



Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg
Hochschule für Technik und Architektur Freiburg



Journée d'étude du 27 octobre 2011
BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT
concevoir, dimensionner, construire

Fachtagung vom 27. Oktober 2011
ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON
entwerfen, bemessen, bauen

Edité par
Eugen Brühwiler
Lionel Moreillon
René Suter

Partenaires / Partner



cemsuisse
www.cemsuisse.ch



Vigier AG
www.vigier.ch



Creabéton Matériaux AG
www.creabeton-materiaux.ch



Holcim Schweiz AG
www.holcim.ch

SWISS STEEL
Providing special steel solutions



Swiss Steel
www.swiss-steel.com



Bekaert Schweiz AG
www.bekaert.com



Sika Schweiz AG
www.sika.com



Sigma béton
www.sigma-beton.fr

Partenaires académiques / Akademische Partner



**Ecole d'ingénieurs et
d'architectes de Fribourg**
www.eia-fr.ch



**Ecole Polytechnique Fédérale
de Lausanne**
www.epfl.ch
mcs.epfl.ch

Patronage / Patronat



SIA
www.sia.ch



**Groupe Suisse de la *fib*
Schweizer Gruppe der *fib***
www.fib.ch



**IVBH Schweizer Gruppe
AIPC Groupe Suisse**
www.ivbh.ch

Vorwort

UHFB – entwerfen, bemessen, bauen

Seit jeher haben neuartige Baustoffe der Ingenieurbaukunst zu einer Weiterentwicklung verholfen. Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Betone (UHFB) sind vielversprechend, um die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit von Bauwerken zu verbessern.

Anhand Schweizer und internationaler Erfahrungen will diese 1. Schweizer Fachtagung über UHFB die Eigenschaften von UHFB vorstellen und Anwendungsmöglichkeiten bei der Erhaltung bestehender Bauwerke und für Neubauten aufzeigen. Dabei werden Standpunkte aus Forschung, Planung und Ausführung sowie zukunftsweisende Ideen präsentiert.

Avant-propos

BFUP – concevoir, dimensionner, construire

Les nouveaux matériaux ont depuis toujours donné une impulsion décisive au développement de l'ingénierie. Les Bétons Fibrés Ultra-Performants (BFUP) ont un potentiel indéniable pour améliorer la résistance et la durabilité des structures.

Sur la base d'expériences internationales et nationales, cette 1^{ère} journée d'étude en Suisse sur les BFUP vise à présenter les qualités des BFUP et démontrer des possibilités d'application pour la réhabilitation des ouvrages existants d'une part et pour la nouvelle construction d'autre part. Des points de vue de la recherche, de la planification et de l'exécution ainsi que des idées d'avenir seront présentés.



Negrellisteg, Zürich – Projekt/projet: Flint & Neill Ltd Civil Engineers, London; Explorations Architecture, Paris

Das Siegerprojekt aus Stahl-UHFB für den 130 m weit über die Gleise des Bahnhofs Zürich gespannten Negrellisteg ist ein wichtiger Impuls für das Bauen mit UHFB in der Schweiz. Der weitsichtige Juryentscheid zu Gunsten eines innovativen Projekts ist eine Motivation und Herausforderung. Der Baustoff UHFB ist mehr als ein „Nischenbeton“. UHFB hat das Potential, sich zu einer neuen Bauweise zu entwickeln, welche die etablierten Bauweisen ergänzen und herausfordern wird.

Le projet lauréat en BFUP-armé pour une passerelle d'une portée de 130 m au-dessus des voies de la gare Zurich présente une impulsion importante pour la construction en BFUP en Suisse. La décision visionnaire de jury en faveur d'un projet innovateur est une motivation et un défi. Le matériau de construction BFUP est plus qu'un "béton de niche". Le BFUP permettra le développement de nouvelles méthodes de construction lesquelles compléteront et défieront les méthodes de construction établies.

Eugen Brühwiler

Lionel Moreillon

René Suter

Table des matières / Inhalt

BFUP: État de l'art en France	5
Jacques Resplendino	
Ultrahochfester Beton (UHFB):	
Stand der Technik in Deutschland	33
Ekkehard Fehling, Torsten Leutbecher	
Formulations et propriétés des BFUP	49
Emmanuel Denarié	
Bewehrter UHFB und Verbundbauweise	67
Cornelius Oesterlee	
Tragverhalten von Bauteilen aus UHFB	75
René Suter, Lionel Moreillon	
Comportement au cisaillement des BFUP	99
Lionel Moreillon, Robert Le Roy, René Suter	
Entwurf, Bemessung und Ausführung von Stahl-UHFB –	
Stahlbeton Verbundbauteilen	121
Eugen Brühwiler	
Béton fibré Ultra Performant BFUP	
Application sur chantier	137
Joël Purro, Philippe Amadio	
Exemples conceptuels d'utilisation du BFUP	145
Blaise Fleury, Cornelius Oesterlee, Kerstin Wassmann	
UHFB Fertigteilelemente	155
Roger Racordon, Adrian Forrer, Agnès Petit	
Future of UHPFRC as a structural design material	167
Joost Walraven	
Regelwerk (Entwurf):	
Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) –	
Entwurf, Bemessung und Ausführung	175
Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié	

BFUP : Etat de l'art en France

Jacques RESPLENDINO

Ingénieur en Chef des Travaux

Public de l'État

Directeur SETEC TPI

Vitrolles – France

Summary

After a quick reminder of what is an Ultra High Performance Fibre-reinforced Concrete (UHPFRC), this paper made a brief presentation of the AFGC recommendations focusing on the changes proposed in 2011 that take advantage of feedback and research over the last decade. The paper continues with an overview of various recent achievements. Each project is presented by trying to focus on two key issues: the specifics of the design and calculation that justified the use of UHPC, the fine points of implementation and execution that fall outside the traditional structures. The article concludes with a summary of technological breakthroughs generated by these materials both in design methods and in the process of implementation; ruptures that require engineers and designers to come out of reflex attached to traditional reinforced or prestressed concrete structures.

Keywords: UHPFRC, AFGC recommendations, design method, construction process.

1. Rappel – Qu'est ce qu'un BFUP

1.1. Définition des BFUP

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances sont des matériaux à matrice cimentaire, de résistance caractéristique à la compression comprise entre 150 MPa et 250 MPa. Ces matériaux sont additionnés de fibres métalliques, en vue d'obtenir un comportement ductile en traction.

Les BFUP se distinguent des bétons à hautes et très hautes performances :

- par la non-fragilité du matériau qui peut permettre de s'affranchir d'armatures traditionnelles,
- par leur résistance en compression en général supérieure à 150 MPa,
- par leur composition et leur fort dosage en liant qui conduit à l'absence de toute porosité capillaire,
- par leur résistance en traction directe de la matrice systématiquement supérieure à 7 MPa.

On recherche avec les BFUP un fonctionnement basé sur la résistance propre à la traction des fibres.

De façon générale, on supprime toute cage de ferrailage passif traditionnel pour ne mettre en œuvre que les armatures passives ou actives principales requises dans le cas où la résistance aux efforts ne peut être apportée par les fibres.

1.2. Les principaux BFUP disponibles sur le marché

Les BFUP actuellement disponibles sur le marché en France sont :

- les différents bétons DUCTAL[®], incluant le BPR, issus du programme de recherche entre BOUYGUES, LAFARGE et RHODIA et commercialisés en France par LAFARGE,
- le BSI/CERACEM[®] développé par le groupe EIFFAGE avec la société SIKA,
- le BCV[®] développé par le cimentier Vicat et le groupe Vinci.

D'autres BFUP ont fait l'objet d'applications diverses :

- le CEMTEC_{multiscale}® développé par le LCPC, mis en œuvre sur plusieurs ouvrages en Suisse et au Canada,
- des matériaux de laboratoire développés par EDF, par le CERIB.

A l'étranger on peut noter la technologie CRC développée par Aalborg Portland Cement (Densit) au Danemark. Quelques produits se développent en Allemagne, sachant que ce sont essentiellement les technologies BSI/CERACEM® et Ductal® qui sont utilisées en Europe de l'Ouest, et que Ductal® constitue la technologie principale diffusée en Asie, en Australie, et en Amérique du Nord (USA, Canada).

1.3. Bref historique du développement de ces matériaux

Les premières recherches sur les bétons ultra-performants ont été effectuées par le Pr Bache dans les années 1970 au Danemark dans le cadre du développement de la technologie CRC. Cette technologie est encore aujourd'hui très active. Il s'agit d'une technologie toutefois très particulière dans lequel un pourcentage important de fibres métalliques est mis en œuvre pour réaliser des structures préfabriquées de bâtiment (balcons, escaliers) qui sont renforcées par des armatures traditionnelles calculées sans prendre en compte la participation mécanique des fibres.

En France, les premières recherches sur les BFUP ont été développées dans les années 1990 sous l'impulsion de Pierre Richard (Groupe Bouygues) dans le cadre de la technologie des Bétons de Poutre Réactives (BPR). Le concept a été ensuite optimisé au centre de recherche Lafarge de l'Isle d'Abeau dans le cadre d'un partenariat Bouygues-Rhodia et Lafarge pour élaborer le Ductal®, premier BFUP commercialisé, qui a été lancé à la fin des années 90. Cette technologie est diffusée tant en Europe de l'Ouest, qu'en Asie (Japon), en Australie, et aux Etats-Unis. Elle se développe dans tous les domaines tant au niveau des applications structurelles d'ouvrages d'art et de bâtiment que dans des applications non structurelles d'habillage de structures, de mobiliers urbains et/ou d'objet de décoration et de design.

Sous l'impulsion d'EDF qui a été un maître d'ouvrage très moteur dans le développement des BFUP, la technologie BSI/CERACEM® a été mise au point par le groupe EIFFAGE à la fin des années 90 puis développée avec le concours de la société SIKA. Cette technologie donne lieu à la réalisation d'un nombre croissant d'applications structurelles marquantes dans le domaine des ouvrages neufs, et en réparation de structures, essentiellement en France et en Europe de l'ouest.

Dans les années 2000, le cimentier Vicat avec l'appui du groupe Vinci a développé le BCV qui a fait également l'objet de réalisations structurelles.

Fort de son expérience et de son potentiel sur ces matériaux, la France a publié en 2002 les premières recommandations sur ces matériaux [1] [8] [10] permettant de formaliser les méthodes de caractérisation des performances de ces matériaux et de donner des règles de calculs de structures en BFUP sans aucune armature de renfort autre que les fibres ce qui constitue l'innovation majeure de ce type de matériau. Une nouvelle version des recommandations va être publiée très prochainement afin d'être mis en conformité avec les Eurocodes et mis à jour par rapport aux dernières connaissances sur ces matériaux notamment en terme de durabilité et de résistance au feu.

Dans les années 2000, plusieurs pays se sont lancés dans la recherche sur les BFUP. Les Japonais très actifs ont publié des recommandations en 2004. Ils ont réalisé plusieurs ouvrages remarquables (passerelles piétons, ponts routiers et ferroviaires) et sont actuellement en train de réaliser d'importantes applications structurelles (ouvrages aéroportuaires en site maritime).

En Australie, une activité significative se développe axée sur la réalisation d'ouvrages d'art et l'utilisation du matériau dans des boucliers de protection contre les explosions.

Les Allemand ont réalisé à partir de 2005 un important programme de recherche (11 M€) sur 6 ans qui a mobilisé plusieurs universités sous le pilotage de l'université de Kassel.

2. Principales recherches et retours d'expérience depuis les recommandations AFGC de 2002

2.1. Confortement dans la nécessité de réaliser des épreuves de convenance

Pour l'utilisation de BFUP en matériau structural, les recommandations AFGC de 2002 introduisent la notion d'épreuves de convenance permettant de valider les méthodologies de mise en œuvre.

Le principe de ces épreuves consiste à réaliser en amont de la structure réelle un élément témoin de convenance, de taille représentative de la structure réelle, réalisé avec le même matériau et suivant les mêmes procédés que ceux envisagés pour l'exécution de la structure réelle.

Dans le cas de produits industrialisés, la démarche correspond à la phase de mise au point des processus industriels de production.

Lors de la réalisation d'ouvrages réels, nous avons pu mesurer au combien la démarche était pertinente et indispensable, y compris pour des entreprises très expérimentées dans l'utilisation des BFUP. En effet, ces épreuves conduisent de façon quasi systématique à optimiser les processus de mise en œuvre prévus initialement, ou à adapter la conception initiale lorsque les contraintes technologiques et/ou économiques empêchent une adaptation des processus de fabrication. Parfois les épreuves de convenance conduisent à légèrement modifier la formulation pour une meilleure maîtrise de la rhéologie.

Cette notion d'épreuve de convenance avec éléments témoins en vraie grandeur rendue systématique pour des éléments structuraux en BFUP n'existe a priori pas pour les bétons fibrés ordinaires dans lesquels le béton fibré ne joue pas un rôle structural important. Par contre, pour tout béton fibré (ordinaire, à haute, très haute, ou ultra haute performance) dans lequel la résistance structurale est apportée par les fibres, une telle démarche d'épreuve de convenance doit être systématique. En effet de nombreux phénomènes lors de la mise en œuvre du béton (apparition de front de flux, bouchons, ...) peuvent engendrer des points de faiblesse importants qu'il est impossible d'appréhender au travers par exemple d'un coefficient de sécurité sur le matériau qui pénaliserait de façon rédhibitoire la résistance dans l'ensemble de l'ouvrage.

La rédaction des nouvelles recommandations a été améliorée pour essayer d'être plus claire et compréhensible vis-à-vis de méthodologie proposée pour la réalisation des épreuves de convenance et la détermination du coefficient K explicité ci-dessous.

2.2. Confirmation de la pertinence de la philosophie du coefficient K

L'influence de la mise en œuvre du BFUP sur la résistance en traction du matériau dans la structure réelle est appréhendée dans les recommandations par l'introduction d'un coefficient noté K qui pondère les lois de comportement théoriques issus des essais de laboratoire. Le coefficient K est déterminé à partir de résultats d'essais réalisés sur des spécimens prélevés dans les éléments témoins des épreuves de convenance décrites précédemment (éléments de dimension représentative de la structure réelle, coulés de façon analogue à la structure réelle).

Les recommandations donnent des valeurs théoriques du coefficient K à prendre en compte pour un dimensionnement a priori de la structure ($K_{global}=1,25$; $K_{local}=1,75$), et détaille la méthodologie de détermination des valeurs réelles de K à partir des résultats d'essais réalisés dans le cadre des épreuves de convenance.

Par rapport à la version 2002, les recommandations précisent que pour les éléments minces, les épreuves de convenance peuvent donner des valeurs de K différentes de 1 dès lors que la méthodologie de mise en œuvre du béton diffère de celle utilisée pour les épreuves d'études, quand bien même les éléments testés lors des épreuves d'études avaient strictement la même géométrie que les éléments réels.

Par sécurité, les recommandations précisent que le coefficient K doit toujours être pris supérieur ou égal à 1. En effet une valeur de K inférieure à 1 suppose que l'on prend en compte un effet bénéfique d'orientation privilégiée des fibres dans une direction donnée.

Si un concepteur voulait prendre en compte une valeur de K inférieure à 1, alors il faudrait absolument qu'il justifie la résistance de la structure dans toutes les autres directions dans lesquelles les valeurs de K seront généralement supérieure à 1 quand bien même ces directions ne correspondent pas à celles des efforts principaux.

Cette notion de coefficient K validé par épreuve de convenance n'existe pas dans les Eurocodes établis pour des bétons traditionnels non fibrés. Par contre, elle a été introduite dans la dernière version du Modèle Code de la fib (MC2010 final draft de septembre 2011, article 5.6.7).

Cette notion spécifique aux bétons fibrés est indispensable pour les BFUP, et doit être prise en compte pour tout béton fibré dans lequel la résistance structurelle est apportée par les fibres, qu'il s'agisse d'un béton fibré ordinaire, à haute, très haute, ou ultra haute performance.

2.3. Amélioration des connaissances sur le matériau

2.3.1. Impact des traitements thermiques sur les effets différés

Les recommandations AFGC de 2002 introduisaient la notion de traitement thermique type BFUP, à savoir un traitement thermique d'environ 48h, effectué après la prise du béton à une température d'environ 90°C et un taux d'humidité supérieure à 90%.

Ce type de traitement fait chuter de façon très importante le coefficient de fluage et supprime tout retrait ultérieur de dessiccation.

Des recherches effectuées par le CERIB [2] permettent de proposer dans les nouvelles recommandations des valeurs intermédiaires de coefficient de fluage et de retrait à prendre pour des BFUP subissant des traitements thermiques modérés visant essentiellement à accélérer la maturation du béton.

2.3.2. Comportement au feu des BFUP

De nombreux essais récents [3] [4] (CERIB, CSTB) ont permis de déterminer pour plusieurs BFUP les caractéristiques mécaniques en température permettant de réaliser une simulation numérique de résistance au feu (conductivité thermique, chaleur spécifique, dilatation, compression, traction, module d'Young).

Les nouvelles recommandations donnent des éléments sur les valeurs obtenues qui permettent de prédimensionner en amont un projet soumis à des spécifications précises de Stabilité, Isolation et Étanchéité.

2.3.3. Résistance au poinçonnement

Plusieurs recherches récentes sur le poinçonnement [5] [6] [7] [8] permettent de proposer des formulations de vérification conformes à la philosophie des eurocodes.

2.3.4. Résistance à l'abrasion

La nouvelle version des recommandations donne les principaux résultats des tests à l'abrasion (test CNR) effectués dans le cadre de réalisation d'ouvrages hydrauliques. Les résultats obtenus confirment l'intérêt des BFUP utilisés comme bouclier dans le cas de fortes agressions mécaniques.

2.3.5. Résistance à l'effort tranchant

Dans le cadre de la rédaction des nouvelles recommandations, une compilation de l'ensemble des publications internationales existantes relatives aux essais d'effort tranchant a été réalisée. Ces essais concernent pour parti des BFUP, pour partie des BHP. 31 essais ont été compilés dont seulement 13 sont directement exploitables parce qu'accompagnés d'une réelle caractérisation des matériaux testés. Le peu de résultat tangible a conduit le groupe AFGC sur les BFUP à faire réaliser par le LCPC une campagne complémentaire d'essai concernant 12 poutres réalisées avec deux matériaux différents, avec ou sans précontrainte et/ou armatures passives.

L'ensemble des investigations sur les résultats publiés et la campagne d'essais complémentaire a permis d'ajuster et consolider les formules de vérification proposées dans les recommandations.

Par rapport à la version 2002 des recommandations les formulations de vérification aux États Limites Ultimes n'ont été que très légèrement ajustées. La validité des résultats donnés par les formules de vérification proposées aux États Limites de Service (ELS) a été confirmée. La formule proposée par les recommandations a été consolidée en passant le coefficient de multiplication des contraintes de compression de 0,25 à 0,35. A noter que cette formulation héritée de l'ancien code français BPEL n'a pas pu être mise en conformité avec la formulation proposée par l'annexe QQ de l'eurocode 2, cette dernière ne permettant pas d'approcher correctement les résultats d'essais obtenus avec les niveaux de résistance des BFUP.

2.3.6. Résistance en traction

De nombreux essais ont été réalisés pour examiner le comportement en traction des BFUP armés (tension stiffening) [9] [10].

Les nouvelles recommandations ont été améliorées pour intégrer au mieux les résultats de ces recherches. A noter que ces réflexions ont conduit à distinguer les BFUP complètement écrouissants en traction directe (seulement de très rares BFUP le sont sachant que cela réclame un taux de fibres très élevé), les BFUP où la loi de comportement moyenne est écrouissante en traction directe, mais qui sont en fait adoucissants en loi caractéristique (la majorité des BFUP disponibles sur le marché), les BFUP adoucissant en loi moyenne (les BFUP peu fibrés qui ne respectent généralement pas les critères de non fragilité exigés pour les bétons de structure).

2.3.7 Résistance au séisme

Peu d'essais ont été réalisés pour quantifier le comportement du BFUP sous sollicitations sismiques de telle sorte que les nouvelles recommandations donnent peu d'éléments sur le sujet.

Les recommandations donnent les éléments pour permettre de justifier une structure en référence à l'eurocode 8 en s'affranchissant éventuellement des dispositions constructives de la ductilité limitée (démarche conservatrice valable dans les zones de faible sismicité).

Pour des sollicitations plus importantes, les recommandations donnent les pistes permettant de réaliser des essais pour valider le comportement ductile de structures fibrées peu ou pas ferraillées de façon traditionnelle.

3. Les principales modifications apportées aux recommandations BFUP

3.1. Modifications apportées au chapitre 1 « Comportement et caractéristiques mécaniques des BFUP »

Comme explicité précédemment, la rédaction du chapitre 1 a été modifiée pour clarifier la rédaction concernant la caractérisation des performances mécaniques notamment en traction, la réalisation des épreuves de convenance et la détermination du coefficient K (cf paragraphes 2.1 et 2.2).

Les recommandations introduisent la notion de trois types de BFUP décrit précédemment au paragraphe 2.3.6 :

- les BFUP complètement écrouissants en traction directe (seulement de très rares BFUP qui ont un taux de fibres très élevé),
- les BFUP peu écrouissants qui sont considérés adoucissant dans les calculs (la majorité des BFUP existant sur le marché),
- les BFUP adoucissants (BFUP peu fibrés qui ne respectent généralement pas les critères de non fragilité exigés pour les bétons de structure).

Les BFUP complètement écrouissants sont caractérisés en traction par des essais de traction directe ou des essais de flexion sur éprouvette quatre points non entaillées.

Tous les autres BFUP suivent les principes de caractérisation en traction décrits dans les recommandations de 2002, à savoir essais de flexion quatre points sur éprouvettes non entaillées pour le comportement avant fissuration, essais de flexion trois points sur éprouvettes entaillées pour le comportement dans le domaine fissuré.

Les protocoles d'essais de caractérisation proposés dans les recommandations de 2002 n'ont pas été modifiés, à l'exception de la méthode d'exploitation numérique de la méthode inverse simplifiée proposée pour les éléments minces. En effet cette méthode inverse simplifiée pouvait parfois donner des résultats numériques surprenant, bien que sans conséquence sur la validité globale des résultats. Ce problème a été supprimé et la méthode améliorée.

Les éléments relatifs aux effets différés et traitements thermiques ont été complétés comme explicité au paragraphe 2.3.1.

Par ailleurs, profitant des retours d'expériences sur les ouvrages réalisés, le chapitre 1 donne plus de détail sur le nombre, la nature et la fréquence des essais à réaliser au stade des épreuves d'étude (carte d'identité du matériau), des épreuves de convenance, et des épreuves de contrôle.

3.2. Modifications apportées au chapitre 2 « Méthode de dimensionnement des structures »

Le chapitre 2 a été complètement remanié pour être mis en cohérence avec les notations et la structure de l'eurocode 2.

Sur le fond, les modalités de vérification des structures en compression, traction et flexion composée n'ont pas été modifiées sauf à l'ELS avec la prise en compte des critères d'ouverture des fissures et du tension stiffening.

Pour la vérification sous cisaillement les formulations à l'ELU sont quasi identiques, les coefficients ayant été simplement requalifiés en fonction des derniers résultats d'essais explicités au paragraphe 2.3.5.

Le cumul des effets de cisaillement torsion de l'eurocode 2 et les principes de vérification au poinçonnement ont été adaptés aux BFUP sur la base des essais disponibles.

Dans le cas de structures armées ou précontraintes, un paragraphe reprend les principes de détermination de l'enrobage minimal des armatures prescrits dans les eurocodes, en adaptant les valeurs minimales aux performances et contraintes spécifiques des BFUP (performance en terme de durabilité, contraintes liées aux fibres).

3.3. Les principales modifications apportées au chapitre 3 « Durabilité des BFUP »

Le chapitre a été mis à jour au niveau des résultats d'essais de durabilité.

Il a été complété sur la résistance au feu (paragraphe 2.3.2), la résistance à l'abrasion (paragraphe 2.3.4) et la résistance au gel.

Un paragraphe a par ailleurs été rajouté sur les Réactions Sulfatiques Internes (RSI).

3.4. Un nouveau chapitre 4 « Développement Durable »

Un nouveau chapitre 4 intitulé « développement durable » fait le point sur les données disponibles concernant les thématiques du développement durable. Il fait la synthèse des études réalisées concernant les possibilités de recyclage des matériaux, les impacts à l'environnement de solutions d'ouvrages en BFUP en terme de CO₂, de consommation d'énergie, de durabilité, les aspects sociaux et économiques de ces solutions.

Ce chapitre est important pour permettre de bien mettre en évidence l'intérêt potentiel des BFUP vis-à-vis des problématiques du développement durable. Cet intérêt doit être analysé en allant au-delà des simples performances des produits, mais en analysant des solutions globales d'ouvrages, et en les comparant à des solutions réalisées avec des matériaux plus traditionnels (béton armé, béton précontraint, charpente métallique, solutions en bois,...).

En effet un volume de BFUP comportent environ deux fois plus de ciment qu'un béton traditionnel, et donc produit deux fois plus de CO₂ et consomme deux fois plus d'énergie pour être produit. Par contre les performances des BFUP permettent s'ils sont utilisés de façon pertinente de diviser les quantités de matière mise en œuvre dans une structure par deux ou trois. Seule une analyse et une comparaison globale de solutions d'ouvrage permettent ainsi d'apprécier la pertinence d'une solution BFUP tant sur le plan environnemental qu'économique.

4. Panorama d'applications récentes

4.1. Les applications structurelles en Génie Civil

4.1.1. Le PS34 sur A51

Une des applications structurelles les plus remarquables réalisées en BCV[®] est le PS34 qui est un passage supérieur sur l'autoroute A51 (photo 1).

Présentation générale



Figure 1 : Vue générale du PS34 sur l'autoroute A51

L'ouvrage a été construit par l'entreprise Campenon Bernard Régions (groupe Vinci) pour le compte de la société AREA maître d'ouvrage [25], [26], [29].

