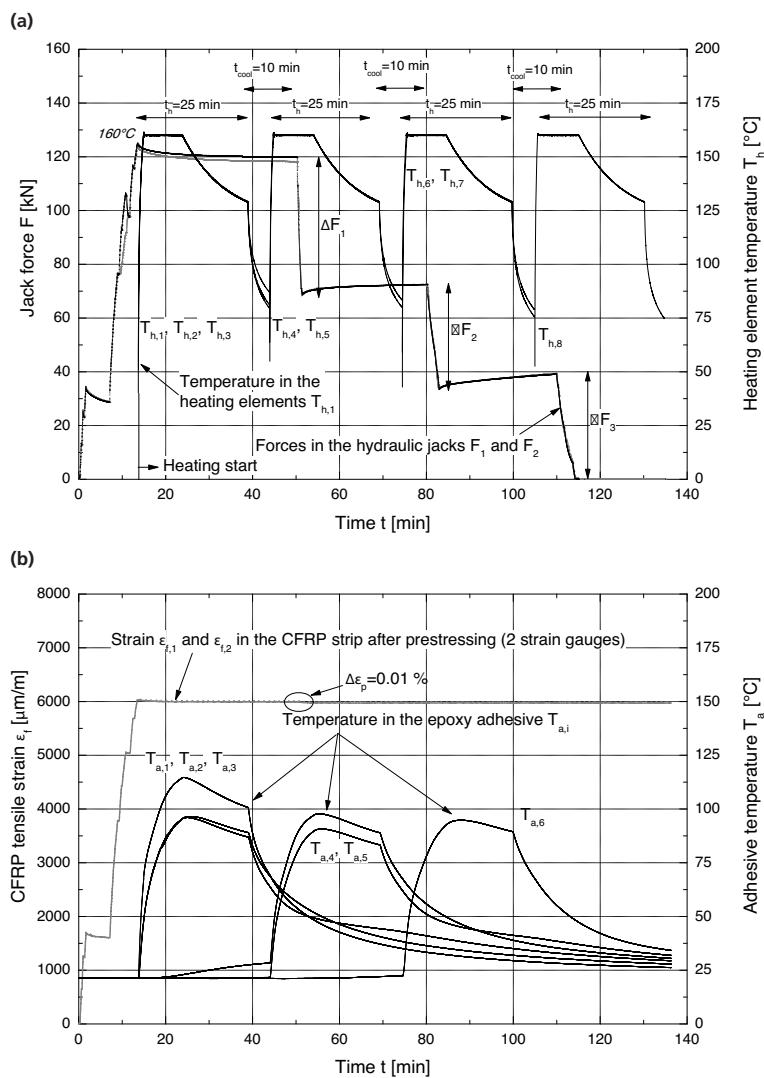


Fig. 4

- a) Beispiel der Zylinderkraft- und Temperaturentwicklung (im Heizelement) über die Zeit und b) Lamellendehnung und Harztemperatur über die Zeit während der Verankерungsprozedur [2].
- a) Example of the evolution of the jack force and temperature in the heating element and b) the evolution of the CFRP tensile strain and adhesive temperature during the gradient installation [2].



Fig. 5
Versuchsaufbau.
Bending test setup.

ed. Additionally, it was shown that a sufficiently high prestrain and a small strip thickness can eventually lead to tensile failure in the CFRP strip. A second large-scale laboratory investigation [4] presented the successful strengthening of 17 m long prestressed concrete girders taken from a bridge and tested in the Empa laboratory.

The newly developed heating boxes were first applied to strengthen reinforced concrete plate elements. The CFRP strips with a cross section of $100 \times 1.2 \text{ mm}^2$ were loaded up to a prestrain of around 0.6 %, corresponding to a force of around 120 kN. At both strip ends, the prestress force was released in three steps. Initially, the epoxy over a bond length of 300 mm was cured at high temperatures for a force transfer of about 50 kN. Afterwards, two segments of each 200 mm bond length were used for a force decrease of about 35 kN. Finally, a segment with a length of 100 mm was prepared without any remaining force to be anchored. During the anchoring procedure, the temperature in the adhesive T_a was monitored using thermocouples. The evolution in time is presented in Figure 4 together with the actual applied temperature T_h of the heating elements as well as the force decrease in the jacks and the CFRP strain in the free length outside the gradients. A

aufbau. Für das Verstärken der Balken 1 und 3 wurde eine vorgespannte CFK-Lamelle auf dem vorher sauber geschliffenen Betonuntergrund verankert. Bei Balken 2 wurde zusätzlich die Lamelle mit Sandpapier aufgeraut, um einen verbesserten Verbund zum Harz zu erzielen. Bei Balken 4 wurde die CFK-Verstärkung an der Betonoberseite, die erfahrungsgemäß eine geringe Qualität aufweist, angebracht. Sämtliche Kraft-Durchbiegungskurven sind in Figur 6 dargestellt. Alle Versuchen zeigten ein Delaminieren der Lamelle bei einer relativ hohen Dehnung. Werte zwischen 1,16 und 1,42 % (die Bruchdehnung liegt bei etwa 1,5%) wurden gemessen. Bezuglich des Aufrauens der Lamellenenden kann festgehalten werden, dass die Prozedur kontraproduktiv ist und sich in tieferen Traglasten als bei Balken 1 und 3 wider spiegelt. Der Unterschied im Vergleich zum Referenzträger (berechnet anhand einer Querschnittsanalyse (CSA)) ohne zusätzliche Verstärkung (schwarze Linie) ist jedoch bei allen Trägern beachtlich. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Gradientenverankerung sich als effizient und tauglich für Bauwerksverstärkung erwiesen hat.

Ausblick

Zurzeit werden an der Empa weitere Versuche durchgeführt. Erste

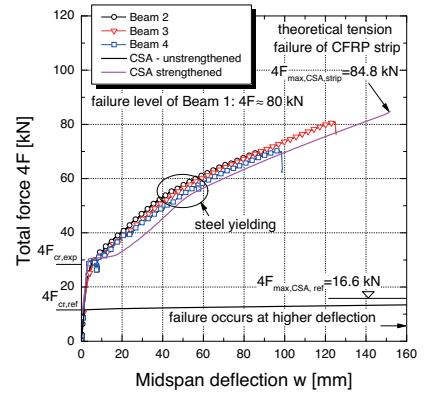


Fig. 6
Kraft-Durchbiegungskurven [2].
Force-midspan-deflection curve [2].

high temperature loss during the transfer from the heating elements through the strip to the adhesive of 160 °C to about 90 °C can be observed. The obtained temperature of about 90 °C in the adhesive was in accordance with preliminary tests for obtaining an optimum gradient configuration [5].

After strengthening, the beams were subjected to a 6-point bending test. The setup is shown in Figure 5. Regarding the initial strengthening configurations, beams 1 and 3 were conventionally strengthened with a pre-stressed strip bonded to a previously polished concrete surface. For beam 2, the strip end surface in contact with the underlying epoxy adhesive was also roughened with sand paper in order to enhance the bond between the two components. Lastly, beam 4 was strengthened with a strip on the upper casting side, involving a lower concrete quality. The resulting force-midspan-deflection curves are presented in Figure 6. All beams exhibited debonding failure of the CFRP strip, though the corresponding tensile strain of the CFRP strip was very high. Values in the range of 1.16 to 1.42 % (failure strain circa 1.5%) were observed in the CFRP strips. Regarding the initial strip roughening, it can be concluded that the effect is counterproductive, resulting in lower bearing capacities than for



Fig. 7
Brücke mit 5 Spannbetonträgern in Polen.
Five-girder bridge in Poland.

Anwendungen an Bauwerken sind in Vorbereitung. Im Rahmen eines schweizerisch-polnischen Forschungsprojekts (Tulcoempa – in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Łódź) wird eine Brücke in Polen, bestehend aus fünf vorgefertigten Spannbetonträgern, mit vorgespannten CFK-Lamellen mit Gradientenverankerung für Demonstrationszwecke verstärkt (Fig. 7). Zusätzlich ist ein vom Bundesamt für Straßen unterstütztes Projekt über die Dauerhaftigkeit solcher Klebeverbindungen im Brückenbau in Bearbeitung.

beams 1 and 3. Nevertheless, the difference between these bearing capacities and that of the un-strengthened (black line) reference beam (calculated with a cross section analysis (CSA)) is considerable. To summarize, the efficiency and feasibility of the gradient anchorage was demonstrated to be suitable for an adequate structural strengthening.

Outlook

Currently, further experiments are being conducted and the first applications to existing structures are being prepared. Within the framework of a Swiss-Polish research collaboration (Tulcoempa – in collaboration with Technical University Łódź) a prestressed concrete bridge in Poland will be strengthened for demonstration purposes (Fig. 8). Additionally, durability questions concerning gradient anchorage will be investigated as part of the research activities supported by the Swiss Federal Road Authorities.

Literatur/References

- [1] U. Meier, I. Stöcklin; A Novel Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) System for Post-Strengthening, ICCRRR, Cape Town, 2005.
- [2] J. Michels, J. Sena Cruz, C. Czaderski, M. Motavalli; Structural Strengthening with Prestressed CFRP Strips with Gradient Anchorage, ASCE Journal of Composites for Construction, accepted for publication, 2013.
- [3] R. Kotynia, R. Walendziak, I. Stöcklin, U. Meier; RC Slabs strengthened with Prestressed and Gradually Anchored CFRP Strips under Monotonic and Cyclic Loading, ASCE Journal of Composites for Construction, 15(2), pp. 168–180, 2011.
- [4] C. Czaderski, M. Motavalli; 40-Year-old Full-Scale Concrete Bridge Girder Strengthened with Prestressed CFRP Plates anchored using Gradient Method, Composites Part B: Engineering, 43(2), pp. 878–886, 2007.
- [5] J. Michels, C. Czaderski, R. El-Hacha, R. Brönnimann, M. Motavalli; Temporary Bond Strength of Partly Cured Epoxy Adhesives for anchoring Prestressed CFRP Strips on Concrete, Composite Structures, 94(9), pp. 2667–2676, 2012.

Autoren/Authors

Julien Michels
Dr., Ing. civ. dipl. EPF
julien.michels@empa.ch

Christoph Czaderski
Dr. Sc., Dipl. Ing. ETH
christoph.czaderski@empa.ch

Masoud Motavalli
Prof. Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
masoud.motavalli@empa.ch

Abteilung für Ingenieurstrukturen
Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa)
CH-8600 Dübendorf