Le PS34 est un pont routier isostatique de 47,40m de portée, de type caisson en béton précontraint. Il supporte une chaussée de troisième classe de 3,00 m de largeur utile. Le tablier est réalisé au moyen de 22 voussoirs préfabriqués réalisés à joints conjugués collés.

La géométrie de la section transversale est spécialement adaptée au BFUP (Figure 2) : Présence de surfaces courbes facilitant la mise en place du béton et des fibres, suppression de toutes les contraintes géométriques liées au façonnage des armatures que l'on rencontre dans les structures traditionnelles.

Aucun ferrailage passif général n'est mis en œuvre dans les voussoirs courants qui sont précontraints longitudinalement par une précontrainte extérieure filante réalisée au moyen de 6 câbles de type 19 T15S.

Profitant des performances remarquables du BFUP en terme de durabilité, et du fait que les joints conjugués collés entre les éléments sont fortement comprimés (compression minimale à l'ELS rare supérieure à 10 MPa), aucune étanchéité ni couche de roulement n'a été mise en œuvre sur l'ouvrage, ce qui est une première pour un pont routier en France. L'extrados de l'ouvrage a été pour cela coffré avec une matrice spéciale procurant une grande rugosité nécessaire pour assurer l'adhérence des véhicules.

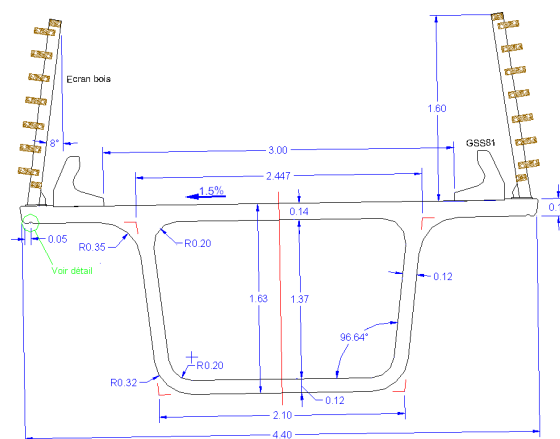


Figure 2 : Section transversale du PS34 (A51)

Retour d'expérience sur les processus de réalisation

Une méthode traditionnelle de coulage des voussoirs aurait pu consister à mettre en œuvre le béton à la goulotte en déplaçant cette dernière pour éviter tout écoulement du BFUP, et favoriser une orientation isotropique des fibres. Cette méthode présente l'inconvénient d'être liée à l'opérateur et nécessite des procédures de suivi et de contrôle poussées.

Dans le souci de mettre au point une méthode plus systématique et reproductible, l'entreprise a souhaité injecter le béton en un point donné (milieu du hourdis supérieur), en testant diverses méthodes d'injection (à la pompe, à la goulotte, ...). Cette méthode présente l'inconvénient d'orienter les fibres suivant les écoulements et de provoquer un front de flux à l'opposé du point d'injection (milieu du hourdis intermédiaire). Au niveau du front de flux, des techniques de mélange en place ont été testées mais écartées, ne donnant pas des résultats positifs et étant difficiles à mettre en œuvre, au profit d'un ferrailage localisé de couture de la zone de front de flux.

La préfabrication des voussoirs s'est déroulée sur une période assez longue à l'automne avec des variations climatiques significatives qui ont nécessité la mise en œuvre d'un suivi maturométrique permettant le décoffrage des voussoirs à un âge équivalent, afin d'optimiser la qualité des parements tout en facilitant les opérations de démoulage.

A la fin des opérations d'assemblage des voussoirs sur site, une importante épaisseur de neige est tombée sur l'ouvrage et a pu mettre en évidence quelques défauts d'étanchéité au droit de certains joints qui ont été repris par injection.

Intérêts de cette réalisation

Ce projet a montré qu'il était possible de supprimer toute étanchéité et couche de roulement sur un ouvrage en BFUP, sous réserve de travailler la rugosité de l'extrados pour assurer l'adhérence des véhicules, et de porter un soin particulier à la réalisation des joints entre les éléments préfabriqués.

Par rapport à un passage supérieur classique, cette solution en BFUP procure un gain important sur les quantités de matériaux (division par 2 à 3 des quantités de béton du tablier). Elle a permis de supprimer tout appui intermédiaire ce qui présente un intérêt certain pour l'aspect esthétique et supprime les risques de chocs de véhicule sur pile. De même l'allègement du tablier peut être intéressant en cas de conditions géotechniques difficiles, ou dans des zones de forte sismicité.

Au niveau économique, cette solution devient intéressante si on amortit les outils et processus de préfabrication sur deux ou trois ouvrages du même type, ce qui permet de baisser le coût du matériau employé dans une logique de production industrielle.

Le dernier intérêt, non des moindres est bien sûr la durabilité de l'ouvrage qui est largement accrue grâce aux performances du matériau BFUP.

4.2. Les applications structurales en BSI / CERACEM®

Depuis les importantes réalisations des poutres EDF de Cattenom et Civaux (1997-1998), les premiers ponts routiers mondiaux en BFUP de Bourg-Lès-Valence (2000-2001) [11], [12], [13], [18] qui ont servi de support à la mise au point des recommandations AFGC-SETRA sur les BFUP [1], le groupe Eiffage a réalisé de nombreuses applications structurales en BSI / CERACEM, dont nous citerons ici que les plus importantes.

4.2.1. La couverture du péage de Millau

Il s'agit d'une structure volumineuse, représentant un poids total de 2300 tonnes mis en œuvre sur site [20].



Figure 3 : Vue d'ensemble de la couverture de péage de Millau

L'ouvrage mesure 98m de long pour 28m de large (figure 3). Sa géométrie est une forme gauche à génératrices hélicoïdales. Elle est constituée de deux hourdis minces de 10cm d'épaisseur reliés par 12 âmes-poutres précontraintes longitudinalement par post tension.

La structure a été construite au moyen de 53 voussoirs préfabriqués à joints conjugués collés (figure 4), assemblés sur un cintre par une précontrainte longitudinale.

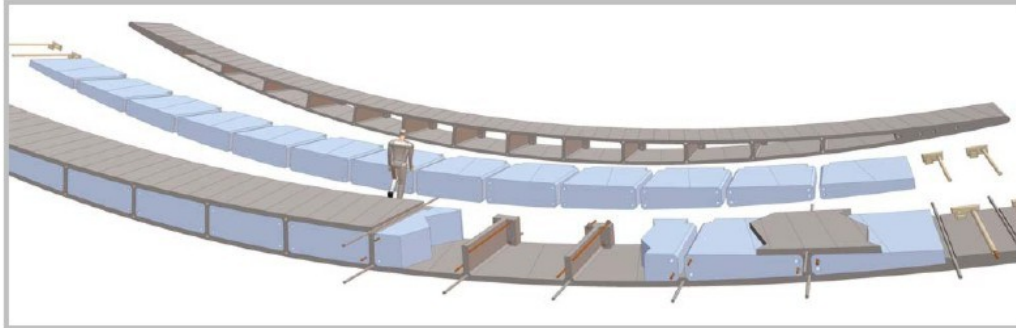


Figure 4 : Vue éclatée d'un voussoir courant

Ce chantier a permis à l'entreprise Eiffage de faire fortement avancer sa compétence sur les conditions de mise en œuvre des BFUP ainsi que sur les contraintes qu'ils imposent au stade de la conception :

- Les BFUP sont capables de réaliser des formes minces et complexes travaillant en membrane,
- La réalisation de pièces en BFUP de volume important nécessite une parfaite maîtrise de la rhéologie et un suivi maturométrique permettant d'appréhender au mieux les effets thermiques internes qui se développent dans les diverses parties de la pièce durant les opérations de bétonnage,
- La réalisation de pièces préfabriquées de grande dimension nécessite des dispositions particulières pour les opérations de manutention et d'assemblage,
- Les BFUP sont des matériaux écrouissant en flexion simple, mais généralement adoucissant en traction pure. Tout fonctionnement en membrane en traction nécessite soit de réaliser des pièces précontraintes soit de conserver une réserve significative par rapport à la résistance en traction,
- La présence de coffrage perdu augmente les effets des gradients thermiques sur des voiles minces en cours de fabrication. Suivant les conditions climatiques, et la complexité des pièces réalisées, il peut être nécessaire de prévoir des dispositifs particuliers de contrôle thermique permettant de limiter les effets de ces gradients.

4.2.2. Un pont canal en BFUP : solution variante plus économique et plus durable

Dans le cadre de la réalisation du lot 18 de la Ligne à Grande Vitesse Est (LGV Est), Eiffage a réalisé un aqueduc d'environ 27 mètres de longueur en BSI / CERACEM, solution variante économiquement intéressante compte tenu du gain très important de poids par rapport à la solution de base en Béton Armé.

L'ouvrage de section transversale en forme de U est constitué de trois éléments préfabriqués assemblés par précontrainte intérieure totale mise en œuvre par post-tension (figure 5). Les joints entre les éléments ont été réalisés par collage sans conjugaison. Une étanchéité locale a été mise en œuvre au droit de chaque joint constitué d'un profilé élastomère engravé à mi-épaisseur des parois, complété par la mise en œuvre sur l'extrados de l'ouvrage d'un pontage localisé de chaque joint par une résine polyuréthane.

Cette solution a permis de montrer la possibilité pour les BFUP, de réaliser des structures précontraintes préfabriquées à joint collé réalisées sans conjugaison des éléments entre eux. Cette conception nécessite d'apporter un soin particulier à la tolérance de fabrication et à la rigidité des masques de coffrage des éléments préfabriqués.



Figure 5 : Vue générale de l'aqueduc

4.2.3. Une nouvelle conception de poutres préfabriquées précontraintes par prétension : la poutre ITE

L'étude du triplement du Pont Pinel à Rouen [28] [30] ouvrage situé sur l'autoroute A150 dans le prolongement du Pont Levant Gustave Flaubert, a mis en évidence qu'il existait une alternative économique en BFUP aux solutions de tabliers à poutrelles enrobées ; structures idéales pour la réalisation de tablier très mince, sans étaieement, au-dessus d'infrastructures à fortes contraintes de circulation (voies ferrées ou routières en service).

Principe de la poutre ITE

La poutre ITE (poutre en I à Talon Élargie) est une poutre préfabriquée en T inversé réalisée en BFUP et précontrainte par fils adhérents. Cette innovation a eu en 2009 le premier Prix catégorie grandes entreprises des Trophées de l'Innovation de la Fédération nationale des travaux publics (FNTP).

La forme en T inversé permet aux talons des poutres d'être jointifs et de reconstituer une sous-face plane (figure 6). A la différence des poutrelles enrobées acier, l'espace entre les poutres est laissé vide ce qui augmente fortement le rendement géométrique. Un hourdis supérieur en béton armé classique est coulé sur des prédalles posées sur le dessus des poutres (figure 7) comme pour un tablier PRAD (Pont à poutrelles préfabriquées précontraintes par adhérence).

Hormis les aciers de connexion avec la dalle supérieure, la poutre ne comporte aucun acier passif (figure 8).

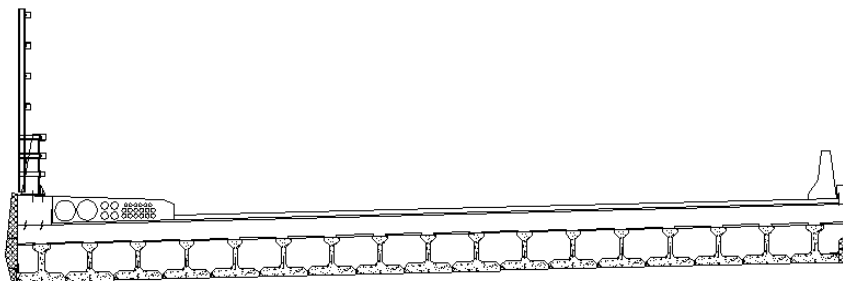


Figure 6 : Coupe transversale solution variante avec poutres ITE®

Comparaison avec les poutrelles enrobées classiques

Les performances des poutres ITE® en termes d'élancement sont identiques aux poutrelles métalliques enrobées mais leur mise en œuvre comporte des avantages supplémentaires.

L'allègement important du tablier (réduction de poids de 40%) se traduit par des économies pour les fondations d'autant plus intéressantes que l'on est dans un site géotechnique difficile ou que l'ouvrage est soumis au risque sismique

La forme et la rigidité des poutres ITE[®] les rendent très peu sensibles au phénomène de déversement ce qui simplifie de façon importante les suggestions d'exécution par rapport aux poutrelles enrobées.

Les poutres ITE[®] sont posées en une seule coupure de circulation (la nuit) minimisant la gêne pour l'utilisateur. Ces poutres étant jointives, la pose des prédalles, le ferrailage et le bétonnage du hourdis supérieur se déroulent de jour et en totale sécurité.

Le seul ferrailage à mettre en œuvre se résumant à celui du hourdis et aucun dispositif provisoire de stabilité au déversement n'étant nécessaire, aucune barre n'est à enfiler dans les trous à prévoir dans les âmes des profilés. Ces manipulations de barre posent en général des problèmes de sécurité et doivent être réalisées sous consignment caténaire.

En outre, à la différence des poutrelles enrobées qui nécessitent du fait de leur souplesse plusieurs phases de bétonnage avec un nettoyage délicat des surfaces de reprise, le hourdis supérieur des ponts à poutre ITE[®] représente un volume de béton très inférieur et est bétonné en une seule fois d'où un gain notable de délai.

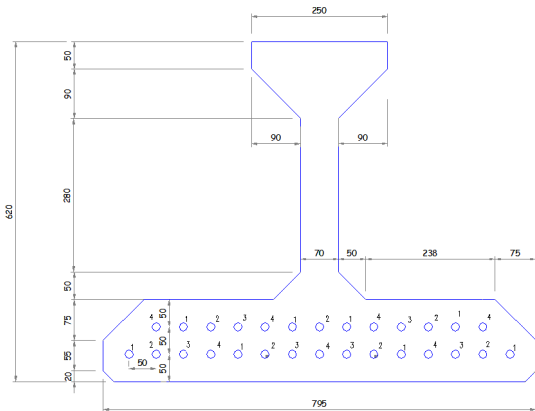


Figure 7 : Pont Pinel - Coupe transversale d'une poutre (section standard)

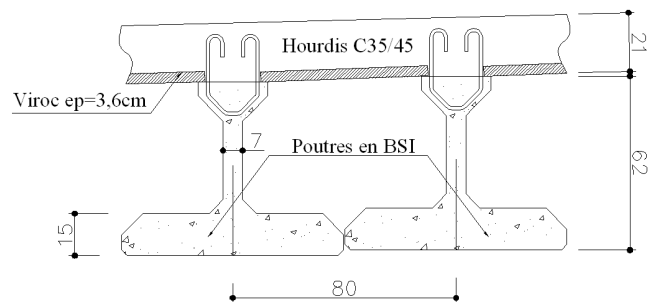


Figure 8 : Pont Pinel – Coupe transversale de deux poutres ITE[®]

4.3. Ponts et passerelles en Ductal[®]

Plusieurs ponts routiers remarquables ont été réalisés en Ductal[®] au début des années 2000 : le pont de Shepherds, érigé en Australie [14], le pont de Wapello en Iowa (Etats-Unis) et le pont de la voie rapide de Kuyshu au Japon [23] et cinq passerelles piétons : Sherbrooke au Canada, Seonyu en Corée [15], de Sermaises en France, de Sakata Mirai et d'Akakura au Japon.

Plus récemment, une passerelle a été construite à Calgary, la passerelle de Glenmore, et un pont routier en France, le pont de Saint-Pierre-la-Cour.

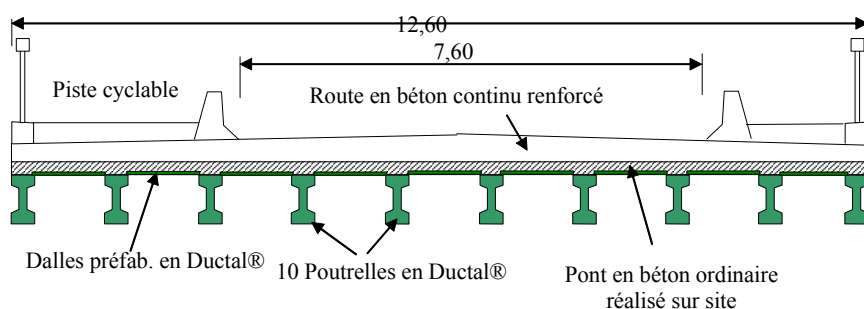


Figure 9 : Coupe transversale du pont

Ce dernier a été construit par le groupement d'entreprises Quille (groupe Bouygues TP) pour le compte de Lafarge Ciment et du Conseil Général de la Mayenne [22], [24], [29].

L'ensemble des éléments préfabriqués en Ductal® a été réalisé par l'entreprise COMPOSANTS PRECONTRAINTS dans son usine de Brive.

L'ouvrage est un pont routier à poutres en I préfabriquées, précontraintes par prétension en Ductal®, connectées à une dalle en béton armé ordinaire, coulée sur 83 prédalles en Ductal® de 25mm d'épaisseur (figures 9 et 10).

Toutes les poutrelles et dalles préfabriquées ont été posées en deux jours, grâce à la vitesse d'exécution qu'offre cette technique.

Outre l'allègement de la structure par rapport à une solution traditionnelle (diminution du poids du tablier d'un facteur de 2,2), l'intérêt de la conception est d'utiliser pleinement le BFUP pour ses performances en terme de durabilité. En effet, toutes les surfaces du tablier en contact avec l'air ambiant sont soit réalisées en BFUP (poutres et intrados de la dalle), soit protégées par l'étanchéité (extrados de la dalle).

Une durabilité qui limite les budgets de maintenance et génère une solution globalement plus économique.

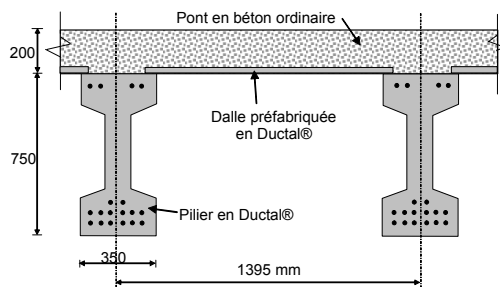


Figure 10 : Description de la solution composite

Figure 11 : Vue générale du pont de Saint-Pierre-La-Cour

Plus récemment, une passerelle piéton aux caractéristiques géométriques et à l'esthétique remarquables a été construite en France. Il s'agit de la passerelle des Anges dans l'Hérault. Conçu par l'architecte Ruddy Ricciotti et l'ingénieur Romain Ricciotti, et construit par l'entreprise Freyssinet, l'ouvrage est un pont isostatique de 67,5m de portée pour 1,80m de hauteur ; soit un élancement de $1/38^{ème}$. Il a été réalisé au moyen de 15 voussoirs préfabriqués en Ductal® précontraints par post tension permettant de reconstituer un ouvrage à poutres latérales en forme d'os (figure 12).

Comme pour le pont Canal présenté au paragraphe 4.2.2, les voussoirs préfabriqués ont été réalisés sans conjugaison des joints en utilisant des masques de coffrage métalliques usinés de grande rigidité.

La conception utilisant pleinement les performances mécaniques du BFUP a conduit à une structure élancée nécessitant la mise en œuvre d'un amortisseur dynamique accordé sur le premier mode de vibration permettant d'éviter tout risque d'instabilité aéroélastique, et d'améliorer le confort des usagers.



Figure 12 : Vue générale Passerelle des Anges

Contre tenu des contraintes du projet, la solution en BFUP s'est avérée extrêmement performante sur le plan économique et environnemental par rapport aux autres solutions traditionnelles envisagées.

Cette conception de passerelle a été reprise dans les deux passerelles en cours de construction à proximité du futur MuCEM de Marseille.

4.4. Utilisation du BFUP en réparation ou renforcement d'ouvrage

4.4.1. Utilisation de CEMTEC[®]_{multiscale} en réparation d'ouvrage

Dans le cadre du projet européen SAMARIS l'Ecole Polytechnique de Lausanne a étudié avec le concours du LCPC la possibilité d'utiliser du BFUP pour la réparation de tablier en béton armé ou précontraint.

L'ensemble de l'étude a utilisé du CEMTEC, le BFUP mis au point par le LCPC.

Le CEMTEC est un BFUP très fortement dosé en fibres (9 à 11% en volume), qui peut comporter jusqu'à trois tailles de fibres (macro – mezzo – micro) qui confèrent au matériau des performances de résistance en traction tout à fait remarquables.

La majorité des BFUP existants sur le marché sont écrouissants en flexion mais adoucissants en traction pure. Le CEMTEC a un comportement écrouissant tant en flexion qu'en traction pure, avec des niveaux de résistance ultime sensiblement supérieurs aux valeurs obtenues avec un dosage traditionnel de 2 ou 3% en volume.

L'étude réalisée dans le cadre du projet SAMARIS a porté sur l'adjonction d'une fine couche de BFUP armé ou non sur l'extrados d'une dalle de roulement afin d'examiner l'efficacité du renforcement vis-à-vis de la rigidité de la structure, de sa résistance mécanique, et de sa durabilité sachant qu'un des objectifs de cette méthode de renforcement est de permettre de supprimer toute chape d'étanchéité sur l'ouvrage.

Les études réalisées par l'EPFL ont montré l'efficacité de cette méthode de renforcement qui a été mise en œuvre sur un ouvrage réel.

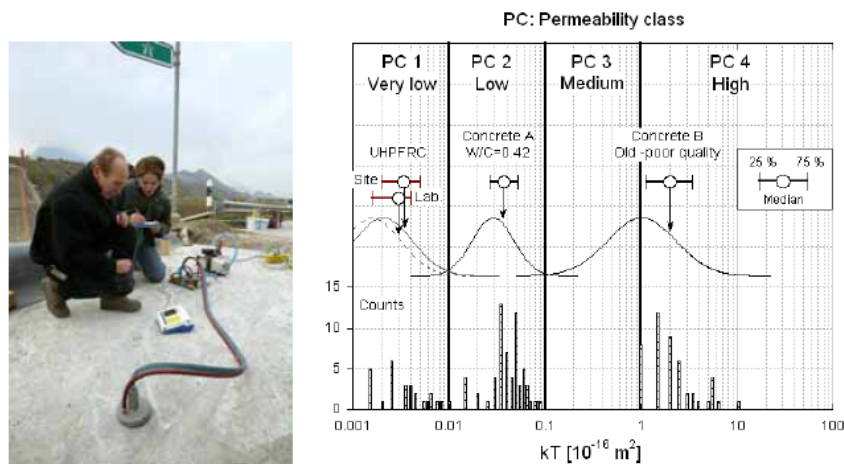


Figure 13 : Mesure de perméabilité à l'air sur dalle de renforcement en BFUP coulé en place

4.4.2. Utilisation de BSI pour la reprise en sous-œuvre de bâtiment

Dans le cadre de la réhabilitation de l'ancien immeuble du Crédit Foncier situé rue Volney à Paris pour le compte de la société Gécina-Simco des transformations importantes de l'immeuble ont été réalisées [16].

Afin d'aménager des volumes intérieurs plus spacieux, le projet prévoyait la suppression de porteurs par lesquels transitaient jusqu'à 400 tonnes, et leur remplacement par des éléments plus fins et transparents.

Le projet prévoyait des poteaux d'apparence métallique avec des angles vifs, de section 120x300 mm pour une hauteur de 3 m, sollicités jusqu'à 100 tonnes aux ELS et garantissant une stabilité au feu d'une heure.

Compte-tenu de ces contraintes, auxquelles s'ajoutent les spécificités d'un chantier de réhabilitation (accès réduits, manutentions délicates ...) une solution de poteaux en Béton Fibré à Ultra hautes Performances s'est avérée avantageuse. Elle présentait en effet l'intérêt d'être beaucoup plus légère qu'une solution métallique (le poids des éléments est environ divisé par 3) et permettait de conserver l'aspect demandé (figure 14), la solution retenue consistant en une fine enveloppe métallique en acier de 3/10^e de mm remplie de BSI/CERACEM. Cette enveloppe définitive servant de coffrage pour le bétonnage intérieur et n'ayant qu'une fonction architecturale, c'est le BFUP qui assure la tenue au feu de la structure. La formule utilisée est dérivée de celle mise en oeuvre sur le chantier de la gare de péage du viaduc de Millau. Sa principale différence réside dans l'adjonction de fibres polypropylène permettant d'atteindre une heure de stabilité sous feu ISO 834.



Figure 14 : Percement des façades et mise en place des nouveaux poteaux

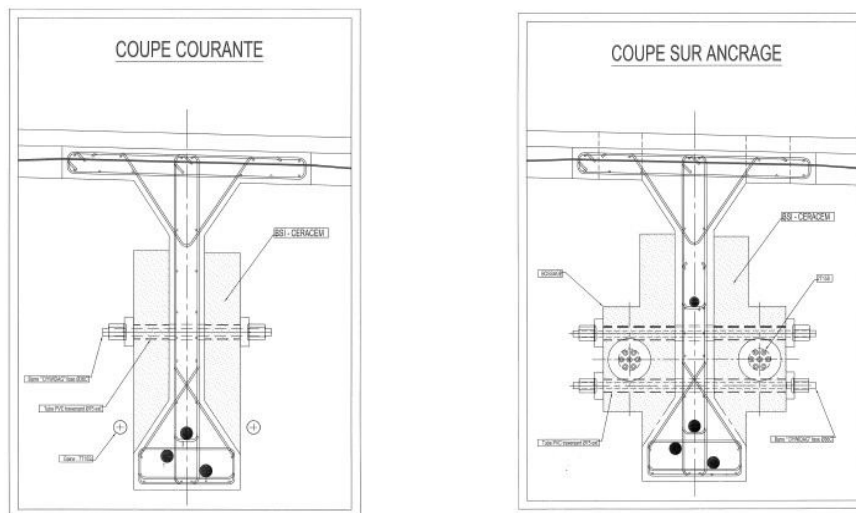
4.4.3. Utilisation de BSI pour le renforcement d'ouvrages de type VIPP

La présence de la future ligne de tramway de la ville du Mans a imposé d'augmenter le nombre de voies sur le Pont sur l'Huisne au MANS, ce qui nécessitait de renforcer ce VIPP à deux travées de 31.6 m de portée construit en 1976.

La solution classique consistait en la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle extérieure, complétée par des renforts locaux par plats en fibre de carbone.

Mais les poutres calculées au maximum de leurs performances ne pouvaient pas accepter les efforts de compression supplémentaires apportés par cette post-contrainte, sauf à mettre en œuvre une série d'entretoises intermédiaires, solution délicate à réaliser au dessus de la rivière en sous-face du tablier.

Pour trouver une solution plus simple et performante, l'idée a été d'utiliser du BSI®/céracem pour augmenter l'inertie des poutres latérales les plus sollicitées, non seulement en augmentant leur section (figures 15 et 16) mais surtout en profitant du module d'Young élevé du BSI®/céracem qui est le double de celui d'un béton classique (65 GPa).



Figures 15 : Coupe courante et coupe sur ancrage du renforcement

Ce principe de renforcement permet de s'affranchir bien sûr de tout ferrailage passif dans les pièces de renfort, lequel ferrailage pose toujours d'importants problèmes de façonnage compte tenu des conditions d'accès et de la difficile maîtrise de la géométrie réelle des éléments à renforcer.



Figure 16 : Vues des opérations de bétonnage sur site

La production du BFUP a été effectuée sur site, à raison de 10m³/jour, à partir de prémix conditionné en sac et de deux malaxeurs de 200 et 300 litres installés sur une remorque bâchée, permettant un travail à l'abri des intempéries (figure 16). Le BSI/Céracem étant auto-plaçant, le bétonnage s'est effectué par gravitation, sans vibration.

4.4.4. Utilisation de BSI pour la réparation et la protection d'ouvrages soumis à l'érosion d'écoulement torrentiel

La réparation et la protection d'ouvrage soumise à des écoulements torrentiels sont des problématiques qui peuvent trouver avec les BFUP des solutions très économiques et performantes.

L'efficacité des BFUP vis-à-vis de ces agressions peut être quantifiée au travers d'essais « CNR » qui consistent à comparer l'empreinte formée dans le matériau soumis à un jet de sable projeté avec une pression de 2,5 bars à celle qui se forme sur du verre. Les résultats obtenus pour les BFUP comparés aux valeurs obtenues pour les bétons ordinaires ou des BHP montrent l'intérêt de ces solutions

	B30	BHP	BFUP
Coefficient CNR	4	2,8	1,1 à 1,3

Le groupe Eiffage a ainsi utilisé du BSI / CERACEM pour réparer et protéger les semelles de fondation et les appuis du Viaduc de Valabres pour le compte du conseil général des Alpes Maritimes. Après enlèvement des parties dégradées des semelles et des fûts de pile, une fine coque de protection a été coulée en place contre la structure existante (figure 17).



Figure 17 : Réparation et protection des fondations et appuis du viaduc de Valabres.

4.4.5. Utilisations du Ductal® en réparation, renforcement

Le Ductal® a été utilisé dans plusieurs applications privilégiant la durabilité ou la résistance au feu tels que les poutres et les poutrelles (plus de 2000) intégrées à la tour de refroidissement de la centrale électrique de Cattenom en France, les points d'ancrage (plus de 6000) équipant l'île de la Réunion et le Ductal®-AF utilisé pour la construction des colonnes composites du musée de la Reine Sofia à Madrid (Espagne). Le Ductal® a été utilisé pour la fabrication des tranchées de l'usine de traitement des eaux usées de Gold Bar (figures 18 et 19).

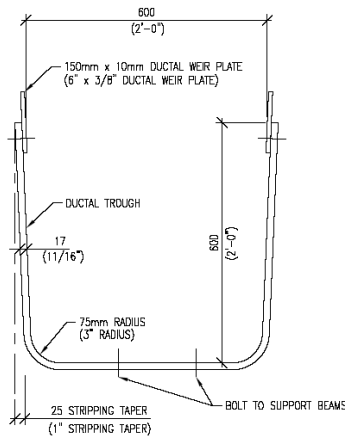


Figure 18: Coupe transversale



Figure 19 : Vue des tranchées après installation

Le Ductal[®] a également été utilisé pour renforcer des ouvrages hydrauliques (Figure 20 – réparation du tunnel de la rivière Hosokawa). Le matériau permet de réaliser un renforcement très mince qui n'engendre pas de diminution sensible de l'ouverture hydraulique. La solution est très intéressante pour ses performances en terme de résistance à l'abrasion et de diminution de la rugosité qui garantissent un maintien voire une amélioration globale de la performance hydraulique de l'ouvrage.

Par ailleurs, le recours à une solution de renforcement par éléments préfabriqués permet de réduire les délais de coupure de l'ouvrage ce qui contribue à la performance économique de la solution.

On peut noter que ce type de solution pourrait valablement être adapté pour des réhabilitations de tunnel : renforcement de la voûte avec création d'une protection anti-feu résistante aux effets de chocs des véhicules.



Figure 20 : Utilisation de Ductal[®] en renforcement d'ouvrage hydraulique.

4.5. Structures architecturales diverses

D'autres applications structurelles remarquables par leur qualité architecturale et innovante ont utilisé pleinement les performances du Ductal[®], comme la toiture de la maison Navarra. Imaginé par Rudy Ricciotti pour le marchand d'art Enrico Navarra. Le toit de cette galerie d'art du Muy en Provence, constitue une véritable innovation technologique. De grands panneaux au look « furtif » couvrent la totalité de la galerie à l'aide d'un ouvrage comportant une partie en console de plus de 7 mètres de longueur, renforcée par des armatures passives uniquement au droit des nervures. La structure qui a une longueur totale de 40 mètres, apporte une contribution visuelle unique au paysage (figure 21).

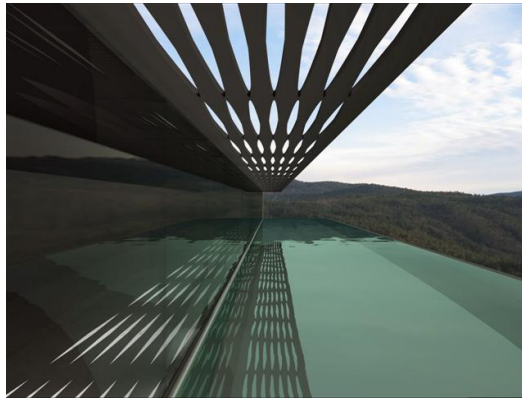


Figure 21 : Toit de la maison Navarra en Ductal[®]

4.6. Utilisation de BFUP dans le domaine des équipements de bâtiments

Dans les domaines des équipements de bâtiment, les BFUP ont été l'objet de nombreuses applications, dont on peut citer notamment :

- des résilles, permettant de réaliser de façon économique et pérenne des structures de formes architecturales très variées (figure 22). L'intérêt des BFUP dans ce domaine est évident, lié à la finesse et la diversité des formes géométriques permises par l'absence de ferrailage passif,
- des pare-soleils. Dans ce type structure, les BFUP concurrencent les solutions en acier ou alliage d'aluminium et permettent de réaliser des structures très élancées, résistantes, esthétiques, et pérennes (figure 23).



Figure 22 : Exemples de résilles en BFUP



Figure 23 : Exemple de paresoleil en BFUP

Dans le souci d'une amélioration de la performance thermique des bâtiments, le Ductal® a permis la mise au point d'un rupteur thermique qui utilise la résistance et la légèreté d'éléments préfabriqués (figure 24).

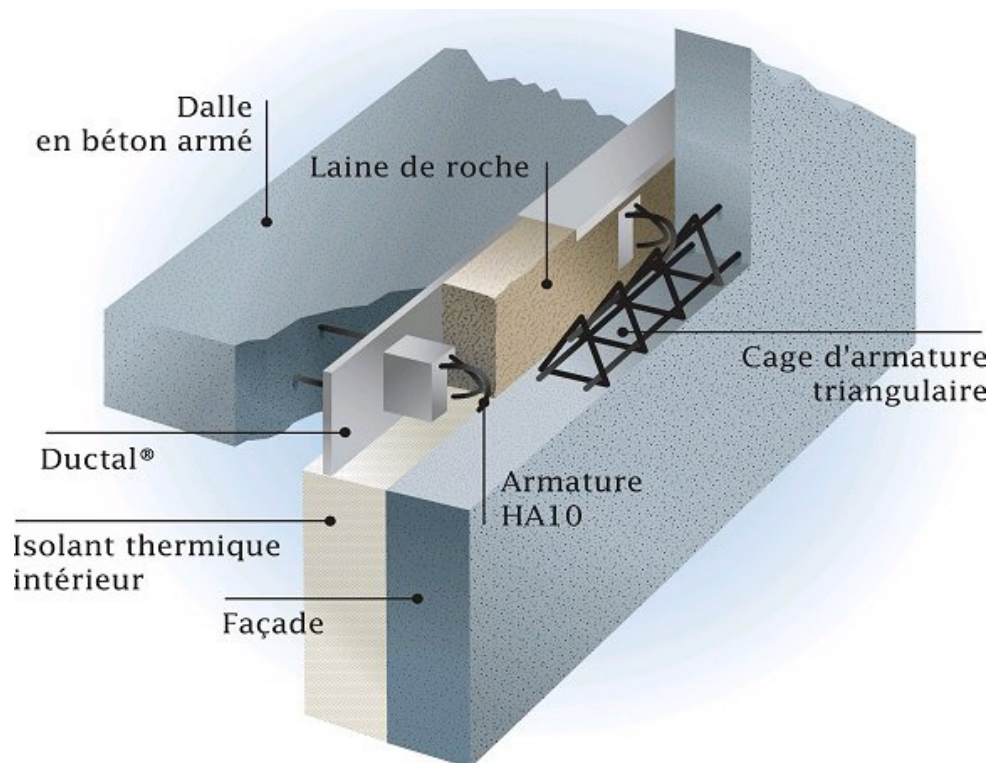


Figure 24 : Rupteur thermique Ductal®

4.7. Les grands projets en cours au Japon

Le plus grand projet en BFUP en cours de réalisation est l'aéroport d'Hadéna qui voit la construction sur la mer d'une immense dalle en Ductal[®] fondée sur des viroles métalliques (figure 25). Cette dalle est réalisée au moyen d'éléments préfabriqués, précontraints dans les deux directions et construits dans une usine foraine à proximité de l'ouvrage. Par rapport à une solution classique, le matériau permet de réduire considérablement le poids de l'ouvrage et garantit la pérennité de la structure soumise à une atmosphère particulièrement agressive.

Cette réalisation montre que le domaine maritime est certainement un des domaines les plus pertinents pour l'utilisation du matériau BFUP.

En effet les ouvrages maritimes sont généralement soumis à des efforts importants, et sont situés dans des ambiances chimiquement et mécaniquement très agressives. Les solutions classiques sont très massives et posent d'importants problèmes de maintenance liés au vieillissement accéléré des matériaux traditionnels.

Les BFUP devraient permettre de faire évoluer très sensiblement la conception de ces ouvrages en offrant des solutions beaucoup plus légères, mécaniquement performantes et durables. Ces solutions devraient être intéressantes sur les plans économique et environnemental dès la phase initiale d'investissement, et consolider leur intérêt dans le temps au travers d'une diminution importante des coûts de maintenance.

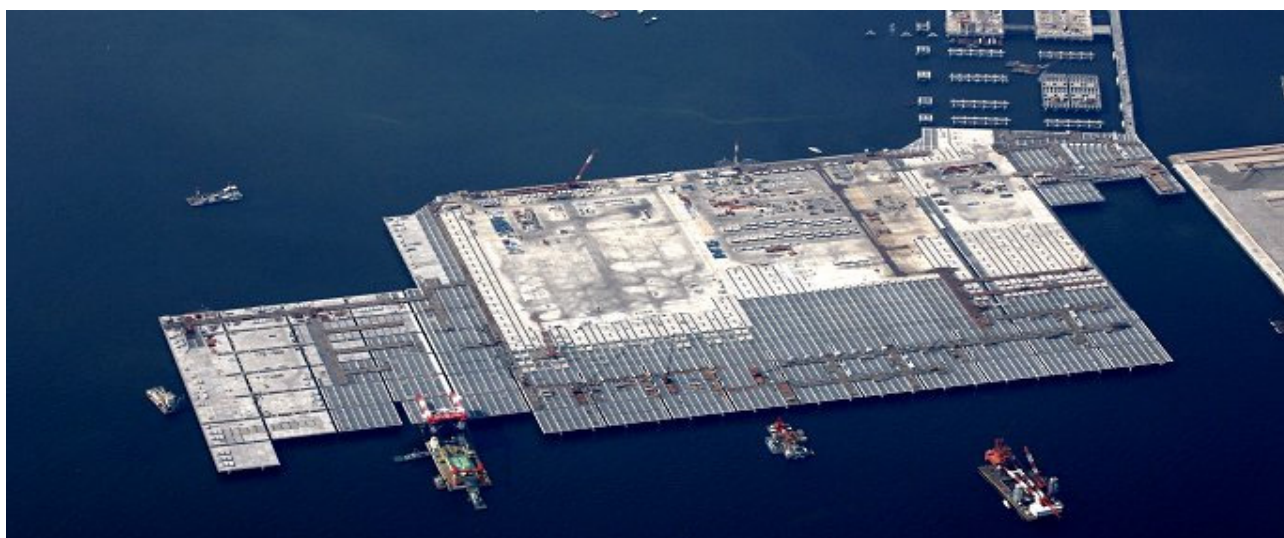


Figure 25 : Vue générale de la construction de la structure en Ductal[®] de l'aéroport d'Hadéna.

4.8. Les projets importants en cours de réalisation en France

Des projets importants utilisant du BFUP sont en cours de réalisation en France. Il s'agit notamment du MuCEM à Marseille, et de la couverture du stade Jean-Bouin à Paris.

Le MuCEM (Musée des Civilisations de l'Europe et de la Méditerranée) conçu par l'architecte Rudy Ricciotti et le bureau d'étude SICA est en cours de construction par le groupement Dumez-Freyssinet. L'ouvrage qui s'inscrit dans un cube d'environ 72x72 m d'emprise et de plus de 30 m de hauteur utilisera le Ductal[®] pour l'ensemble des structures porteuses périphériques constituées de poteaux arborescents (photo 23), ainsi que pour la réalisation des résilles de façade et de toiture. Le Ductal[®] est également utilisée pour réaliser la passerelle piéton de liaison du nouveau musée au fort Saint-Jean. Cette passerelle à trois travées comportant une portée centrale de plus de 70 m, a une conception transversale voisine de celle du pont des Anges : pont à poutres latérales en forme d'os.

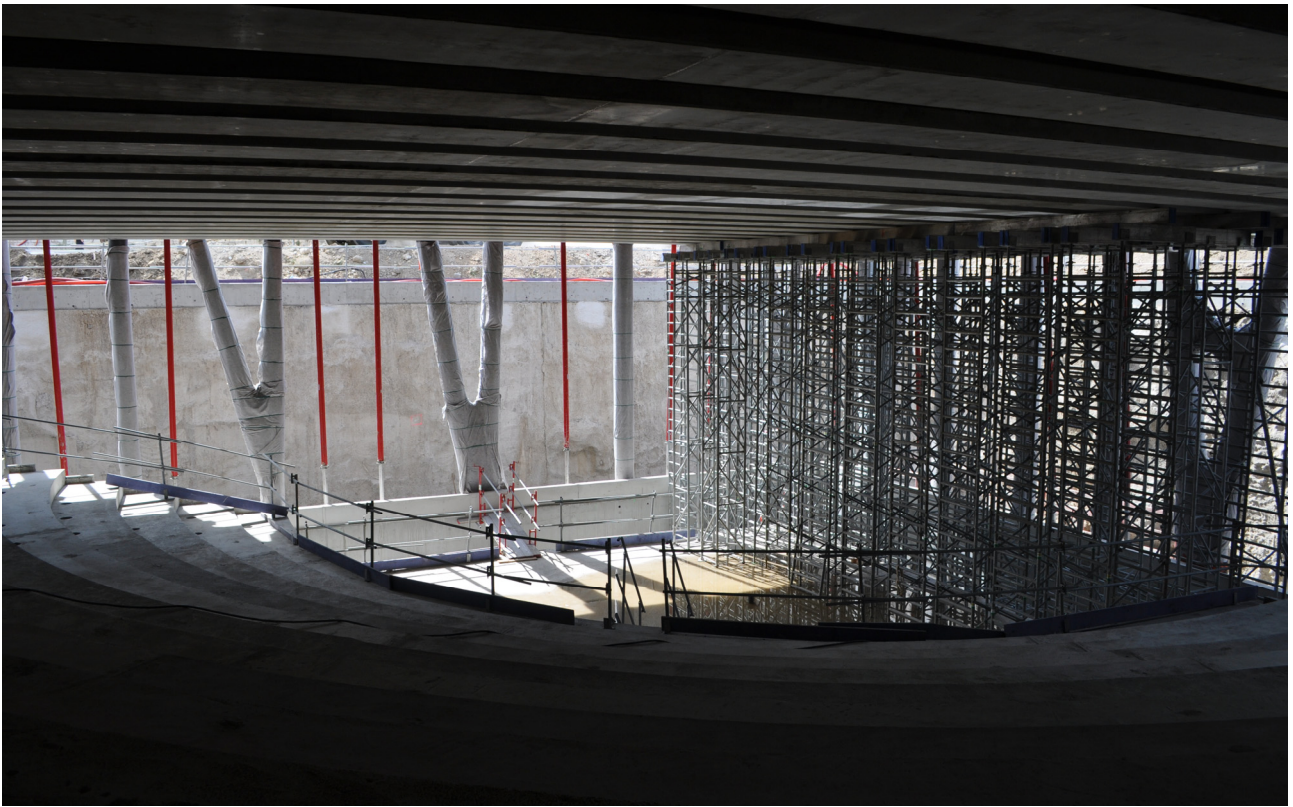


Figure 26 : Chantier du MuCEM – vue de l'amphithéâtre

La couverture du stade Jean-Bouin conçu par l'architecte Rudy Ricciotti et l'ingénieur Romain Ricciotti est en cours de réalisation par l'entreprise Léon Grosse. La structure est une coque tridimensionnelle réalisée au moyen d'éléments de dalle nervurées triangulaires en BFUP de grandes dimensions (jusqu'à 9 m de portée) comportant des inclusions en verres (figure 27). Ces éléments sont appuyés de façon isostatique sur une structure porteuse en charpente métallique.

Cette réalisation a montré que l'inclusion de panneaux de verre dans des dalles en BFUP imposait la mise en œuvre de joints souples à l'interface verre/BFUP permettant de garantir l'étanchéité des éléments et d'éviter les risques de fissuration des panneaux de verre sous l'effet des pressions de contact aux interfaces.



Figure 27 : Élément d'essai - couverture du stade Jean-Bouin.

4.9. Les recherches et développement en cours sur le matériau

4.9.1. Les principaux sujets des recherche actuels

De nombreuses recherches ont été réalisées ces dernières années sur des éléments en BFUP, plus ou moins fibrés, armés ou non, précontraints ou non qui ont permis de mieux décrire les effets combinés des fibres et des armatures actives ou passives et de mieux cerner les conditions d'obtention d'une ductilité satisfaisante.

Les recherches méritent d'être poursuivies sur :

- la modélisation des écoulements lors de la mise en œuvre afin de définir des processus de coulage qui permettent d'optimiser l'orientation des fibres,
- l'optimisation des formulations en vue d'un contrôle et /ou d'une limitation des effets au jeune âge (retrait endogène),
- les méthodes d'évaluation et de valorisation globale des solutions d'ouvrages vis-à-vis des problématiques du développement durable (bilan CO₂, énergétique, recyclage, durée de vie, coût global investissement et entretien),
- la recherche de solution structurelle optimisée.

Sur ce dernier point les résultats de plusieurs programmes expérimentaux récents sont présentés ci-dessous.

Orthoplus

Dans le cadre du projet ANR ORTHOPLUS piloté par le SETRA, la société Eiffage a mis au point un procédé innovant ORTHODALLE de renforcement des dalles orthotropes métalliques d'ouvrages existants permettant de prolonger leur durée de vie.

Le dispositif consiste à remplacer la couche de roulement, par un revêtement mince constitué de dalles préfabriquées en Béton Fibré à Ultra Haute Performance (BFUP).

Ce procédé qui utilise pleinement les performances de rigidité, résistance et durabilité du matériau permet d'augmenter de plus de 20 ans la durée de vie d'un ouvrage, pour un coût très inférieur à celui de sa reconstruction. Il constitue ainsi une technique très intéressante sur l'ensemble des champs du développement durable : limitation des coûts, préservation des ressources non renouvelables et diminution très sensible de la consommation en énergie liée à la non reconstruction de l'ouvrage.

Ce procédé vient d'être retenu dans le cadre de l'appel à projets 2010 pour l'innovation routière, lancé par le Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer.

Il fait actuellement l'objet d'une application opérationnelle sur la RD201 pour le compte du conseil général du Haut-Rhin.

Mikti – BFUP

Dans le cadre du projet MIKTI piloté par l'Irex un groupe de travail piloté par le SETRA a mis au point une solution de dalle de pont mixte acier/béton réalisée en BFUP. La solution a été validée expérimentalement par le LCPC. Elle a fait l'objet d'une première application sur un projet réel qui n'a pas encore été construit (RN7 – déviation de Livron Lorient – projet du CETE de Lyon).

Il s'agit d'une dalle gaufree constituée d'une dalle de roulement de seulement 5cm d'épaisseur, renforcée dans les directions transversale et longitudinale par des nervures espacées d'environ 60cm. La hauteur totale de la dalle nervures comprises est de 38 cm pour une épaisseur équivalente moyenne inférieure à 15 cm.

L'intérêt de la solution est lié essentiellement à l'amélioration de la durabilité et au gain de poids par rapport à une solution traditionnelle.

Contrairement à ce que l'on constate pour les bétons ordinaires, le très faible fluage et le retrait de dessiccation quasiment nul des BFUP rendent extrêmement intéressante la mise en précontrainte longitudinale des éléments préfabriqués avant clavage. La solution garantit ainsi une structure

mixte sans fissuration de la dalle, cette dernière étant constituée par ailleurs d'un matériau extrêmement fermé donc pérenne.

Ce type de solution permet par ailleurs de diviser pratiquement par deux le poids de la dalle par rapport à une solution traditionnelle et conduit à une réduction du poids de la charpente métallique de l'ordre de 15 à 20%.

Elle est ainsi économiquement et environnementaliste pertinente pour toutes les solutions pour lesquelles une réduction du poids propre est intéressante :

- ponts de grande portée (MIKTI : 90 m de portée principale),
- lancement de la charpente avec la dalle : solution intéressante dans le cas d'exécution sous forte contrainte d'exploitation (Livron Lorient : PS sur une voie ferroviaire),
- PS sur une autoroute en service : structure isostatique permettant de supprimer les appuis intermédiaires et la précontrainte longitudinale dans la dalle, mise en œuvre en une seule phase de l'ensemble de la structure (charpente + dalle),
- Ouvrages en zone sismique : réduction sensible des efforts sur les appuis,
- Ouvrage fortement comprimé : tablier mixte de pont à haubans.

Utilisation de BFUP pour le renforcement de piles au séisme

Des recherches conduites au Canada ont montré le grand intérêt de solution de confinement en BFUP pour renforcer des piles existantes au séisme. Le remplacement du béton d'enrobage par une enveloppe en BFUP coulé en place dans les zones de recouvrement à la base des fûts de pile permet de supprimer le risque de rupture fragile de la section d'encastrement du fût et procure une grande ductilité et capacité de dissipation à la structure renforcée.

5. Perspectives et avenir des BFUP

5.1. Intérêt des BFUP vis-à-vis des problématiques du développement durable

Un volume de BFUP comporte environ deux fois plus de ciment qu'un béton traditionnel, et donc produit deux fois plus de CO₂ et consomme deux fois plus d'énergie pour être produit. Par contre l'expérience sur les réalisations en BFUP montre que s'ils sont utilisés de façon pertinente, ils permettent de diviser les quantités de matière mises en œuvre dans une structure par deux ou trois.

Par rapport à une structure traditionnelle, un ouvrage en BFUP permet ainsi un léger gain en terme de CO₂ et d'énergie, mais offre par ailleurs un gain important en terme de durabilité, légèreté et économie globale de matière.

5.2. Les domaines d'utilisation potentiel des BFUP

Comme le montrent les diverses réalisations, les BFUP sont particulièrement bien adaptés aux structures préfabriquées, mais leur utilisation sur site est possible et peut être complètement pertinente.

Les domaines d'utilisation privilégiés peuvent concerner :

- les structures ou parties de structure soumise à des environnements agressifs (effets abrasifs, ouvrages en site maritime, agression chimique),
- les structures ou parties de structure pour laquelle un gain de poids est intéressant (zone sismique, difficulté de fondation, structures élancées ou de grande portée,...),
- les structures soumises à des effets de chocs importants (container de stockage de déchets, boucliers de protection,...),
- les ouvrages où l'on recherche une grande qualité, finesse, et possibilité de matriçage des parements,
- les structures composites : les BFUP présente un rapport résistance/module très intéressant pour une utilisation combinée avec l'acier ou la fibre de carbone. La quasi absence d'effets

différés dans le matériau (fluage, retrait de dessiccation) rend leur utilisation en structure mixte particulièrement pertinente,

- les structures ou parties de structure pour lesquelles la complexité et la densité du ferrailage passif traditionnel rendent très difficiles une conception et une mise en œuvre correcte (connexion sur une structure existante de géométrie non maîtrisée et difficilement accessible, connexion mécanique à une charpente métallique de forme complexe,...).

5.3. Les BFUP : des matériaux qui révolutionnent les techniques de conception et de mise en œuvre

La conception et la réalisation d'ouvrages en BFUP nécessitent de sortir des réflexes attachés aux structures traditionnelles en béton armé ou en béton précontraint.

Les volumes de structures sont complément modifiés avec des épaisseurs qui peuvent devenir très réduites ; ce qui peut inquiéter les non-initiés mais est souvent parfaitement pertinent, la réduction d'épaisseur tendant à favoriser l'orientation des fibres et à augmenter la résistance du matériau. La possibilité de réaliser des pièces très élancées nécessite par contre d'être vigilant sur les vérifications de déformations et d'efforts dans les phases transitoires de manutention et d'assemblage.

La forme des coffrages doit être complètement revue. Dans une structure traditionnelle on privilégie les angles permettant un façonnage aisé des armatures. Avec les BFUP on a tout intérêt à ne pas mettre d'angle mais plutôt des surfaces arrondis qui facilite la mise en œuvre du matériau et évite les discontinuités d'écoulement.

L'absence de ferrailage permet d'envisager toutes les formes de structures pour peu que la géométrie soit cohérente et pertinente avec un bon cheminement des efforts, et compatible avec une bonne mise en œuvre du béton.

La parfaite adéquation de ces matériaux avec la préfabrication nécessite souvent de repenser la conception globale d'une structure : dans un ouvrage volumineux de forme géométrique éventuellement complexe, une réflexion doit être conduite sur la façon de réaliser la structure globale à partir d'un assemblage d'éléments de taille réduite, de géométrie la plus redondante possible, permettant un cheminement optimal des efforts et une réalisation facile à la fois des pièces élémentaires et des assemblages. Cette démarche non traditionnelle nécessite un nouveau regard sur la façon de concevoir et réaliser la structure.

Le développement de la préfabrication va de pair avec des recherches de conception sur les connexions entre les éléments permettant d'assurer au mieux la transmission des efforts, l'étanchéité et la pérennité de l'assemblage.

La technologie des coffrages évolue. On voit se développer des solutions de coffrage 3D en plastique moulé ou polystyrène découpé automatiquement pour permettre des formes tridimensionnelles quelconques.

Plus les bétons sont pointus, plus la mise en œuvre nécessite un soin et des contrôles particuliers :

- Validation des processus par éprouves de convenance et essais préalable,
- Suivi et maîtrise de la rhéologie en fonction des conditions climatiques,
- Respect strict des tolérances sur la consistance et la résistance,
- Respect des tolérances dimensionnelles et suivi géométrique d'autant plus important que les pièces sont fines et flexibles.

Les méthodes de calculs sortent des usages traditionnels du béton armé et/ou précontraint bien maîtrisé par les bureaux d'études : les calculs de résistance font appel aux théories développés pour les bétons fibrés qui sont peu connues (recommandations AFREM de 1997 pour les bétons fibrés ordinaires, recommandations AFGC-SETRA de 2002 pour les BFUP).

De même les méthodes d'essais de résistance en traction par flexion sont peu connues des laboratoires et requièrent des outils numériques d'exploitation spécifiques (méthode inverse).

Un des principaux freins actuel au développement des BFUP est ainsi lié au manque de compétences spécifiques au sein des bureaux d'études, des architectes, des laboratoires et des entreprises.

Le matériau nécessite un investissement intellectuel préalable important. Jusqu'à ce jour, le marché a été relativement réduit, et peu de bureau d'études, d'architectes et d'entreprises ont pu s'y intéresser.

Compte tenu du certain décollage que l'on constate (notamment au Japon, mais également en Europe et en France) il est probable qu'un nombre plus important de bureaux d'études et d'entreprises vont former des équipes sur ces matériaux afin de pouvoir répondre à la demande. Cette démarche devrait renforcer le développement du matériau, sachant qu'elle devrait conduire à l'émergence d'un nombre croissant de solutions de structures en BFUP alternatives aux solutions classiques, dans les cas où le choix du matériau s'avère pertinent sur les aspects économiques et environnementaux.

6. Conclusions

La conception et la réalisation de structures en BFUP nécessitent de sortir des réflexes attachés aux structures traditionnelles en béton armé ou en béton précontraint.

Les BFUP ne sont pas des matériaux économiquement révolutionnaires dans le sens où leur coût de production et de mise en œuvre reste élevé et nécessite une recherche d'optimisation pour garantir un réel gain financier.

Mais les niches existent et les applications performantes tendent à se développer de plus en plus d'autant que la durabilité, l'esthétique des structures, la rapidité d'exécution, l'évolutivité possible des aménagements, le gain de matière première sont des préoccupations qui iront croissant et auxquels les BFUP permettent d'apporter de réelles réponses novatrices.

Les projets importants en cours vont par ailleurs conforter leur développement à moyen terme au travers d'une montée en compétence de la profession qui aura un effet « boule de neige » sur l'émergence de solutions innovantes qui contribueront à nous faire percevoir un peu plus tout le potentiel structurel et architectural ces matériaux.

Références

- [1] « Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances », Recommandations provisoires, Association Française de Génie Civil, Janvier 2002.
- [2] P FRANCISCO, F BENBOUDJEMA, P ROUGEAU, JM TORRENTI Ultra High Performance Concrete for Prestressed elements – Interest of creep prediction, colloque BFUP 2009, Marseille, 2009.
- [3] BEHLOUL M, ARSENAULT J, "Ductal®: a durable material for durable structures", 5th int. conf. On concrete under severe conditions, CONSEC'07, Tours (France), 2007, pp 951-958, Toutlemonde et al. (eds).
- [4] MINDEGUIA J-C, PIMIENTA P, SIMON A ATIF N "Experimental and numerical study of an UHPFRC at very high temperatures", 5th int. conf. On concrete under severe conditions, CONSEC'07, Tours (France), 2007, pp 1659-1666, Toutlemonde et al. (eds).
- [5] HARRIS D. K., ROBERTS-WOLLMANN C. L. (2008) Characterization of punching shear capacity of thin ultra-high performance concrete slabs, Ultra High Performance Concrete (UHPC), 2nd int. symp. on Ultra High Performance Concrete, Kassel (Germany), March 05-07, Kassel University Press, Structural Materials & Engineering Series N°10, Fehling et al. eds, pp. 727-734.
- [6] JOH C., HWANG H., CHOI E., PARK J., KIM B.-S. (2008) Punching shear strength estimation of UHPC slabs, Ultra High Performance Concrete (UHPC), 2nd int. symp. on Ultra High Performance Concrete, Kassel (Germany), March 05-07, Kassel University Press, Structural Materials & Engineering Series N°10, Fehling et al. eds, pp. 719-726.
- [7] SPASOJEVIC A. (2008) Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design, Thèse de doctorat n°4051, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

- [8] TOUTLEMONDE F., RENAUD J.-C., LAUVIN L., BRISARD S., RESPLENDINO J. (2007) Local bending tests and punching failure of a ribbed UHPFRC bridge deck, 6th int. conf. On Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FRAMCOS-6, Catania (Italy), 17-22 June, Carpinteri et al. (eds), Taylor & Francis, vol. 3 High-Performance Concrete, Brick-Masonry and Environmental Aspects, pp. 1481-1489.
- [9] JUNGWIRTH J. *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*, Thèse de doctorat n°3429, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- [10] LEUTBECHER T., FEHLING E. (2008) Crack formation and tensile behaviour of UHPC reinforced with a combination of rebars and fibres, Ultra High Performance Concrete (UHPC), 2nd int. symp. on Ultra High Performance Concrete, Kassel (Germany), March 05-07, Kassel University Press, Structural Materials & Engineering Series N°10, Fehling et al. eds, pp. 497-504.
- [11] RESPLENDINO J., ROY J.M., PETITJEAN J., BLONDEAU P., HAJAR Z., SIMON A., THIBAUD T., "Ouvrages innovants de Bourg-lès-Valence", *Revue Travaux*, No.783, pp. 42-47
- [12] THIBAUD T., TANNER J.A., "Construction des premiers ponts français en béton fibré à ultra hautes performances/construction of the first french road bridges in ultra high performance concrete", in *La technique française du Béton*, AFGC, The first fib congress 2002, Osaka 2002.
- [13] HAJAR Z., SIMON A., LECOINTRE D., PETITJEAN J., "Construction of the first road bridges made of UHPC", 3rd International Symposium on HPC, Orlando 2003.
- [14] CAVILL, B. et CHIRGWIN, G «The worlds first Ductal road bridge Shepherds gully creek bridge, NSW»; 21^{ème} conférence biennale de l'institut du béton d'Australie, Brisbane, 2003.
- [15] BEHLOUL, M.; LEE, KC. «Ductal® Seonyu footbridge». *Structural Concrete* 4 (4), 2003, 195-201.
- [16] GENES P, ALEXANDRE F, NOVARIN M, SIMON A., "Restructuration d'un immeuble parisien", *Revue Travaux* Novembre 2004
- [17] RESPLENDINO J. « First recommendations for Ultra-High-Performance Concretes and examples of application », International Symposium on UHPC, Kassel 2004
- [18] HAJAR Z., LECOINTRE D., SIMON A., PETITJEAN J. « Design and Construction of the world first Ultra-High Performance Concrete road bridges », International Symposium on UHPC, Kassel 2004
- [19] HAJAR Z., RESPLENDINO J., SIMON A., PETITJEAN J. « UHPC – First recommendations and examples of application » *fib* Symposium: Concrete Structures: the Challenge of Creativity, Avignon (2004)
- [20] HAJAR Z., et al. « Realization of an Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete thin shell structure covering the toll-gate station of MILLAU Viaduct. » *fib* Symposium: Concrete Structures: the Challenge of Creativity, Avignon (2004)
- [21] TOUTLEMONDE et al. "Innovative design of Ultra-high Performance Fiber-reinforced concrete ribbed slab: experimental validation and preliminary detailed analyses" 7th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Washington D.C. (USA), june 20-22, 2005.
- [22] RESPLENDINO J., BOUTEILLE S. « Les derniers développements dans l'utilisation des Bétons Fibrés Ultra Performants en France », congrès AFGC GC2005, Paris (2005).
- [23] OKUMA, H et al : «The first highway bridge applying ultra high strength fibre reinforced concrete in Japan»; 7th conférence internationale sur les ponts de courte et moyenne portée, Montréal, Canada, 2006.
- [24] HANOTEAU J., et al. « Ductal : a new material, the bridge of St Pierre La Cour », in the French technologie of concrete, AFGC, The second fib congress, Naples (2006).

- [25] RESPLENDINO J. et al. « Construction of an overpass on the A51 Motorway, made of a prestressed box beam built with UHPFRC », in the French technologie of concrete, AFGC, The second fib congress, Naples (2006).
- [26] RESPLENDINO J. et al. « Construction d'un Passage supérieur sur l'autoroute A51, en caisson précontraint Réalisé en Béton Fibré ultra performant (BFUP) », congrès AFGC GC2007, Paris (2007).
- [27] RESPLENDINO J. et al. « Etude de solutions de tabliers de ponts réalisés en Béton Fibré Ultra Performant (BFUP) et en Matériau Composite (Fibre de verre) », congrès AFGC GC2007, Paris (2007).
- [28] EL GOUARI Y. et al. "La poutre ITE, une alternative aux poutrelles enrobées – Le triplement du pont Pinel à Rouen", *Revue Travaux n°849 Février 2008*
- [29] RESPLENDINO J. « Ultra-High Performance Concretes – recent realizations and research programs on UHPFRC bridges in France », International Symposium on UHPC, Kassel (2008)
- [30] DE MATTEIS D, NOVARIN M, MARCHAND P, FABRY N, PETEL A, CHANUT S « A fifth French bridge including UHPFRC components, the widening of the Pinel Bridge, in Rouen (France) », International Symposium on UHPC, Kassel (2008)
- [31] TOUTLEMONDE et al. : Innovative design of Ultra-high Performance Fiber-reinforced concrete ribbed slab : experimental validation and preliminary detailed analyses, 7th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Washington D.C. (USA), june 20-22, 2005.
- [32] TOUTLEMONDE et al. : Experimental validation of a ribbed UHPFRC bridge deck, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel (Germany), March 05-07, 2008
- [33] TOUTLEMONDE et al. : Local bending tests and punching failure of a ribbed UHPFRC bridge deck. In: Proc. FRAMCOS-6, Catania (Italy), 2007.
- [34] TOUTLEMONDE et al. : Local compression tests and analysis validating innovative design of UHPFRC anchor blocks for post-tensioning tendons, In: Proc. FRAMCOS-6, Catania (Italy), 2007.
- [35] TOUTLEMONDE et al. : Fatigue performance of UHPFRC ribbed slab applied as a road bridge deck verified according to eurocodes, In: Proc. CONSEC'07, Tours (France), 2007.

Ultrahochfester Beton (UHFB): Stand der Technik in Deutschland

Ekkehard FEHLING

Univ.-Prof. Dr.-Ing.

Universität Kassel

Deutschland

Torsten LEUTBECHER

Dr.-Ing.

Universität Kassel

Deutschland

Kurzzusammenfassung

Ultrahochfester Beton (UHFB) verfügt nicht nur über eine hohe Festigkeit, sondern wegen seines besonders dichten Gefüges auch über hervorragende Eigenschaften im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Durch die Zugabe von geeigneten Fasern kann ein überaus duktiler Verhalten erreicht werden, was ihn für baupraktische Anwendungen zu einem gutmütigen Werkstoff macht. UHFB ermöglicht leichte und filigrane Konstruktionen, so dass das Bauen mit Beton nicht mehr mit dem Begriff „Massivbau“ gleichgesetzt werden muss. Konstruktionen aus diesem Material sowie die Entwicklung des Werkstoffs stehen seit langem im Zentrum des Interesses am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau (IKI) der Universität Kassel und sind Fokus eines Schwerpunktprogramms der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG). Über aktuelle Forschungsergebnisse sowie praktische Anwendungen in Deutschland wird hier berichtet.

Schlüsselwörter: Ultrahochfester Beton, Materialentwicklung, werkstoffgerechtes Konstruieren, DFG-Schwerpunktprogramm „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton“, Faserbeton, Spannbeton, Verstärkung, Brückenbau, Impaktbelastung

1. Einführung

Ultrahochfester Beton wird wegen seiner besonders guten Dauerhaftigkeitseigenschaften sowie der Duktilität, die ihm durch Faserzugabe verliehen werden kann, auch als Ultrahochleistungsbeton (Ultra High Performance Concrete, UHPC) bezeichnet. Mittlerweile gibt es in Deutschland eine ganze Reihe von Bauten, bei denen UHPC mit Erfolg eingesetzt wurde. Durch ein Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG wird zurzeit eine große Bandbreite wichtiger Fragestellungen aus dem werkstofftechnologischen Bereich sowie in Hinblick auf Entwurf, Konstruktion und Modellierung von Baukonstruktionen aus UHPC untersucht.

Bislang haben sich die umgesetzten Projekte auf Fertigteilkonstruktionen konzentriert. Jedoch sind auch Anwendungen mit UHPC als Ort beton möglich und in einer Vielzahl von Fällen sinnvoll. Der folgende Beitrag soll einen Überblick über aktuelle Projekte und Entwicklungen geben, ohne dabei den Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

2. Forschung

Das Schwerpunktprogramm „Nachhaltiges Bauen mit Ultrahochfestem Beton“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft umfasst sowohl Forschungsprojekte mit werkstofflicher Ausrichtung als auch solche, die sich mit Konstruktionen, Verbindungsmitteln und Nachweis- und Bemessungsmodellen befassen.

2.1 Werkstoffliche Fragen

Im Bereich der werkstofflichen Projekte wird auf folgenden Themengebieten geforscht:

- Optimierung der Mischungszusammensetzung
- Technologie der Fließmittel
- Ökologische Bewertung und Optimierung
- Nanotechnologie für UHPC und „Smart Materials“
- Verteilung und Orientierung der Fasern in UHPC
- Dauerhaftigkeit von UHPC und Widerstand gegenüber chemischem Angriff
- Mechanisches Verhalten im frühen Betonalter und zeitabhängiges Verhalten allgemein
- Mehraxiale Festigkeit einschließlich Ermüdungswiderstand
- Brandwiderstand von UHPC
- Werkstoffprüfung bei UHPC

Als Beispiele sollen zwei Projekte hier näher beleuchtet werden.

2.1.1 Nanotechnologie (Universität Kassel) [1]

Der Einfluss der Kornform der Fein- und Feinststoffe auf die Packungsdichte sowie auf rheologische Aspekte war Gegenstand eines von der DFG geförderten Projekts. Zur weiteren Verbesserung der Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften von UHPC werden darüber hinaus explizit nanotechnologische Ansätze verfolgt. So konnten im Labor Druckfestigkeiten von 500 MPa erreicht werden. Zur Veranschaulichung zeigt Bild 1, wie gut sich nanofeine Partikel in Wasser auflösen, während größere Partikel dies weniger gut tun können [1].

Die Beschichtung mit Nanopartikeln (z.B. aus Titandioxid) kann Betonoberflächen zu „Smart Materials“ machen und beispielsweise dazu bringen, Luftschadstoffe unter Einwirkung von Sonnenlicht katalytisch zu zersetzen. Weiterhin kann durch einen Selbstreinigungseffekt unter Einfluss von Wasser die Bildung von Biofilmen auf der Oberfläche vermieden werden. Damit kann Biokorrosion wirksam verhindert werden [2].

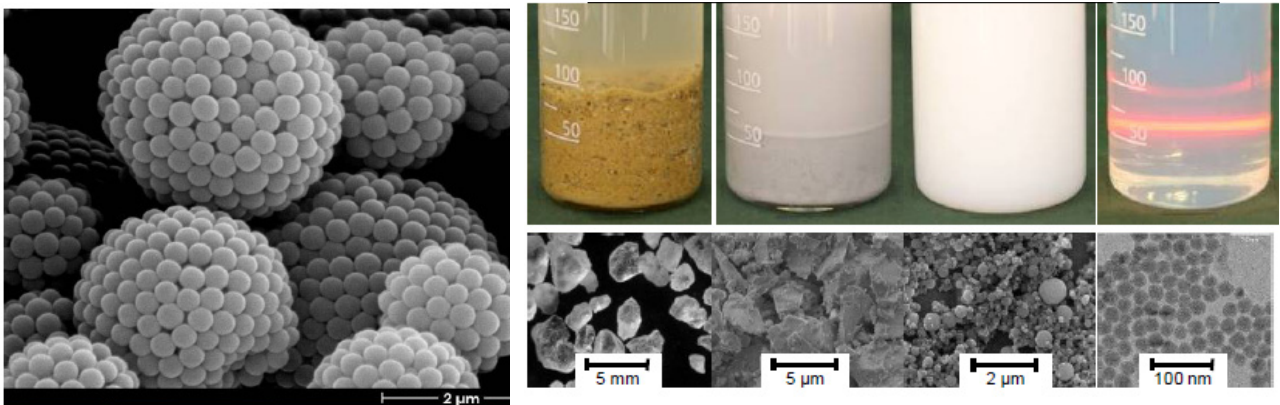


Bild 1 Agglomerierte synthetische Nanopartikel (links) und Ausgangsstoffe für weiter verbesserten UHPC (rechts): Sand, Quarzmehl, Mikrosilika, Nanosilika (von links), Suspension mit 50 % Wasser und 50 % Feststoff [1]

2.1.2 Mehraxiale Festigkeit von ultrahochfestem Faserbeton (TU Dresden) [3]

Zur Bestimmung der zweiaxialen und dreiaxialen Festigkeit wurden interessante Versuche in einem Mehrachsen-Prüfstand durchgeführt (Bild 2, links). Die Belastung erfolgte über Bürsten, um die Querdehnungsbehinderung so klein wie möglich zu halten. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Festigkeitserhöhung bei zweiaxialem Druck weniger ausgeprägt ist als bei Normalbeton. Somit dürfen für UHPC die bei Normalbeton üblichen Ansätze, denen eine Festigkeitserhöhung bei mehraxialer Belastung zugrunde liegt, nicht ohne weiteres übernommen werden. Bei dreiaxialer Beanspruchung erfolgt mit zunehmendem Druck in der dritten Richtung (ab ca. 6 bis 9 %) ein Übergang von sprödem zu duktilem Verhalten, wie das Diagramm rechts in Bild 2 zeigt [3].

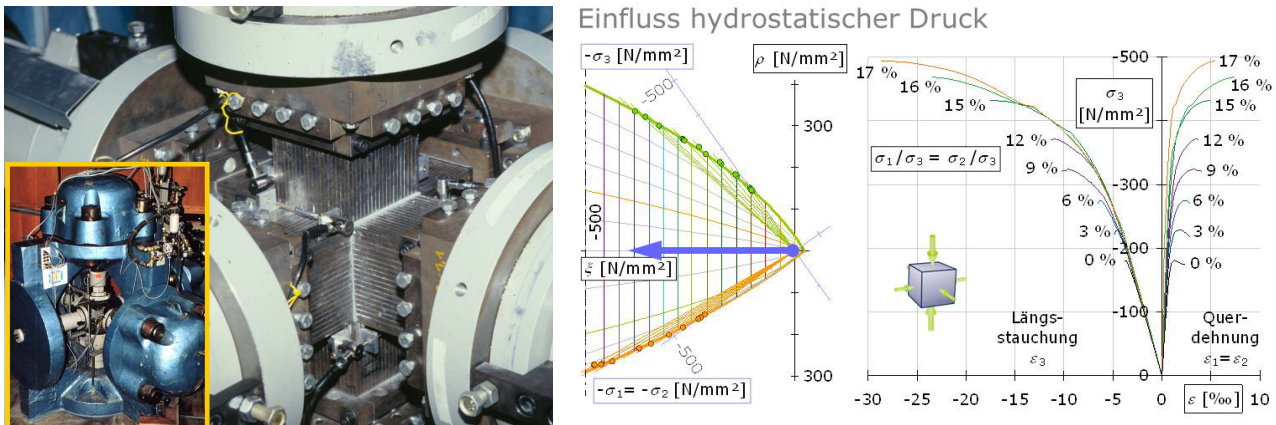


Bild 2 Prüfmaschine bei einem dreiaxialen Versuch (links), Bruchwerte in der Rendulic-Ebene und Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf dem Druckmeridian (rechts) [3]

2.2 Konstruktionen

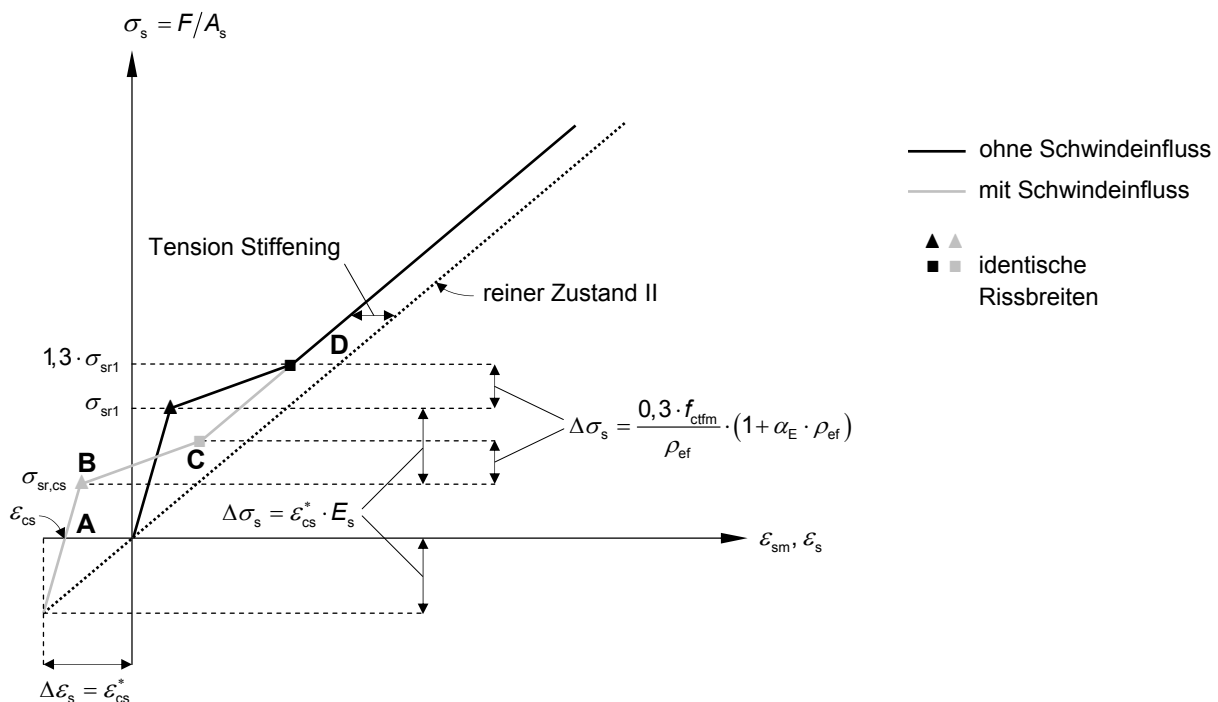
In diesem Bereich werden für UHPC insbesondere folgende Themen untersucht:

- Zusammenwirken von Fasern und Stabstahl als (kombinierte) Bewehrung
- Druck-Querzugfestigkeit von unbewehrten und kombiniert bewehrten Scheiben
- Verbindungstechnik und Verbundmittel, Implantate zur lokalen Lasteinleitung
- Verankerung und Übergreifung stabförmiger Bewehrung
- Stützen aus ultrahochfestem Beton
- Vorgespannte Träger mit und ohne Stegöffnungen
- UHPC-Beschichtung von Betonbauteilen
- Fügen von UHPC-Bauteilen durch Verkleben

Darüberhinaus gibt es weitere Projekte außerhalb des Rahmens des Schwerpunktprogramms. Exemplarisch werden nachfolgend einige Projekte näher betrachtet.

2.2.1 Zusammenwirken von Stabstahl und Fasern als Bewehrung (Universität Kassel) [4-7]

Durch die Beimischung von Fasern wird der hochfesten aber spröden Matrix Duktilität sowie planmäßig nutzbare Zugfestigkeit verliehen, da die Fasern bei Rissbildung die Rissufer vernähen. Die Faserwirkung allein ist aber nicht immer ausreichend, so dass zusätzliche Bewehrung – mit oder ohne Vorspannung – anzuordnen ist. Es ist aber nicht ziel führend, die Beiträge beider Bewehrungsarten einfach durch die Überlagerung der Spannungs-Dehnungs-Linien des Stabstahls mit der des Faserbetons abzubilden. Vielmehr muss im Riss das Gleichgewicht und die Verträglichkeit beachtet werden. Das von *Leutbecher* entwickelte Modell [4] leistet genau dies für den Fall der axialen zentrischen Beanspruchung. Damit wird ermöglicht, das Trag- und Verformungsverhalten bei kombinierter Bewehrung realitätsnah zu erfassen (Bild 3). Gleichzeitig kann der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite geführt und die optimale Bewehrungskombination gefunden werden.



Einfluss des Schwindens:

A: negative Stahldehnung (Zwang infolge Schwinden)

B: reduzierte Rissspannung infolge Eigenspannungszustand

C: abgeschlossenes Rissbild wird infolge Eigenspannungszustand bei kleineren Zugspannungen erreicht

D: kein wesentlicher Einfluss des Schwindens auf das Tension Stiffening bei abgeschlossener Rissbildung

Bild 3 Mittlere Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines faserverstärkten Stahlbetonzugstabs unter Berücksichtigung des Schwindeinflusses

Für Verformungsberechnungen können die Verteilung und die Orientierung der Fasern mit ihren Mittelwerten entlang der Zuggliedachse berücksichtigt werden. Der Einfluss der Fasern auf das

Tension Stiffening in der Phase der abgeschlossenen Rissbildung (Phase D in Bild 3) lässt sich dann rechnerisch nach Gleichung (1) erfassen.

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s - \frac{\beta_t \cdot (f_{ctfm} - \sigma_{cfm}) + \sigma_{cfm} \cdot \rho_{ef} / \rho_s}{\rho_{ef} \cdot E_s} \quad (1)$$

Dabei ist ε_s die Stahldehnung im reinen Zustand II ohne Berücksichtigung der Faserwirkung; β_t beschreibt die Mitwirkung des Faserbetons auf Zug in und zwischen den Rissen, abhängig von der Belastungsdauer bzw. wiederholter Belastung ($\beta_t = 0,4$ für Kurzzeitbelastung, $\beta_t = 0,25$ für lang andauernde und wiederholte Belastung); ρ_s ist der geometrische Bewehrungsgehalt $\rho_s = A_s/A_c$ und σ_{cfm} ist die Faserbetonspannung im Riss in Abhängigkeit von der mittleren Rissbreite unter der aktuellen Zugbelastung.

Aufbauend auf den Forschungsergebnissen zum Tragverhalten unter Zugbeanspruchung wurde das Biegetragverhalten untersucht [5]. Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, die im Zugbereich gewonnenen Erkenntnisse auf Biegebauteile zu erweitern und maßgebende Einflussgrößen zu analysieren.

Das Biegetragverhalten wurde zunächst experimentell in 4-Punkt-Biegeversuchen untersucht. Die untersuchten Parameter waren die Balkenhöhe, der Stabstahltyp und -gehalt sowie der Fasergehalt. Neben Kräften und Verformungen wurden die Rissbreiten und Rissabstände bei diskreten Laststufen aufgenommen (Bild 5, rechts).

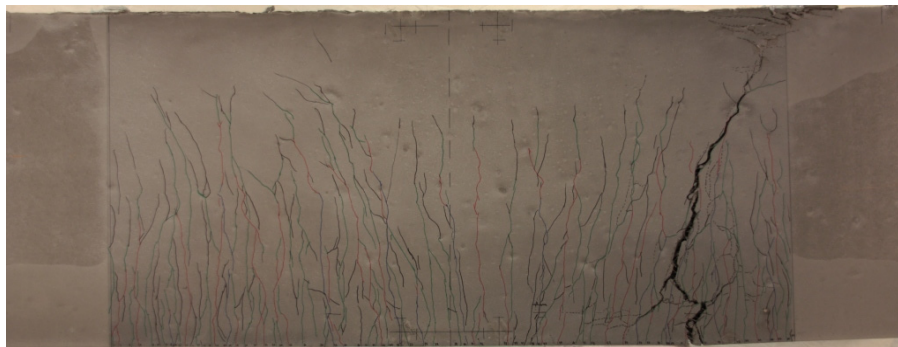


Bild 4 Biegebalken (Ausschnitt) mit einem Fasergehalt von 1,5 Vol.-%, fein verteiltes Rissbild und Verformungslokalisierung bei Erreichen des Fließspannung

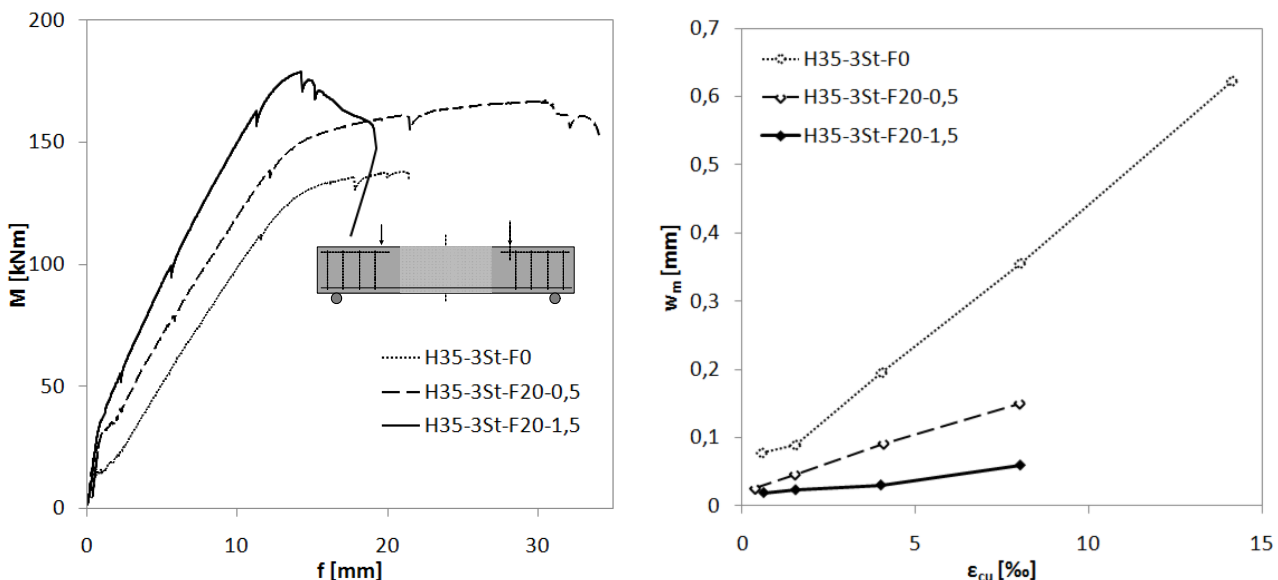


Bild 5 Momenten-Durchbiegungs-Kurven (links) und mittlere Rissbreiten bei mittleren Dehnungen am unteren Bauteilrand im Gebrauchslastbereich (rechts) für die Fasergehalte 0, 0,5 und 1,5 Vol.-%

Unter anderem haben die Versuche gezeigt, dass der Fasergehalt einen signifikanten Einfluss auf die Rissentwicklung im Gebrauchslastbereich und auf die Duktilität im Traglastbereich hat (Bild 5). Mit steigendem Fasergehalt nimmt die Biegesteifigkeit zu. Die Rissbreiten und -abstände werden geringer. Bereits ein geringer Fasergehalt von 0,5 Vol.-% beeinflusst die Rissentwicklung positiv.

Bei Erreichen der Traglast zeigte sich, dass das Verformungsvermögen bei Balken ohne Faserbewehrung durch sprödes Druckversagen begrenzt war. Durch einen geringen Fasergehalt von 0,5 Vol.-% konnte die Duktilität deutlich verbessert werden. Bei einem Fasergehalt von 1,5 Vol.-% zeigte sich hingegen mit dem Erreichen der Fließdehnung in der Zugbewehrung eine Lokalisierung der Verformung (Bild 4). Definiert man die Duktilität als Verformungsvermögen vom Erreichen der Fließdehnung bis zum Erreichen der Höchstlast, so ist diese bei hohen Fasergehalten äußerst gering.

Neben den Auswirkungen des Fasergehaltes wurde der Einfluss der Stabstahls und dessen Verbundeigenschaften sowie die Schwindverformungen eingehend untersucht. Diese Aspekte finden Eingang in numerische Berechnungsmodelle zur Beschreibung der Rissentwicklung und des Verhaltens im Traglastbereich.

Die Arbeiten zum Zug- und Biegetragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung aus Stabstahl und Fasern werden mit einem Forschungsprojekt zum Thema Querkrafttragverhalten weiter geführt. Es wurden bereits 3-Punkt-Biegeversuche an Balken aus UHPC mit identischer Biegezugbewehrung und profiliertem Untersuchungsbereich (Schnitt II-II in Bild 6) mit einer Schubslankheit von etwa 4,0 durchgeführt. Die Balken besitzen eine Länge von 2,10 m und eine Höhe von 0,33 m.

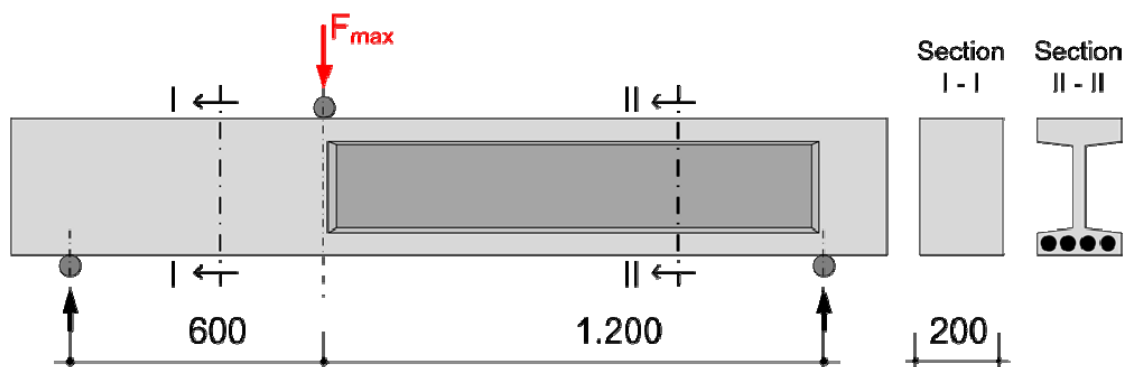


Bild 6 Versuchskörper und Versuchsaufbau [6]

Untersucht wurden verschiedene Querkraftbewehrungsvarianten: a) ohne Querkraftbewehrung, b) Querkraftbewehrung nur mit Stahlfasern (Länge: 13 mm, Durchmesser: 0,175 mm) bzw. c) nur mit Bügelstäben (Durchmesser: 5 mm, Abstand: 10,5 cm) und d) eine Kombination aus Fasern und Bügeln (Bild 7) [7].

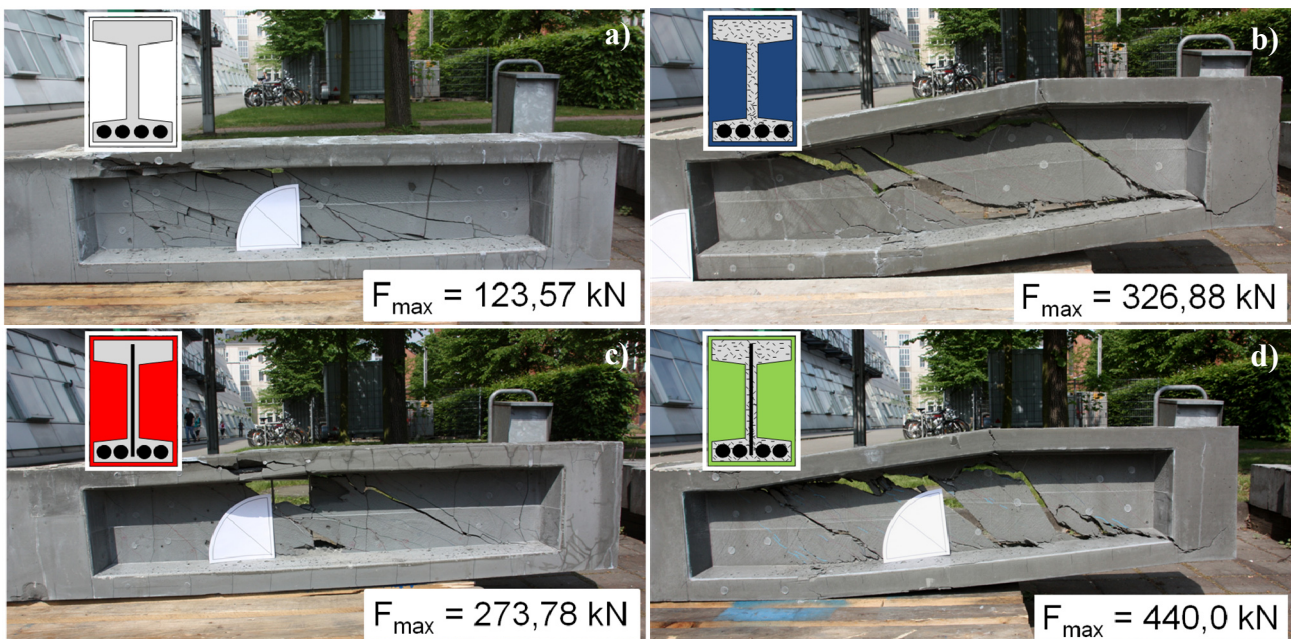


Bild 7 Versuchskörper nach dem Versuch; a) ohne Schubbewehrung, b) mit Fasern, c) mit Bügelstäben und d) mit kombinierter Bewehrung [6]

Die Versuche erfolgten weggesteuert. Dabei wurden Querkrafttragfähigkeit, Rissentstehung und -entwicklung zu verschiedenen Dehnungszuständen sowie die Neigung des Druckstrebenwinkels identifiziert.

Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass die Zugabe von Fasern eine Erhöhung der Biegesteifigkeit und Querkrafttragfähigkeit sowie steilere Risswinkel zur Folge hat. Weiterhin ließ sich erkennen, dass mit Faserzugabe ein sprödes Verhalten des Druckgurtes verhindert wird (Bild 8).

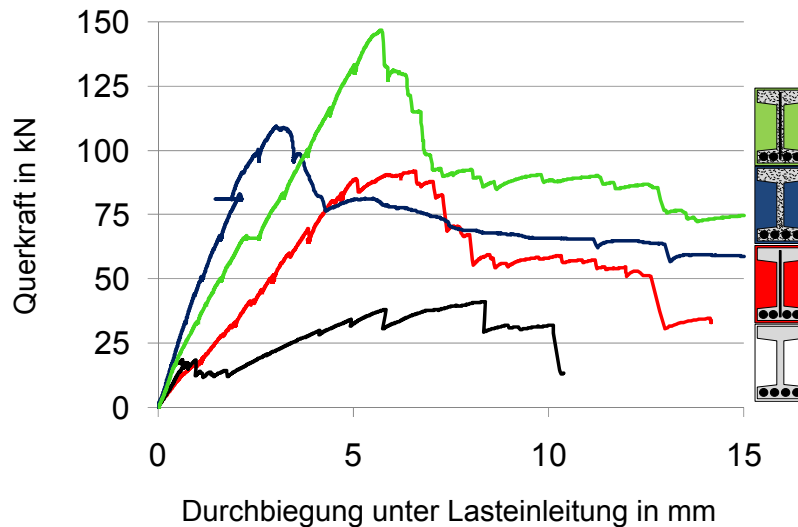


Bild 8 Kraft-Verformungs-Diagramm aus Versuchen [6]

2.2.2 Vorgespannte Träger mit und ohne Stegöffnungen (RWTH Aachen) [8]

Fertigteilträger aus Spannbeton sind für den Bau von Industriehallen und Verbrauchermärkten von enormer Bedeutung. Ultrahochfester Beton ermöglicht hier neue Ansätze, z. B. den Verzicht auf Querkraftbewehrung in Form von Bügeln. Diesem Themenkomplex widmet man sich am Lehrstuhl für Massivbau der RWTH Aachen [8].

Für die Verankerung der Vorspannbewehrung durch Verbund sind bei UHPC sehr kurze Verankerungslängen möglich, was jedoch zu hohen lokalen Spaltzugbeanspruchungen führt. Daher wurde die Spannkrafteinleitung von Litzen in Abhängigkeit von u. a. der Betondeckung und dem Vorspanngrad experimentell untersucht und ein Verbundgesetz für Spannlitzen in UHPC abgeleitet.

In einem weiteren Schritt wurden insgesamt 34 vorgespannte Träger aus UHPFRC untersucht. Fragestellungen waren der Querkraftabtrag, der Einfluss von Öffnungen auf die Querkrafttragfähigkeit (Bild 9) sowie die Auswirkungen einer zyklischen Belastung. Auf der Basis der Versuchsergebnisse und nichtlinearer FE-Simulationen konnten Bemessungsansätze abgeleitet werden.

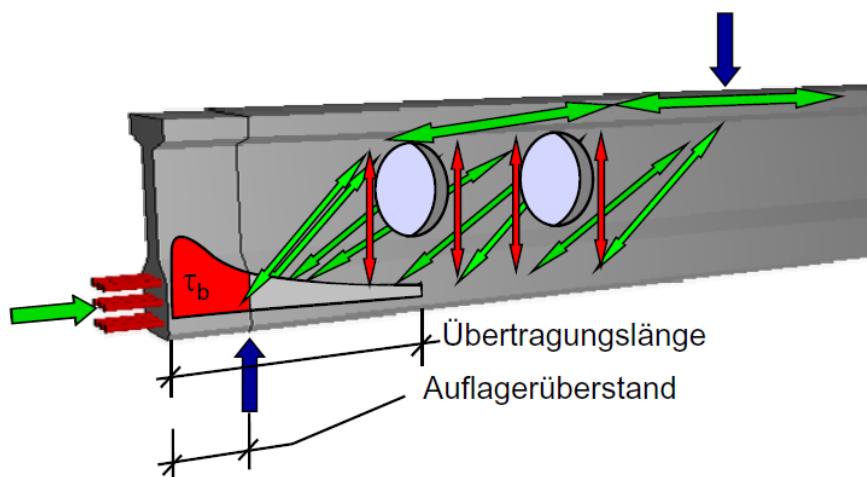


Bild 9 Spannkrafteinleitung und Modell des Querkraftabtrags bei Spannbetonträgern mit Stegöffnungen

2.2.3 Verstärken von Stahlbetonbauteilen durch UHPC-Schalen (Universität Kassel) [9]

Die Verstärkung von Stahlbetonbalken erfolgt in der Praxis insbesondere durch Aufkleben von Lamellen aus Stahl bzw. faserverstärktem Kunststoff (z. B. CFK) oder durch bewehrte Spritzbetonschalen. Ultrahochfester Faserbeton stellt eine interessante Alternative dar, um mit relativ dünnen Schichten auskommen zu können und eine signifikante Tragfähigkeitssteigerung zu erreichen (Bild 10, links). Grundlagenuntersuchungen dazu werden zurzeit an der Universität Kassel durchgeführt. Dabei werden die Oberflächen der zu verstärkenden Bauteile durch Sandstrahlen vorbehandelt.

Mit einer Verbundbewehrung, die in den Stegen verankert werden kann, wird ein duktileres Verhalten in der Verbundfuge erreicht, wie sich in Push-Out-Tests und Balkenversuchen gezeigt hat. Für die Verstärkung hinsichtlich Querkraft wurden Kernbohrungen durch die Gurtplatte hergestellt, die anschließend beim Betonieren mit UHPC ausgefüllt wurden, so dass die UHPC-Schale zug- und Schubfest in der Gurtplatte verankert werden konnte (Bild 10, rechts).

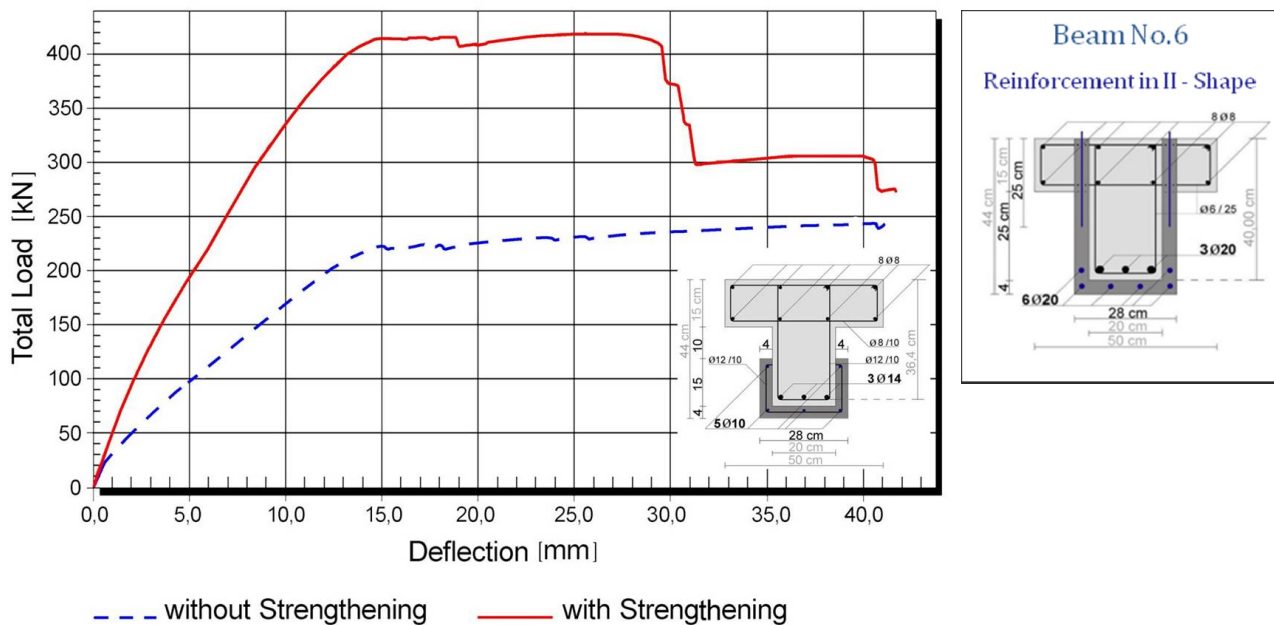


Bild 10 Biegeverstärkung eines Plattenbalkens (links) und Querschnittsgestaltung bei der Querkraftverstärkung (rechts) [9]

2.2.4 UHPC zur Sicherung von Bauwerken gegen Flugzeuganprall (Universität Kassel) [10]

Seit den Terroranschlägen vom 11. September 2001 hat sich die Frage nach dem Schutz von Hochhäusern oder anderen wichtigen Bauwerken, z. B. Atomkraftwerken, vor Flugzeuganprall (Impaktbelastung) neu gestellt. Ultrahochfester Beton bietet hier wegen seiner hohen Druckfestigkeit und des duktilen Verhaltens bei Zugspannungen besondere Chancen. So könnte zum Beispiel ein impaktsicheres Hochhaus realisiert werden, bei dem der Kern zusammen mit einem Großteil der Außenstützen global standsicher bleibt und lokal das Eindringen eines Flugzeugs oder von Teilen davon verhindert. Bei kurzer Vorwarnung könnten sich die Personen, die sich im Hochhaus aufhalten, in das Kerninnere retten, die anprallsicheren Türen verschließen und somit den Anprall und einen darauf folgenden Brand überstehen (Bild 11).

In Zusammenarbeit mit dem Ernst-Mach-Institut der Fraunhofer-Gesellschaft wurden aus diesem Anlass rechnerische und experimentelle Untersuchungen zu diesem Thema durchgeführt. Diese umfassten die Untersuchung des Zugtragverhaltens bei hohen Dehnraten mit Hilfe von Versuchen am Hopkinson-Bar, die Erweiterung eines mehraxialen Materialmodells für UHPC unter Impaktbelastung (RHT-Modell), die Implementation in eine Finite-Element-Software sowie Prognoserechnungen für den Kern eines Hochhauses mit 1 m Wanddicke. Zur Vorbereitung einer Versuchsreihe mit Platten-Impakt-Versuchen im Maßstab 1:10 wurden auch hierfür umfangreiche Berechnungen durchgeführt und damit die Eignung der Rechenmodelle sowie des Projektils, das ein großes Flugzeugtriebwerk zu simulieren hatte, validiert [10].

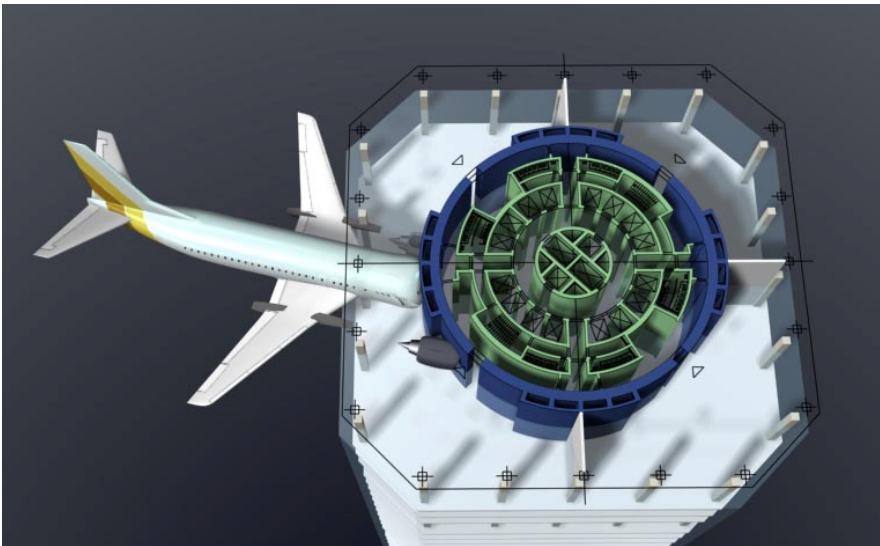


Bild 11 Vorschlag für ein
impaktsicheres Hochhaus
[10]

Während für normalfesten Stahlbeton im untersuchten Fall die Durchschlagsgeschwindigkeit mit 220 m/s zu klein gewesen wäre, um ein heute übliches Verkehrsflugzeug aufzuhalten, konnte diese durch UHPC bei gleicher Wanddicke auf über 320 m/s (1150 km/h) gesteigert werden. Bild 12 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Modellberechnungen mit den Resultaten der Impactversuche an UHPC-Platten.

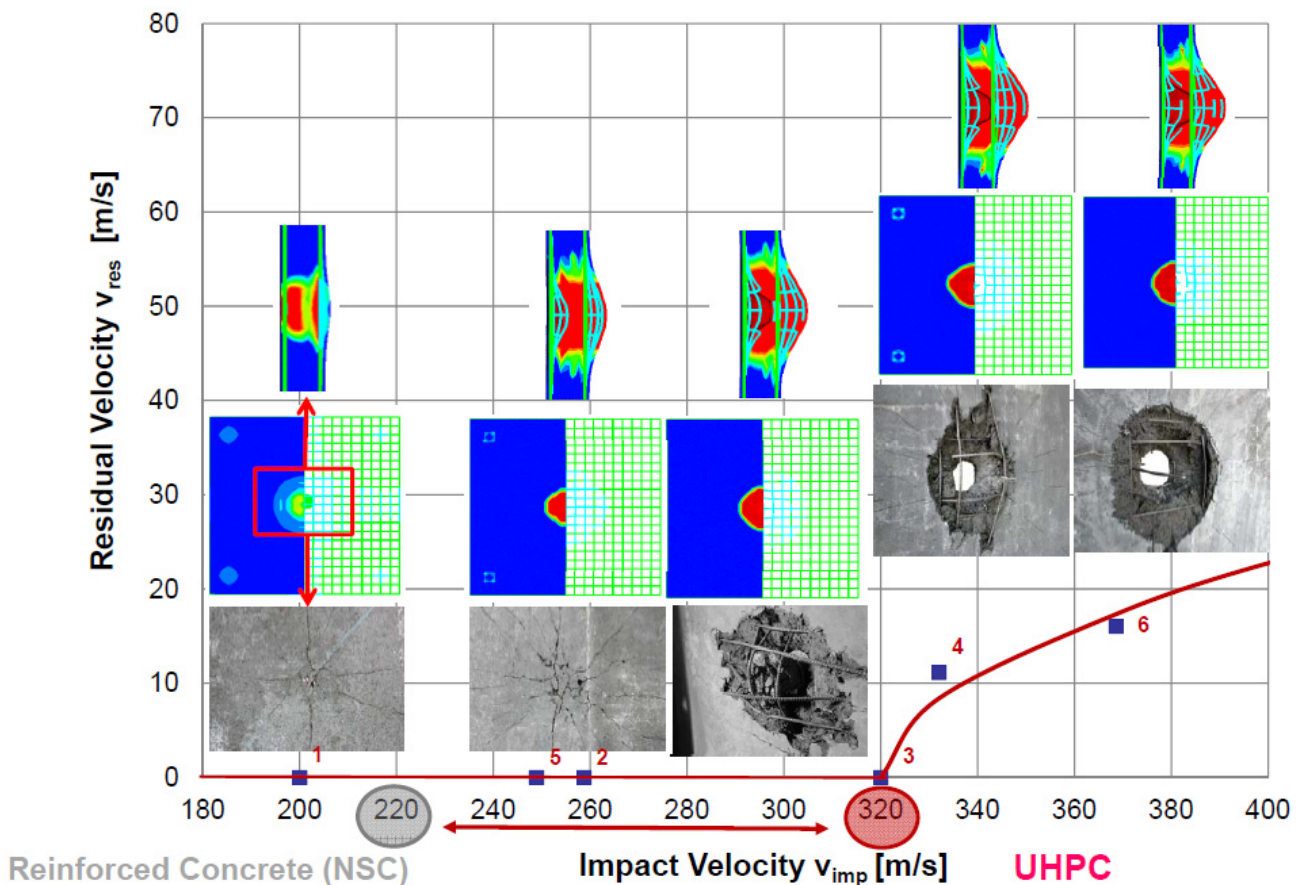


Bild 12 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Resultaten der Impactversuche an UHPC-Platten sowie an normalfestem Stahlbeton (NSC) [10]

3. Bauwerke aus UHPC

3.1 Fuß- und Radwegbrücken in der Nähe von Kassel

Als erste baupraktische Anwendung von UHPC in Deutschland wurde 2004 in der Nähe von Kassel eine 12 m weit gespannte Fußgängerbrücke über die Nieste errichtet [11]. Die Brücke wurde als Fertigteillösung konzipiert und im nachträglichen Verbund mit zwei Spanngliedern vorgespannt. Der Querschnitt der Brücke ist links in Bild 13 dargestellt.

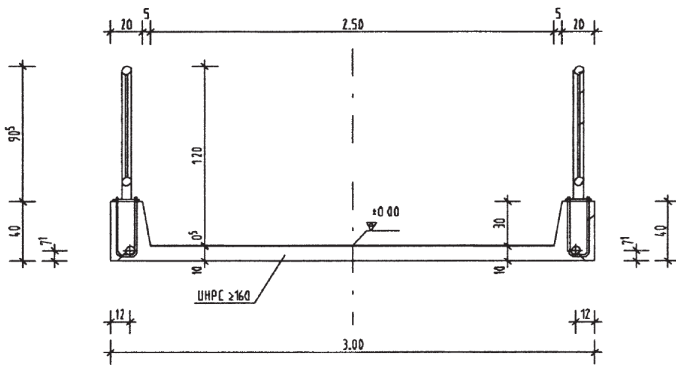


Bild 13 Querschnitt der ersten UHPC-Brücke in Deutschland (links), Ansicht nach ihrer Fertigstellung (rechts)

Die Fahrbahnplatte besitzt eine Dicke von 10 cm und eine Stützweite in Querrichtung von 3 m. Sie ist ausschließlich mit Fasern bewehrt. Stabstahlbewehrung wurde ausschließlich im Einleitungsbereich der Spannkraft eingesetzt. Die Höhe der beiden Stege ist variabel und dem Verlauf der Beanspruchungen angepasst. Wegen der geringen Masse von nur 12 Tonnen konnte der Überbau per Tieflader vom Fertigteilwerk zur Baustelle transportiert und dort von einem Mobilkran in nur etwa zwei Stunden eingehoben und montiert werden. Unmittelbar danach erfolgte die Verkehrsübergabe (Bild 13, rechts).

Wegen ihrer Wirtschaftlichkeit und der sehr kurzen Bauzeit wurden in unmittelbarer Nähe zur ersten Brücke zwei weitere Fertigteilbrücken aus UHPC errichtet. Diese besitzen Stützweiten von 7 m bzw. 9 m und eine Breite von jeweils 2,9 m (Bild 14). Sie sind als zweistegige Plattenbalken ausgeführt. Die Dicke des Brückendecks beträgt 8 cm. Die Stege besitzen eine Breite von 18 cm und eine Höhe von 30 cm in Feldmitte. Die Unterkante der Stege folgt einem Kreisbogen während die Oberkante gerade verläuft. In Längsrichtung sind die Stege im sofortigen Verbund vorgespannt. Stabstahlbewehrung wurde nicht eingesetzt. In Brückenquerrichtung werden die Beanspruchungen ausschließlich durch den faserbewehrten Beton aufgenommen.

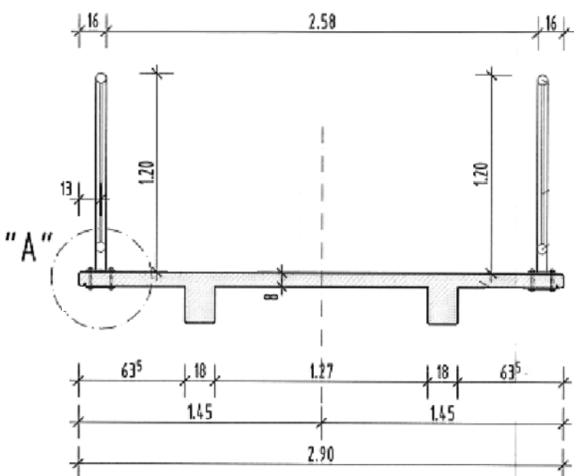


Bild 14. Querschnitt der zwei weiteren UHPC-Fertigteilbrücken über die Nieste (links), Ansicht nach der Fertigstellung (rechts)

Ähnliche Fertigteilbrücken, jedoch mit Stützweiten von ca. 18 m, wurden auch in Weinheim über die Weschnitz sowie in Friedberg in Hessen über die Usa errichtet.

3.2 Gärtnerplatzbrücke über die Fulda in Kassel

Nachdem in den vorangegangenen Projekten einige praktische Erfahrungen mit dem neuen Baumaterial gesammelt werden konnten, beschloss die Stadt Kassel, eine Fuß- und Radwegbrücke als Verbundbrücke aus Stahl und UHPC über die Fulda zu errichten. Bild 15 zeigt den Längsschnitt der vom Ingenieurbüro IBB Fehling + Jungmann GmbH, Kassel, entworfenen Brücke.

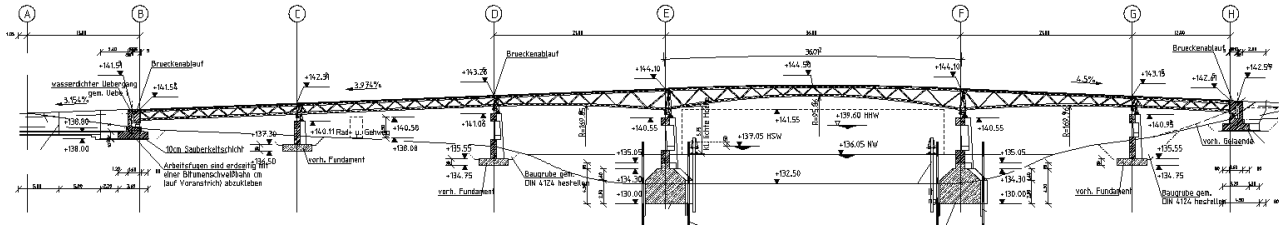


Bild 15 Längsschnitt der Gärtnerplatzbrücke

Die neue Brücke sollte eine bestehende Mehrfeldbrücke aus Holz ersetzen, die erhebliche Schäden aufwies. Der Ersatzneubau wurde als 6-Feldbrücke mit einer Gesamtlänge von 134 m konzipiert. Die größte Einzelstützweite besitzt eine Länge von 36 m. Den Längsträger bildet eine Dreigurtfachwerkkonstruktion mit variabler Höhe (Bild 16, links). Die Obergurte des Fachwerks wurden aus UHPC gefertigt. Der Untergurt und die Diagonalen sind Stahlrohre und mit dem Obergurt über gleitfest vorgespannte Schrauben verbunden. Das Brückendeck besteht aus 5 m breiten UHPC-Fertigteilplatten, die in Querrichtung der Brücke im sofortigen Verbund vorgespannt sind. Um die Entwässerung sicherzustellen, besitzen die Platten an den Rändern eine Dicke von 11 cm und in der Mitte eine Dicke von 8 cm. Nach der Errichtung des Dreigurtfachwerks wurden die Fahrbahnplatten mit dem Obergurt des Fachwerks wie auch untereinander durch Kleben verbunden. Mechanische Verbindungsmittel wurden nicht eingesetzt.

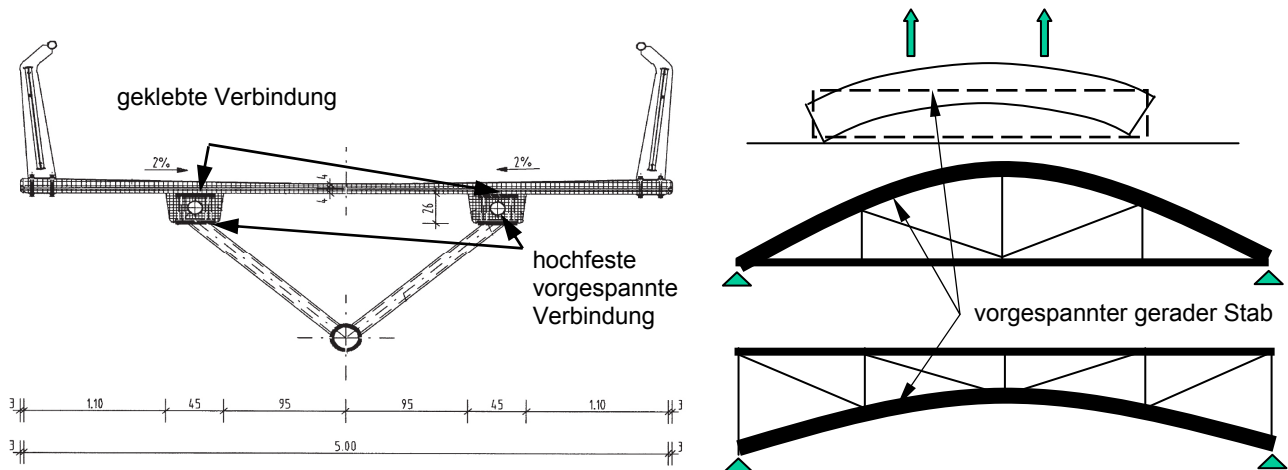


Bild 16. Querschnitt der Gärtnerplatzbrücke (links) und Krümmen der ursprünglich gerade hergestellten UHPC-Elemente (Prinzipskizze, rechts)

Die Klebeverbindung wurde zuvor ausgiebig im Labor getestet. Um ausreichende Tragsicherheit der Verbindung sowohl unter lang andauernder Belastung als auch unter Temperaturbeanspruchung sicherzustellen, erwies sich eine Vorbehandlung der Klebeflächen mittels Sandstrahlen als besonders wirksam.

Der Obergurt des Fachwerks wurde unter Ausnutzung der hohen Verformungsfähigkeit von UHPC zunächst gerade hergestellt und anschließend beim Aufbringen auf die Stahlkonstruktion entsprechend der Gradienten gebogen. Hierfür war bereits das Eigengewicht des an seinen Enden angehobenen Obergurts ausreichend. Das Prinzip ist rechts in Bild 16 erläutert.

Die so vorgefertigten Einfeld-Fachwerkträger wurden Feld für Feld montiert und durch Stirnplattenstöße zu einem Durchlaufsystem verbunden. Um im Endzustand dauernde Zugspannungen in Längsrichtung im Brückendeck zu vermeiden, wurde der gesamte Überbau durch zwei zusätzliche externe Spannglieder ohne Verbund, die in den beiden UHPC-Obergurten geführt sind, nachträglich vorgespannt.

Um das Langzeitverhalten der Brücke zu untersuchen wurde ein Monitoring-System installiert. Es umfasst verschiedene Arten von Sensoren, z. B. für Temperatur, Feuchtegehalt, Durchbiegung und Verdrehungen sowie Relativverschiebungen zwischen den geklebten Komponenten. Beschleunigungsaufnehmer erlauben die Erfassung etwaiger Änderungen der Steifigkeit der Struktur [12].



Bild 17 Gärtnerplatzbrücke nach ihrer Fertigstellung

3.3 UHPC-Beschichtung für Brückendecks

Im Rahmen eines Pilotprojekts des Hessischen Landesamts für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden, war vorgesehen, eine UHPC-Schichtung als Ortbetonergänzung auf ein Brückendeck aus normalfestem Beton aufzubringen [13]. Die UHPC-Schicht sollte die übliche Abdichtung des Überbaus ersetzen und zugleich statisch mitwirken.

Für das Pilotprojekt wurde eine annähernd rechtwinklige zweifeldrige Brücke mit Stützweiten von 21,50 m und 22,50 m gewählt. Als Querschnitt war ein mehrstegiger Plattenbalken aus vorgespannten Fertigteilträgern mit Ortbetonergänzung vorgesehen (Bild 18). Die Schichtdicke des UHPC sollte 3 cm betragen und ausschließlich faserbewehrt (6 Vol.-%) sein.

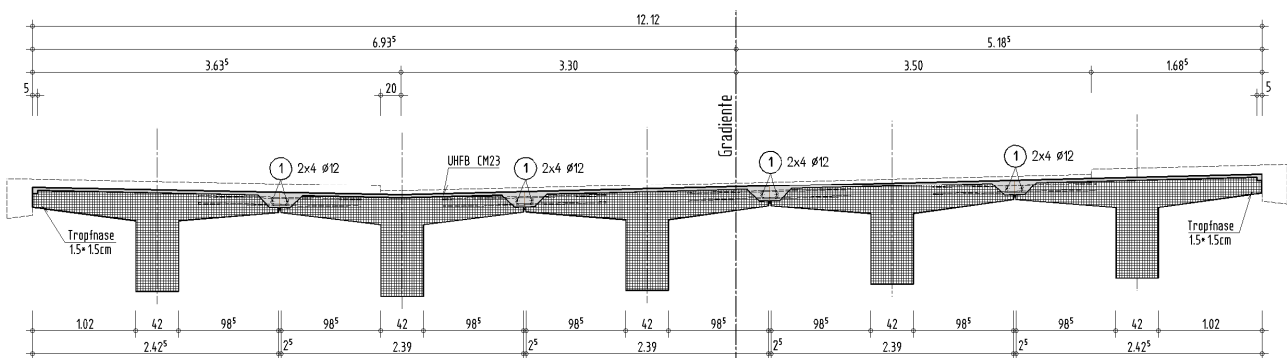


Bild 18 Querschnitt des Brückenüberbaus als mehrstegiger Plattenbalken

Die Fugen zwischen zwei Fertigteilen waren so konzipiert, dass der Fugenverguss gleichzeitig mit der Deckbeschichtung hergestellt werden konnte. Die Fugenausbildung mit schlaufenförmiger Übergreifung ist links in Bild 19 dargestellt.

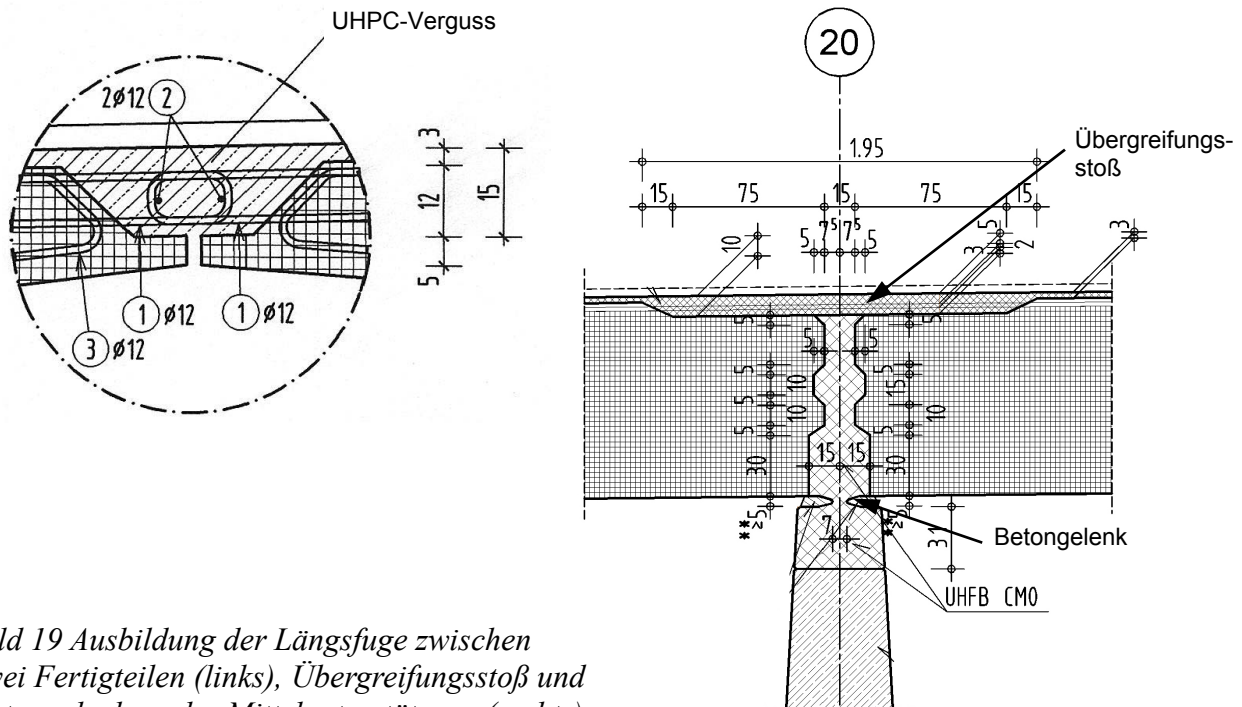


Bild 19 Ausbildung der Längsfuge zwischen zwei Fertigteilen (links), Übergreifungsstoß und Betongelenk an der Mittelunterstützung (rechts)

Um in Längsrichtung Durchlaufwirkung zu erzielen, war ein Übergreifungsstoß der oberen Bewehrung der Fertigteile über der Zwischenunterstützung vorgesehen. Die UHPC-Schicht sollte daher an dieser Stelle eine Dicke von 8 cm erhalten. Am Mittelaufleger war ein Betongelenk angeordnet.

Der Übergreifungsstoß in der Längsfuge wurde in Drei-Punkt-Biegeversuchen an annähernd originalmaßstäblichen Probekörpern mit UHPC-Fugenverguss untersucht. Die Belastung wurde monoton zunehmend und, in Hinblick auf die Ermüdung, auch zyklisch aufgebracht. Das Versagen trat in den statischen Versuchen stets durch Fließen der Bewehrung in der Kontaktfuge zwischen normalfestem Beton und UHPC ein (Bild 20). Versagen im Übergreifungsbereich oder durch Ermüdung wurde nicht beobachtet.

Der Übergreifungsstoß über der Mittelunterstützung wurde auf ähnliche Weise experimentell untersucht. Bei einer Übergreifungslänge von 15 d_s trat das Versagen am Ende des Übergreifungsbereichs durch Fließen der Stabbewehrung ein.

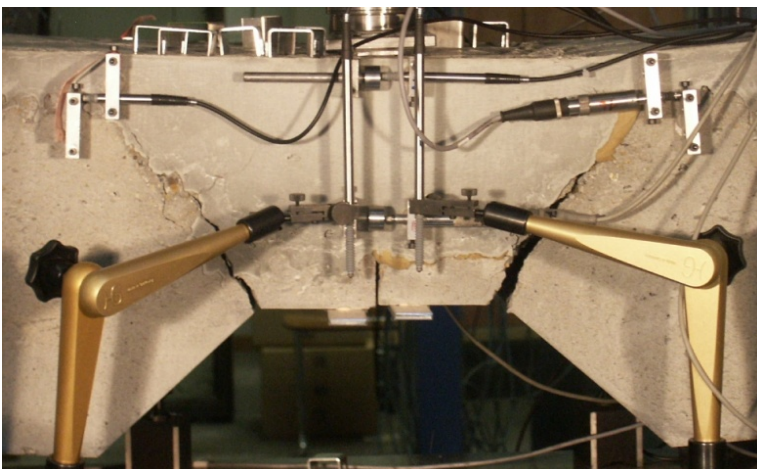


Bild 20 Versagen der Längsfuge durch Stahlfließen

Leider konnte das Projekt aus finanziellen Gründen nicht realisiert werden.

Neuere Untersuchungen auf diesem Gebiet gehen in Richtung einer mit niedrigem Fasergehalt und Stabstahl kombiniert bewehrten UHPC-Ergänzung, die eine höhere Wirtschaftlichkeit bei mindestens gleichwertigen Gebrauchstauglichkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften erwarten lässt.

3.4 Bogenbrücke über die Pleiße in Markkleeberg

In Markkleeberg bei Leipzig wird eine schadhafte Holzbrücke zur Überführung eines Radwegs über die Pleiße durch einen neuen Überbau ersetzt (Bild 21). Bauherr ist der Freistaat Sachsen, vertreten durch das Straßenbauamt Leipzig. Mit der Entwurfs- und Ausführungsplanung wurde das Ingenieurbüro KHP-Zerna in Leipzig beauftragt.

Der neue Überbau wird als Einfeld-Bogenbrücke mit einer Stützweite von 31,70 m zwischen den Lagerachsen ausgeführt. Die lichte Breite zwischen den Geländern beträgt 3,50 m.

Die beiden Bögen bestehen aus ungefüllten Stahlrohren mit einem Durchmesser von 324 mm. Die Fahrbahnplatte wird aus Fertigteilen aus faserbewehrtem UHPC hergestellt, welche in Fahrbahn-längsrichtung mittels nachträglicher Vorspannung ohne Verbund miteinander verbunden werden. Die Segmentfuge zwischen den Fertigteilen wird als Trockenfuge ausgebildet. In Querrichtung ist die Fahrbahnplatte schlaff bewehrt.

Die UHPC-Platten besitzen im Feldbereich eine Dicke von 8 cm. Im Hängerbereich wird je ein Versteifungsträger mit einer Gesamthöhe von 30 cm angeordnet. Bögen und Fahrbahnplatte werden durch geneigte, sich nicht kreuzende Seile gelenkig verbunden. In den Längsträgern (Versteifungsträgern) der Fertigteile werden Hüllrohre angeordnet, in die nach der Montage der Fertigteile Spannglieder ohne Verbund zur nachträglichen Vorspannung des Gesamtquerschnitts eingezogen werden können. Die Spannglieder dienen zugleich als Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubs aus den Bögen.



Bild 21 Fuß- und Radwegbrücke über die Pleiße in Markkleeberg (Computervisualisierung)

3.5 Offshore-Windenergieanlagen

Ein weiteres wichtiges Anwendungsgebiet hochfester und ultrahochfester Betone sind sogenannte „Grouted-Connections“ bei Offshore-Windenergieanlagen, wie sie zur Zeit in großer Anzahl in der deutschen Nordsee sowie in der Ostsee entstehen. Diese Verbindungen dienen zum Toleranzausgleich zwischen Stahlrohrpfählen, die in den Meeresboden gerammt werden sowie den aufgehenden Teilen der Stahlkonstruktion. Durch Verguss des Ringspalts zwischen diesen Bauteilen wird eine tragfähige Verbindung geschaffen. Dabei kommen sowohl konische wie auch zylindrische Bauformen vor. Bei zylindrischer Geometrie sind „Shear-Keys“ erforderlich, die ein Durchrutschen verhindern sollen und zumeist als umlaufende Schweißraupen ausgebildet werden.

Sehr oft werden Monopile-Konstruktionen ausgeführt (ein Pfahl je Windenergieanlage), jedoch kommen bei größeren Wassertiefen Konstruktionen mit mehreren „Füßen“ zum Einsatz. Bild 21, links, zeigt die Tripod-Konstruktion des Windparks Global Tech I.

Bei der Berechnung und Bemessung von „Grouted-Connections“ kommen in der Regel Finite-Elemente-Modelle zur Anwendung, die die Kraftübertragung in der Verbindung unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens infolge Kontakt und Rissbildung realitätsnah abbilden (Bild 21, rechts).

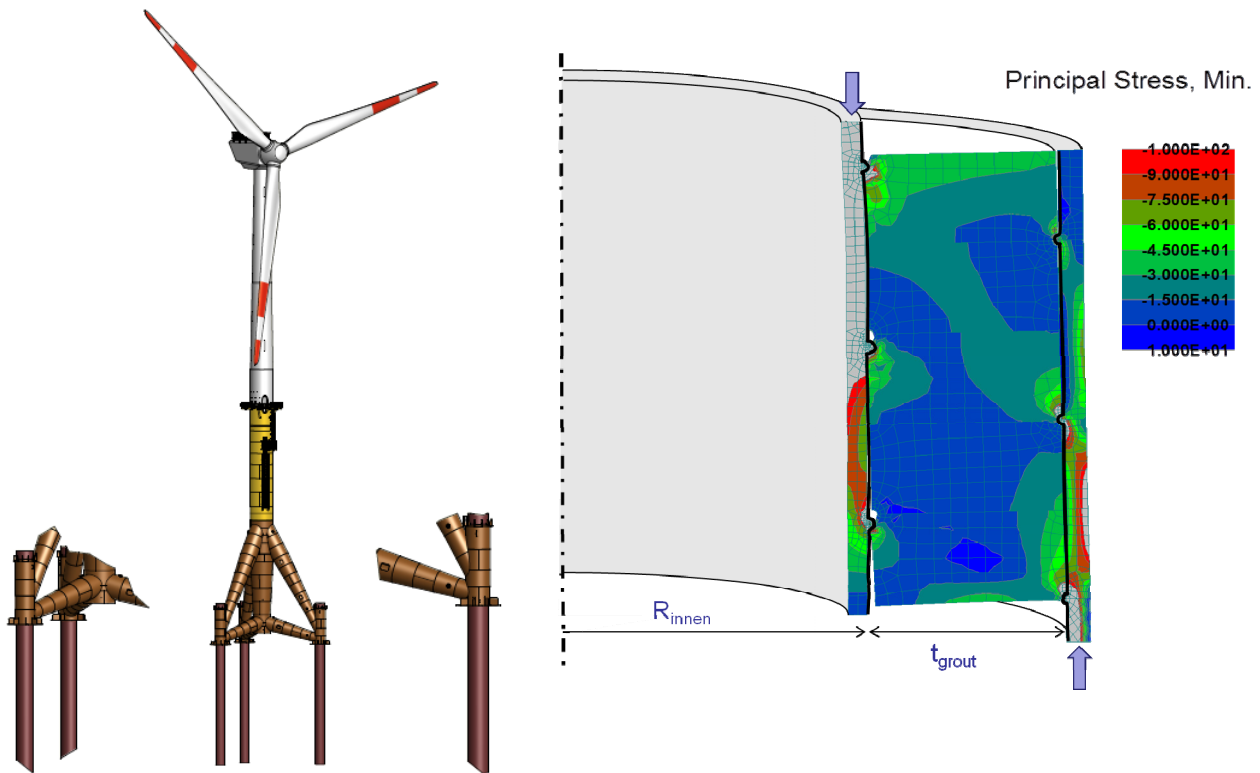


Bild 21 Tripod mit Grouted Connections des Windparks Global Tech I in der Nordsee (links) und Finite-Elemente-Modell zur Ermittlung der lokalen Beanspruchungen in einer „Grouted Connection“ (rechts)

4. Zusammenfassung

Durch ultrahochfesten Beton wird eine Fülle neuer Möglichkeiten zu leichten, schlanken und dauerhaften Konstruktionen eröffnet. Sowohl im Bereich der Werkstoffoptimierung und in Bezug auf das Werkstoffverhalten als auch im Hinblick auf Bemessung und Konstruktion besteht jedoch nach wie vor Forschungsbedarf. Dem tragen das koordinierte Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft sowie weitere aktuelle Forschungsprojekte Rechnung.

Die Umsetzung in der Praxis erfolgt zur Zeit in erster Linie im Brückenbau, wie die hier dokumentierten Beispiele zeigen. Eine weitere wichtige Anwendung hochfester und ultrahochfester Betone oder Mörtel ist im Bereich der Offshore-Technik gegeben, zur Zeit besonders bei sogenannten „Grouted Connections“ für Offshore-Windenergieanlagen.

Bislang bedürfen Praxisprojekte mit Verwendung von ultrahochfesten Betonen in Deutschland einer bauaufsichtlichen Zustimmung im Einzelfall, für die nicht selten umfangreiche Versuchsprogramme durchgeführt werden. Dadurch sowie durch die weltweite Forschung werden die bestehenden technischen Regeln ergänzt und Wissenslücken geschlossen. Im Rahmen der *fédération internationale du béton (fib)* werden schon jetzt parallel dazu Bemessungsempfehlungen erarbeitet, so dass künftig technische Regeln für die Herstellung und Konstruktion von Bauwerken aus Ultrahochleistungsbeton zur Verfügung stehen werden.

Literatur

- [1] SCHMIDT M., STEPHAN D. und GLOTZBACH C., „Nanotechnology: A new Approach for Ultra-High Performance Concretes and Cement Based 'Smart Materials'“, *fib-Symposium Prague*, 2011.
- [2] GELLERMANN C., „Herstellung von funktionalisierten oxidischen Nano- und Mikropartikeln und deren Verwendung“, *Produktgestaltung in der Partikeltechnologie*, Vol. 3, Pfinztal, Fraunhofer ICT., S. 289-300.

- [3] CURBACH M. und SPECK K., „Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von ultra-hochfestem Beton (UHPC) - Dreiaxiale Druckfestigkeit“, Dissertation, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2009.
- [4] LEUTBECHER T., „Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)“, *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*, Heft 9, kassel university press, Kassel, 2008, 264 S.
- [5] FEHLING E., LEUTBECHER T. und STÜRWALD, S., „Structural Behavior of Ultra High Performance Concrete Reinforced with Steel Fibers and Rebars“, *2010 fib Congress and PCI Convention Bridge Conference Proceedings*, Washington D.C., 2010.
- [6] FEHLING E. und THIEMICKE J., „Shear bearing behavior of UHPC“, *Proceedings of the fib Symposium*, Prag, 2011, S. 975-978.
- [7] THIEMICKE J., „Zum Tragverhalten von UHPC unter Querkraftbeanspruchung“, *Doktorandensymposium 2010, 51. Forschungskolloquium des DAfStb*, Kaiserslautern, 2010, S. 157-167.
- [8] BERTRAM G., „Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus UHPC“, *Doktorandensymposium 2010, 51. Forschungskolloquium des DAfStb*, Kaiserslautern, 2010, S. 193-204.
- [9] ALKOURY M., „Untersuchung der Verstärkung bestehender Baukonstruktionen unter Nutzung Ultrahochfesten Betons (UHPC) im Vergleich mit herkömmlichen Verstärkungsmaßnahmen“, *Dissertation*, Universität Kassel, in Vorbereitung.
- [10] NÖLDGEN M., RIEDEL W., FEHLING E. und THOMA K., „Impact on structural Ultra High Performance Concrete (UHPC) elements in high-rise buildings“, *Ultra High Performance Concrete (UHPC), Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*, Heft 10, kassel university press, Kassel, 2008, S. 759-766.
- [11] SCHMIDT M., BUNJE K., FEHLING E. und TEICHMANN T., „Brückenfamilie aus Ultra-Hochfestem Beton in Niestetal und Kassel“, *Beton- und Stahlbetonbau (101)*, Heft 3, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2006, S. 198-204.
- [12] FRÖHLICH S., LINK M., FEHLING E., SCHMIDT M. und WEILAND M., „Identifikation von Steifigkeitsveränderungen im Zuge der Dauerüberwachung der Gärtnerplatzbrücke in Kassel unter Verwendung gemessener Einflusslinien“, *Tagung Baudynamik 2009, VDI-Berichte 2063*, VDI-Verlag, Düsseldorf, 2009.
- [13] BRÜHWILER E., FEHLING E., BUNJE K. und PELKE E., „Design of an innovative composite bridge combining reinforced concrete with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete“, *Improving Infrastructure Worldwide, IABSE Symposium Weimar 2007*, IABSE Report 93, 2007, S. 80-81.

Formulation et propriétés des BFUP – du matériau aux structures

Emmanuel DENARIÉ

Dr. ès sc. techn., Ing. civ. dipl. EPFL/SIA, MER
MCS-IIC-ENAC,
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
CH-1015 Lausanne

Résumé

Les BFUP sont constitués en grande majorité de matériaux courants du chantier. Leurs propriétés uniques viennent essentiellement de leurs recettes et d'une mise en œuvre adaptée qui permettent de couvrir une palette de plus en plus vaste d'applications. On distinguera la formulation (matrice et fibrage) des BFUP destinés à la préfabrication de celle des BFUP adaptés au coulage sur chantiers, dans des cas parfois extrêmes de conditions météorologiques ambiantes (été, hiver) ou de pentes (jusqu'à 10 %). Les propriétés des BFUP à l'état frais (rhéologie) et à l'état durci (performances mécaniques et de protection) seront reliées à leur composition. Les résultats scientifiques les plus récents seront synthétisés sous la forme d'informations directement utilisables par la pratique en mettant l'accent sur les facteurs à prendre en considération en passant des résultats d'essais de laboratoire aux valeurs de dimensionnement.

Mots-clés: BFUP, formulation, écrouissage, traction, flexion, volume de pâte, compacité, durabilité, fibrage, fluage, retrait, coefficient de passage, effets d'orientation de fibres

1. Introduction

Les Bétons Fibrés Ultra Performants (BFUP) constituent un saut technologique majeur dans le domaine de la construction. Leurs propriétés mécaniques et de durabilité exceptionnelles ouvrent la voie à de nouveaux champs de conception de l'ingénierie des structures nouvelles et existantes et de l'architecture, dans les conditions les plus défavorables de sollicitations mécaniques et environnementales.

Leur matrice peut être comparée à une céramique préparée à froid avec tous les avantages de compacité et de haute résistance de la céramique et la facilité de coulage du béton. Leur réseau dense de fibres courtes leur confère une déformabilité comparable à celle des métaux. Leur technologie de mise en œuvre progresse très rapidement aussi bien sur le plan de la préfabrication avec des formes de plus en plus complexes et évidées (résilles) [1], que sur celui du coulage sur ouvrages en couches minces, seuls ou combinés à des armatures passives pour le renforcement, sur des surfaces inclinées de plus de 10 %, par basses ou hautes températures ambiantes (entre 5 et 35 °C) [2].

On trouve les racines des BFUP contemporains dans les travaux de Bache [3], qui a été le premier à lancer une lignée de Matériaux Cimentaires à Ultra Haute Performances (matrices de type DSP: Densified Systems containing homogeneously arranged ultrafine Particles) et à l'appliquer sur chantier (CRC[®], Densit[®]).

Les BFUP actuels sont issus des travaux réalisés en France dans les années 1980/1990 sur l'optimisation de la compacité de matrices cimentaire par de Larrard et al. [4], puis industriellement à l'initiative de Bouygues, Lafarge et Rhodia (BPR puis DUCTAL[®]) [5] d'une part, et de Quillery, (BSI) [6] d'autre part, et plus récemment en Allemagne [7, 8].

Formulation et propriétés des BFUP

A l'origine, les BFUP étaient destinés à être combinés à de la précontrainte, sans armatures passives, en préfabrication. Depuis lors, les avantages de la combinaison des BFUP écrouissants en traction avec des armatures passives et de leur coulage sur chantier ont été mis en évidence par Brühwiler pour le renforcement des ouvrages existants (ponts et dalles de bâtiments) [9] et constituent actuellement un champ d'investigation et d'application en plein développement [9-13].

Faute de place il est impossible de couvrir tous les aspects liés à la formulation et aux propriétés des BFUP dans ce document. On se concentrera donc sur quelques aspects principaux, importants pour l'application de ces matériaux : composants, structure, bases de formulation, mise en œuvre, propriétés de transport et durabilité, comportement mécanique en traction et compression, fluage et retrait, en insistant sur le comportement écrouissant en traction ou en flexion et ses liens avec le fibrage et les effets d'orientation de fibres.

On trouvera des informations complémentaires sur des sujets particuliers comme l'évolution dans le temps des propriétés mécaniques des BFUP dans [14], et sur leur résistance au feu dans [15]. Le rapport [7] donne une compilation étendue et récente d'informations sur de nombreux aspects particuliers de la technologie des BFUP et de leurs propriétés.

2. Formulation des BFUP

2.1. Bases

Les principes de formulation des BFUP sont inspirés des principes généraux mis en avant en particulier par Bache [3] avec les DSP et par de Larrard et al [4] :

1. Réduction de la taille des granulats.
2. Augmentation de la quantité de pâte liante (ciment + additions minérales pouzzolaniques et/ou hydrauliques latentes + farines inertes).
3. Optimisation de la distribution granulométrique granulats + liants + additions minérales pour aboutir à une compacité élevée.
4. Réduction du rapport Eau/Liant (Eau/Farines) à une valeur de l'ordre de 0.15 à 0.20.
5. Utilisation de superfluidifiants à hauts dosages (1 % de masse de ciment en extrait sec typiquement).
6. Ajout de fibres à hauts dosages pour augmenter la capacité de déformation et la résistance à la fissuration, voire obtenir un comportement écrouissant en traction uniaxiale.

La figure 1a) présente la coupe verticale d'une carotte prélevée dans une couche de BFUP appliquée sur un substrat en béton. Dans le béton, le composant dominant est le squelette granulaire bien visible à l'œil nu. Au contraire, dans le BFUP, le granulat le plus grossier est de l'ordre de 0.5 mm (pour certains BFUP les granulats les plus grossiers sont de l'ordre de quelques mm). Le caractère le plus visible à l'œil nu est la présence d'une grande quantité de fibres métalliques (points clairs) qui constituent l'ossature du BFUP.

La figure 1b) montre une section de BFUP à l'échelle microscopique avec: (1) - des microfibrilles de laine d'acier (coupes blanches irrégulières), (2) - une macrofibre métallique en coupe elliptique (diamètre 0.2 mm = petit axe de l'ellipse), (3) - de nombreux grains de ciment non-hydratés (gris clair), et (4) - des grains de sable de quartz (grains gris foncé), entourés par la pâte cimentaire hydratée du BFUP (gris moyen).

Les BFUP contiennent 3 à 5 fois plus de liants que les bétons usuels (environ 1000 à 1700 kg/m³ au lieu de 250 à 550). Par contre la quantité d'eau ajoutée plus celle contenue dans le superfluidifiant est dans la gamme de celles trouvées dans les bétons usuels ou autoplaçants (entre 150 et 250 kg/m³). Le rapport Eau/Ciment des BFUP est donc très bas (entre 0.15 et 0.20) et le degré d'hydratation à long terme de leurs liants est bas (entre 30 et 60 % selon les types de liants et d'additions minérales utilisés). Ceci leur confère des propriétés d'autocicatrisation plus ou moins prononcées, grâce à l'hydratation possible du clinker résiduel en cas d'accès d'eau par des microfissures.

Une grande partie des farines (particules de diamètre inférieur à 0.125 mm - liants compris) des BFUP est donc principalement utile d'une part pour augmenter le volume de pâte en desserrant le squelette granulaire et le fibrage (comme on le fait avec les bétons autoplaçants) ce qui a pour effet améliorer l'ouvrabilité à l'état frais et de prévenir les autocontraintes internes induites par un squelette granulaire jointif comme dans les bétons classiques, et d'autre part d'agir comme élément résistant en compression.

Les poudres composant les BFUP peuvent donc être selon les cas partiellement ou majoritairement composées de matériaux inertes et peu coûteux en termes économiques et environnementaux comme le filler calcaire [2, 16], la poudre de quartz [17], ou avec un caractère pouzzolanique ou hydraulique latent comme le laitier de haut-fourneaux [18, 19].

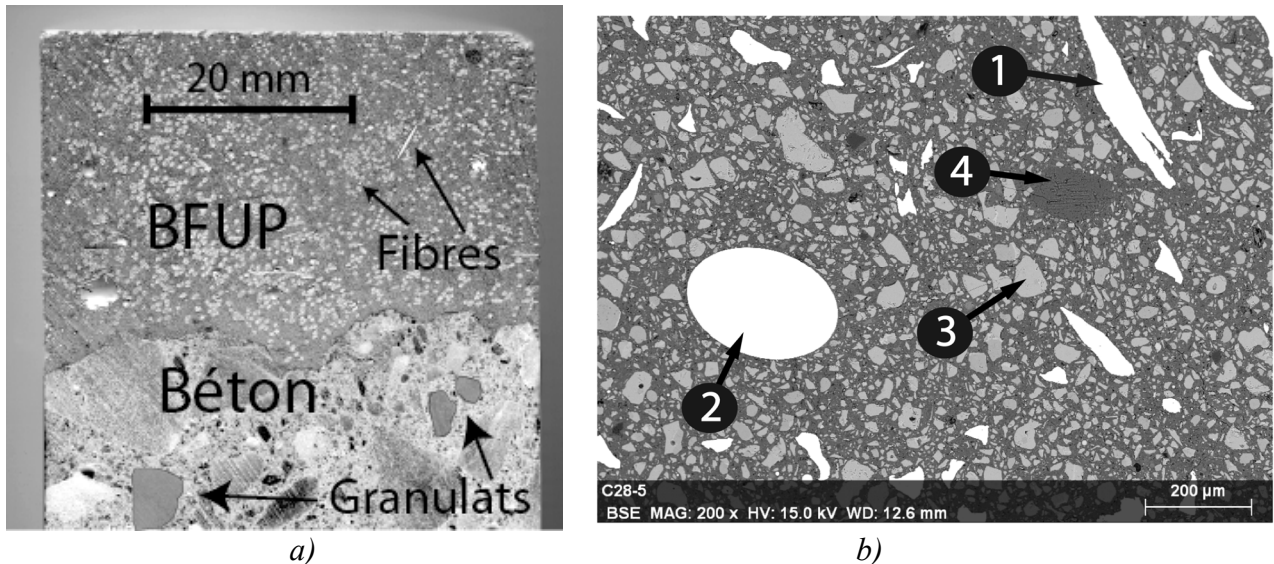


Fig. 1 a) Vue en coupe d'une carotte BFUP/Béton, b) Image SCAN par Microscopie Electronique à Balayage (MEB) d'un BFUP.

On relèvera que les nouvelles matrices de BFUP à faible dosage en clinker présentent un bilan d'émissions CO_2 induites très favorable en comparant les systèmes de maintenance traditionnels ou avec des BFUP, sur le cycle de vie d'un ouvrage, [2, 20, 21]. Compte tenu de leurs performances, les BFUP permettent donc globalement d'utiliser le clinker très efficacement et de contribuer à l'objectif de réduction des émissions de CO_2 .

Un aspect important à souligner est la nécessité d'avoir des composants de base des BFUP dont les caractéristiques sont peu variables selon les livraisons. Ainsi les granulats des BFUP sont le plus souvent des sables de quartz fin calibrés entre 0.1 et 0.5 mm par exemple. Il serait difficile d'arriver au niveau de performance des BFUP connus en utilisant des sables usuels pour les bétons dont on connaît la grande variabilité de la granulométrie.

A titre comparatif, la Figure 2 ci-dessous, montre l'étendue des tailles des composants des bétons traditionnels et de BFUP. Ces composants présentent une étendue granulométrique répartie sur 8 ordres de grandeur. On constate que la gamme de taille des composants des BFUP est limitée vers le haut à environ un mm (à quelques exceptions près).

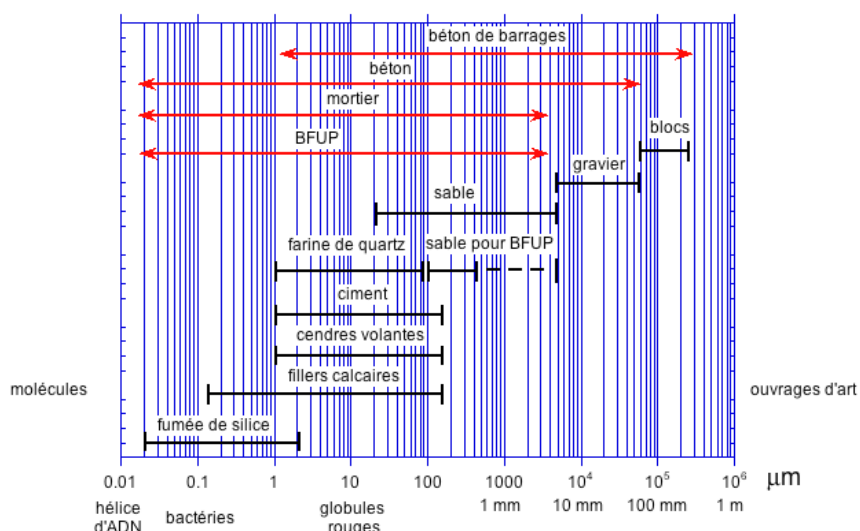


Fig. 2 Etendue de taille de composants des bétons et des BFUP.

2.2. Fibrage

La matrice cimentaire des BFUP est un matériau fragile avec une très faible déformabilité. L'ajout de fibres dans les matériaux cimentaires tels que les BFUP a pour but d'améliorer leur résistance à la fissuration et leur capacité de déformation. Les fibres utilisées sont le plus souvent métalliques s'il s'agit d'applications structurales et synthétiques dans le cas contraire.

Les caractéristiques du composite, à l'état frais et à l'état durci sont essentiellement fonction de la fluidité ou thixotropie de leur matrice, de l'élancement des fibres (rapport longueur sur diamètre), de leur type d'ancrage, de la quantité de fibres (dosage en kg/m^3 et également quantité de fibres par kg) et à l'état durci, de leur orientation.

Le choix du type et du pourcentage volumique de fibres est conditionné d'une part par l'effet recherché (accroissement de la résistance maximale en traction, accroissement de la déformabilité en flexion et/ou traction ou combinaison de ces deux effets), d'autre part par les caractéristiques de la matrice (résistance et adhérence) et finalement par l'ouvrabilité exigée.

Dans les bétons normaux et les BHP (Bétons à Hautes Performances), les fibres droites en acier n'ont pas une adhérence suffisante pour procurer un effet de renforcement satisfaisant avec les pourcentages que l'ouvrabilité de ces bétons autorise. On utilise donc préférentiellement dans ces matériaux des fibres avec ancrages. Au contraire, dans les BFUP, l'extrême compacité de la matrice cimentaire et l'effet de la fumée de silice utilisée à haute dose permettent d'obtenir une adhérence suffisante (environ 6 MPa contre moins de 2 dans les bétons normaux et BHP) pour utiliser des fibres droites assez courtes (6 à 20 mm). Le choix de telles fibres permet d'en inclure un pourcentage très élevé (de 150 à plus de 400 kg/m^3). Un tel pourcentage serait impossible à utiliser dans un béton de granularité plus traditionnelle ou même un BHP.

On peut également envisager avec les BFUP, de travailler avec des « cocktails » de différentes fibres agissant à différents niveaux de microstructure et permettant d'augmenter sensiblement la résistance à la traction des BFUP [22-24].

La Figure 3a) présente le fibrage d'un BFUP vu au travers de sa matrice cimentaire par radiographie. Il s'agit de la vue en plan de la face supérieure d'une carotte de 48 mm de diamètre extraite de la bordure amont du Pont sur la Morge, réhabilitée en 2004 avec du BFUP. On constate que l'enchevêtrement des fibres est très dense et que leur orientation est plus ou moins aléatoire dans un plan. La Figure 3b) montre la surface de rupture d'une éprouvette de traction uniaxiale du même BFUP, de 50 x 100 mm de section. Les fibres sont distribuées de manière homogène dans la section et elles sont arrachées.

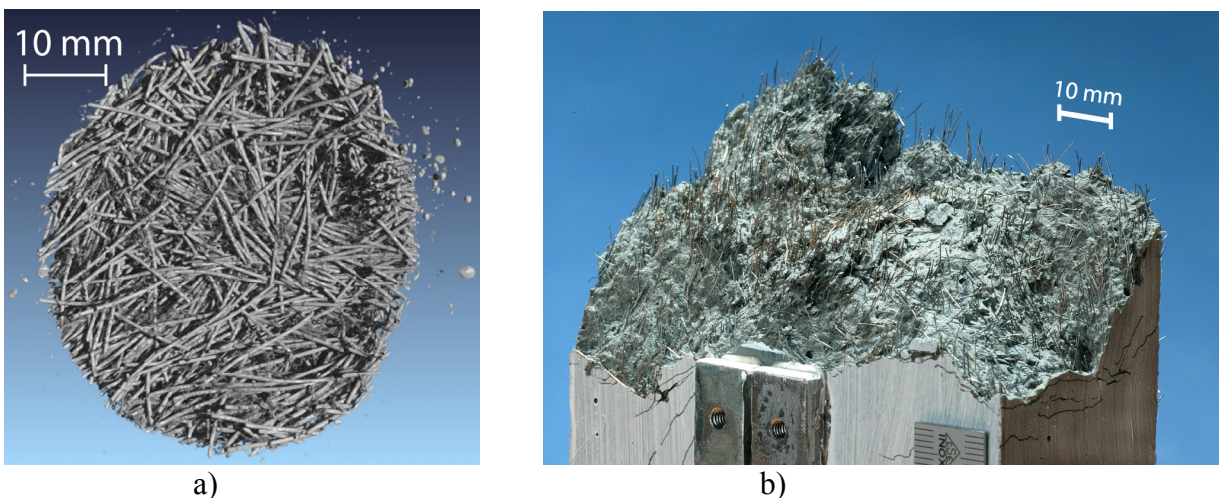


Fig. 3 a) Radiographie du fibrage d'une carotte de BFUP, b) Surface de rupture d'une éprouvette de BFUP soumise à la traction uniaxiale.

C'est la superposition de la résistance à l'arrachement progressif de toutes les fibres qui confère au BFUP ses performances de déformabilité très prononcées (comportement écrouissant en flexion et/ou traction, et énergie spécifique de rupture proche de celle d'un métal) comme on le verra par la suite.

L'orientation des fibres gouverne dans une large mesure les propriétés mécaniques des composites cimentaires fibrés comme les BFUP [25]. Ce facteur doit être pris en compte dans la méthodologie de coulage sur chantier et pour les éprouvettes de caractérisation du BFUP et dans la détermination des valeurs de calcul pour le dimensionnement. Il peut également être mis à profit en optimisant la longueur des fibres par rapport à l'épaisseur de couche de BFUP à appliquer pour maximiser le rendement mécanique des fibres. On considère que l'application est de type couche mince si l'épaisseur est inférieure ou égale à 3 fois la longueur des fibres [26].

Les effets d'orientation sont la justification principale du « facteur de passage K » [26], minorant la résistance à la traction déterminée sur la base d'essais de laboratoire en traction ou flexion, par rapport aux valeurs de dimensionnement.

Enfin, au niveau de la formulation, on notera la complémentarité entre le dosage en fibres et la quantité de granulats fins dans un BFUP. Pour un même élançement des fibres, si leur dosage augmente, la quantité de granulats fins doit être diminuée pour conserver une ouvrabilité équivalente. Ceci revient à augmenter le volume de pâte. Dans les cas extrêmes de dosages en fibres élevés, on peut être amené à éliminer totalement les granulats fins et à ne conserver que des farines (poudres) [16].

3. Mise en œuvre et comportement à l'état frais des BFUP

Les BFUP peuvent être produits en usine de préfabrication, en centrale à béton, ou sur chantier et transportés au besoin par camion malaxeur. Les moyens usuels de fabrication des bétons suffisent à les produire, aucun équipement particulier n'est nécessaire au niveau malaxeur. Seul le dosage et l'introduction des fibres dans le malaxeur demandent selon les cas des équipements spécifiques.

La composition particulière des BFUP (mélange de poudres et de fibres, rapport eau/liant très bas, grande quantité de fluidifiant) impose une procédure de fabrication spécifique avec un temps total de malaxage plus long que pour un béton normal (environ 10 à 20 minutes au lieu de 2 minutes), dépendant de la puissance du malaxeur à disposition et du type de BFUP. On prendra garde au fait que les composants secs des BFUP occupent un espace nettement plus important par rapport au volume fini que pour des bétons usuels. La différence est d'autant plus grande que le BFUP comporte plus de fumée de silice. Les volumes de BFUP réalisables avec un malaxeur donné sont en général 1.5 à 2 fois plus faibles que ceux que l'on pourrait réaliser avec un béton dans le même malaxeur.

Au cours du malaxage, le matériau passe par différents stades, d'abord pulvérulent, puis formation de boulettes pour arriver finalement à une consistance plus ou moins fluide. On recherche le plus souvent un comportement autocompactant. La consistance des BFUP varie de fluide (étalement final slump flow de 700 mm) à thixotrope (étalement final de 400 à 550 mm à l'essai de slump flow).

Le chantier de remise en état du pont de Log Čezsoški en Slovénie en 2009 [20] a été l'occasion d'appliquer pour la première fois des BFUP coulés en place sur un support avec 5 % de pente longitudinale, grâce à l'addition d'un agent thixotropant au mélange. Ce chantier a également permis de valider la très bonne complémentarité entre les membranes de coffrage drainantes et les BFUP pour aider le dé-airage dans des géométries difficiles et assurer un rendu de surface uniforme sans fibres protubérantes, permettant la marche pieds nus sur les trottoirs.

Enfin, il est maintenant également possible en jouant sur la thixotropie des mélanges de couler à la suite sans joints « secs » une couche de protection continue sur toute la section transversale d'un pont y compris trottoirs et retombées sur parements extérieurs des bordures.

On trouvera dans [2] un compte rendu des applications les plus récentes en Suisse suivant ces concepts, avec des coulages sur des pentes dépassant parfois 10 % comme illustré à la Figure 4 ci-dessous (chantier du Pont sur le ruisseau des Farettes, route du Col des Mosses, VD, Suisse, 2011).

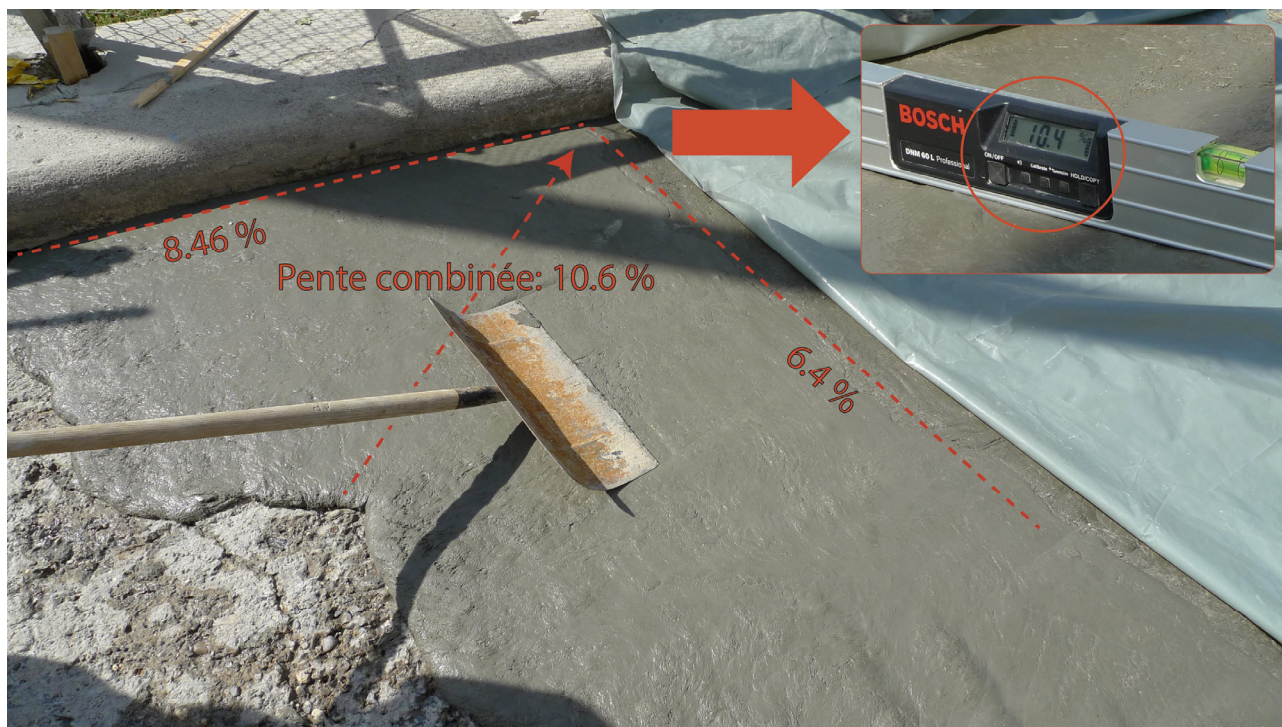


Fig. 4 application d'un BFUP thixotrope (épaisseur 25 mm) sur un ouvrage existant avec une pente combinée de 10.6 %.

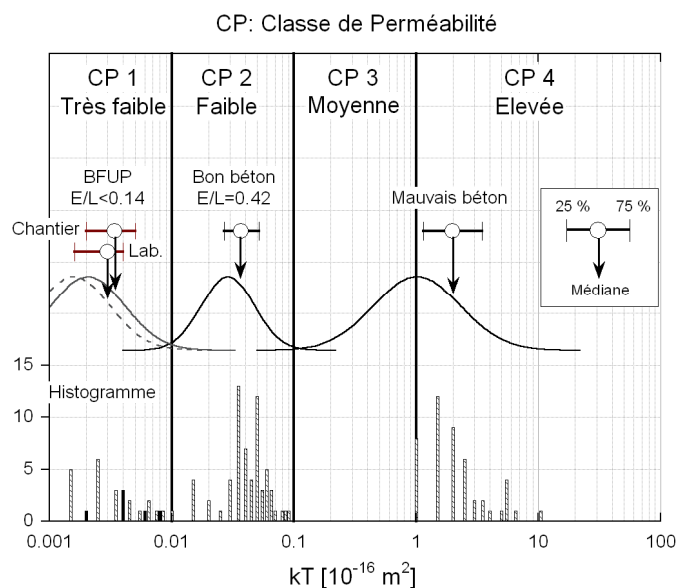
4. Durabilité des BFUP

4.1. Propriétés de transport et de protection

Les propriétés de transport des BFUP sont directement reliées à leur microstructure particulièrement dense. En particulier, leur structure poreuse très fine leur confère une très faible perméabilité à l'eau, aux gaz et aux substances agressives telles que les chlorures.

Les BFUP neutralisent à la racine tous les phénomènes de détérioration du béton armé, comme barrière à la pénétration des liquides et des gaz. L'application d'une étanchéité collée devient donc superflue avec les BFUP grâce à leur très faible perméabilité et à leur durabilité exceptionnelle.

La Figure 5 ci-dessous présente les résultats d'essais de perméabilité à l'air selon Torrent [27], réalisés au laboratoire sur des bétons et un BFUP et sur le BFUP appliqué en 2004 sur le pont sur la Morge, SAMARIS D22. On constate que le BFUP a une perméabilité à l'air kT un ordre de grandeur plus faible que celle d'un bon béton adapté à une classe d'exposition XD3 et que les résultats obtenus sur ouvrage sont proches de ceux obtenus au laboratoire.



a)



b)

Fig. 5 a) Perméabilité à l'air kT pour des bétons et un BFUP, b) essai de perméabilité à l'air selon Torrent, sur ouvrage.

Tous les autres paramètres de transport de liquides ou d'ions montrent également des valeurs extrêmement basses par rapport aux bétons usuels (absorption d'eau par capillarité, migration d'ions chlorures par exemple) [28].

On relèvera que les résultats présentés à la Figure 5a) concernent un BFUP non traité thermiquement. Ceci démontre le niveau de qualité qui est atteint par les BFUP coulés en place.

4.2. Retours d'expérience sur ouvrages

On dispose maintenant de résultats très probants sur la tenue des BFUP sous sollicitations environnementales sévères, sur des périodes allant de 3 à 10 ans. Entre autres on peut citer :

- Dans le cadre de la rénovation de la structure interne des aéroréfrigérants de la centrale nucléaire de Cattenom, France, l'exploitant (EDF) a décidé de remplacer les poutres et poutrelles existantes par des éléments préfabriqués en BFUP. Deux types de matériaux ont été mis en œuvre, le BPR [29] et le BSI. Les poutres de 14 m de long supportent chacune 9 poutrelles ayant une longueur comprise entre 6 et 6.9 m. Ces éléments sont précontraints et ne comportent aucune armature passive. Ils sont préfabriqués en BPR (resp. BSI) avec un traitement de cure thermique à 90 °C pendant 48 h. A l'issue de ce traitement, le BFUP atteint une résistance à la compression de 220 MPa. Dans cette application, en plus des performances du BFUP précontraint en termes de durabilité, on a pu diminuer le poids propre de la structure de support du système d'aspersion par un facteur 3, ce qui a permis de respecter un des points critiques du cahier des charges de cette application.

Après 10 ans de service, des poutres témoin en BPR ont été analysées par carottages [30]. Les résultats démontrent l'absence de pénétration d'agents agressifs dans le BFUP et de détériorations.

- Le Pont sur la Morge, premier ouvrage remis en état avec des BFUP en Suisse en 2004 [31], est régulièrement suivi. Les mesures réalisées sur des carottes prélevées en 2007 dans les parties exposées (face extérieure de la bordure amont) de l'ouvrage ont confirmé l'absence totale de pénétration de chlorures dans le BFUP, après 3 saisons d'exposition aux sels de déverglaçage.

5. Comportement mécanique

5.1. Traction

La réponse en traction uniaxiale des BFUP est représentée à la Figure 6. On distingue 3 domaines : (1) la partie élastique jusqu'à f_{Ute} , avec un module E_{Ut} , (2) la partie écrouissante entre la fin de la partie élastique et la fin du domaine écrouissant marquée par la résistance maximale f_{Ut} et la déformation maximale d'écrouissage ϵ_U , et (3), la partie adoucissante qui suit la partie écrouissante et se prolonge jusqu'à une ouverture de fissure $W_{Ut,2}$ pour laquelle le BFUP ne transmet plus d'efforts de traction.

- La partie écrouissante, Figure 6a), est caractérisée par un mécanisme d'endommagement graduel du BFUP avec la création progressive de multiples microfissures finement réparties, invisibles à l'œil nu, avec des ouvertures inférieures à 0.1 mm. Le module d'élasticité résiduel du BFUP à la fin du domaine écrouissant vaut entre 1/5 et 1/10 de la valeur élastique E_{Ut} [32]. Selon les recettes et fibrages utilisés la résistance à la traction des BFUP à la fin du domaine élastique f_{Ute} varie entre 7 et 11 MPa, leur résistance maximale f_{Ut} varie entre 9 et 15 MPa et leur déformation à la fin de écrouissage varie entre 0 et 3 ‰, et plus exceptionnellement 5 ‰. Enfin la combinaison de BFUP avec des barres d'armature passives en acier conduit à une déformation maximale apparente BFUP ϵ_U nettement plus élevée que sans armatures [32].

- La partie adoucissante, Figure 6b) est caractérisée par le pontage par les fibres d'une zone de rupture localisée avec une dissipation d'énergie qui peut être considérée comme agissant sur un plan. L'énergie spécifique de rupture G_{FU} qui est une mesure de la capacité de dissipation d'énergie du BFUP est donnée par l'aire hachurée sous le diagramme d'adoucissement. Les fibres étant arrachées hors de la matrice dans les BFUP et non pas rompues, la valeur finale de l'adoucissement $W_{Ut,2}$ peut être estimée égale à la moitié de la longueur des fibres $l_f/2$, en moyenne. Ainsi pour un BFUP avec des fibres de 10 mm de long, on obtient $W_{Ut,2}=5$ mm.

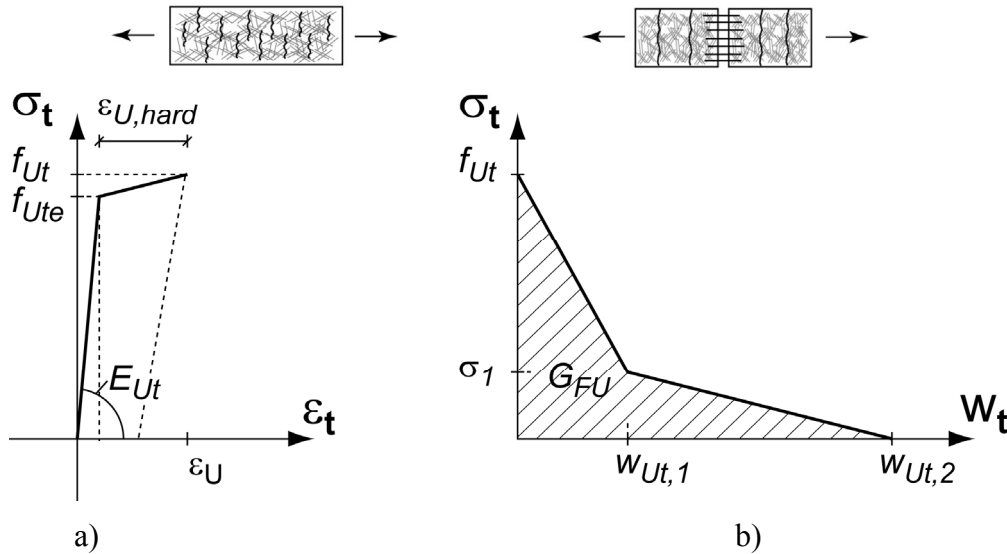


Fig. 6: Réponse en traction d'un BFUP, a) partie élastique et écrouissante, b) partie adoucissante.

La Figure 7a) présente la comparaison des réponses en traction uniaxiale d'un BFUP, d'un béton et d'un béton fibré renforcé avec 74 kg/m^3 de fibre métalliques à crochets. Le déplacement indiqué pour l'axe des abscisses correspond au déplacement total sur la base de mesure des éprouvettes, cintrée sans entaille pour le BFUP et plaque rectangulaire entaillée pour le béton et béton fibré. Pour ces deux derniers, le déplacement indiqué correspond directement à une ouverture de fissure. Seul le BFUP présente un comportement écouissant entre les points (1) et (2). Le béton et le béton fibré présentent un comportement adoucissant avec une fissuration localisée dès la fin de la partie élastique. L'adoucissement du béton fibré se prolonge sur de grandes ouvertures de fissure grâce à l'effet de pontage et à l'arrachement progressif des fibres. La résistance à la traction du BFUP (ici 13.5 MPa) est 4.5 fois plus élevée dans ce cas que celle du béton et du béton fibré (3 MPa).

La Figure 7b) montre la réponse en traction d'un BFUP écouissant et celle de barres d'armatures en acier. La fin de l'écrouissage du BFUP est dans le même domaine de déformation que le début du palier plastique de l'acier B500.

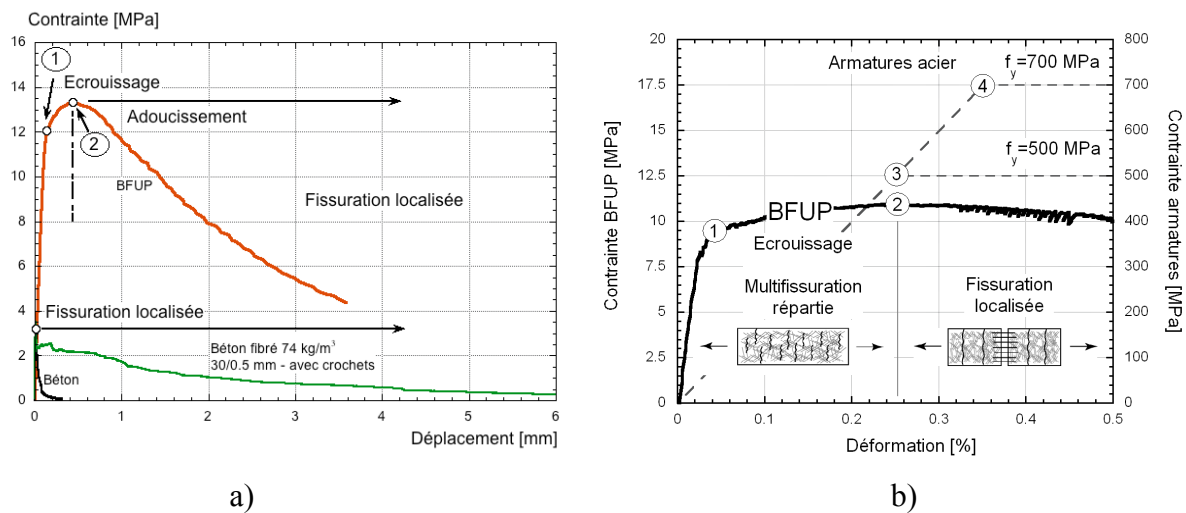


Fig. 7 a) réponses en traction (courbes moyennes) comparées d'un BFUP, d'un béton et d'un béton fibré, b) réponses en traction comparées d'un BFUP et de barres d'armature passives en acier.

➔ Tous les BFUP du marché présentent en tout cas un comportement adoucissant étendu en traction uniaxiale, comme les bétons fibrés, avec une énergie spécifique de rupture G_{FU} de l'ordre de 15 à 30 kJ/m^2 , contre 0.1 à 0.3 pour un béton et entre 4 et 20 environ pour un béton fibré.

Le choix de leur fibrage (matériau, géométrie et dosage) des BFUP est toujours tel que le Moment résistant ultime M_{RU} d'un élément fléchi en BFUP soit nettement supérieur au Moment résistant M_{Re} pour lequel la résistance à la traction en fin de phase élastique f_{Ute} est atteinte à la fibre extrême tendue de l'élément fléchi (facteur $M_{RU}/M_{Re} = 2$ à 3 , voire plus). On parle alors de matériau « écouissant en flexion », ce qui peut être comparé à la notion d'armature minimale en flexion pour le béton armé. Les bétons fibrés sont pour la plus grande partie dans le même cas. Ce type de matériau procure un comportement de multifissuration répartie sous sollicitations de flexion jusqu'au moment résistant maximal. Par contre, il ne garantit pas le même type de réponse sous sollicitations de traction uniaxiale.

➔ L'obtention d'un comportement écouissant en traction uniaxiale tel qu'illustré aux Figures 4 et 7b) est nettement plus exigeante que pour le cas flexionnel quand à recette des BFUP et surtout à leur fibrage. Pour le même type et géométrie de fibres, un BFUP écouissant en flexion demande la moitié moins de fibres en kg/m^3 qu'un BFUP écouissant en traction uniaxiale [33].

La différence est la même pour l'armature minimale du béton armé, nettement plus faible en flexion simple qu'en traction uniaxiale.

On relèvera également que l'armature minimale dépend de la résistance à la traction du matériau à armer. La résistance à la traction très élevée des BFUP augmente donc l'ampleur du défi. Par contre l'adhérence de leur matrice ultracompacte sur les fibres métalliques lisses (environ $\tau=6$ MPa), 3 à 4 fois plus élevée que dans les bétons, est un facteur favorable.

Le dosage en fibres nécessaire pour obtenir un comportement écouissant en traction dépend d'une part de l'élancement des fibres, de leur adhérence à la matrice qui gouverne le niveau de contrainte qu'elles peuvent atteindre avant l'arrachement et de leur orientation par rapport aux efforts appliqués (coefficient d'orientation), et d'autre part de la résistance de la matrice [33]. Pour une matrice de BFUP donnée, il existe en théorie de nombreuses combinaisons possibles d'élancements et de dosages satisfaisant à la condition d'écouissage en traction. L'efficacité mécanique moyenne d'un mélange avec moins de fibres (donc moins coûteux) mais très élancées pourra être la même que celle d'un mélange avec beaucoup de fibres, mais peu élancées. Toutefois, la dispersion des performances mécaniques augmente si l'on diminue le nombre de fibres dans le composite, de la même manière qu'une armature minimale formée de plusieurs barres de « petit diamètre » est plus efficace pour contrôler la fissuration du béton armé que peu de barres de « gros diamètre » à taux d'armature égal. Ainsi on aura intérêt à chercher un compromis entre dosage en fibres et élancement pour obtenir un BFUP de coût raisonnable et suffisamment robuste vis à vis des conditions d'application. Depuis 2000, différents types de fibrages métalliques pour BFUP écouissant en traction ont été validés et sont maintenant disponibles sur le marché Suisse.

➔ Continuité et orientation du fibrage : Enfin, on prendra garde au fait que la performance en traction des BFUP est totalement liée à l'action de leur ossature fibrée. En cas d'orientation défavorables des fibres par rapport aux efforts de traction ou de perte de la continuité du fibrage, cette performance peut être très fortement diminuée. Dans ces cas, il est impératif de compléter le fibrage par une armature passive permettant de « régulariser » cette réponse et/ou d'assurer la continuité de la transmission des efforts. A titre d'exemple, on peut citer la rencontre de deux fronts de coulage de BFUP frais à l'intérieur d'un coffrage de forme complexe ou la réalisation de joints de continuité entre étapes de coulage de BFUP sur ouvrages.

Au contraire, en cas d'orientation favorable des fibres, par exemple dans des éprouvettes de laboratoire, il est possible de surestimer nettement les performances réelles du matériau sur ouvrage. Ceci est couvert entre autres lors du dimensionnement par le coefficient de passage K mentionné plus haut (§ 2.2).

5.2. Compression

La résistance moyenne à la compression à 28 j f_{Uc} des BFUP varie entre 150 et plus de 200 MPa selon les compositions et les traitements de cure thermique utilisés. Le comportement des BFUP en compression simple est essentiellement linéaire élastique jusqu'à $0.85.f_{Uc}$.

Effet des additions minérales : Un facteur d'influence important à ce titre est le type de matrice du BFUP. Les BFUP basés sur des ciments de type I comportent une grande quantité de clinker non hydraté qui permet d'obtenir des résistances à la compression très élevées, au-dessus de 200 MPa. La tendance actuelle est toutefois à la substitution d'une partie plus ou moins importante du clinker par des additions minérales. Selon le type d'addition minérale substituées au clinker et leur dosage, la résistance à la compression reste proche de celle obtenue avec des ciments de type I purs (poudre de quartz par exemple) ou plus faible (laitier de haut fourneau et surtout filler calcaire).

Effet des fibres: On notera que les fibres jouent un rôle notable en augmentant la résistance à la compression des BFUP, par effet de confinement latéral [34].

Effet du type d'éprouvette : Le type d'éprouvette joue également un rôle important sur la résistance à la compression mesurée. On trouve souvent des résultats d'essais sur demi-prismes 4/4/16 cm ou sur cylindres type 11/22 cm (permettant d'utiliser les machines d'essai usuelles pour les bétons – presses de 5000 kN par exemple sans dépasser leur capacité). Les prismes 4/4/16 cm donnent toujours des résistances plus élevées que les cylindres 11/22 cm. Comme en traction ou flexion, le choix du type d'éprouvettes dépend du type d'application et de l'objectif des essais : convenance, contrôle de qualité ou vérification des performances par rapport aux valeurs de calcul de structures.

Le module d'élasticité des BFUP en compression vaut entre 40 et 65 GPa selon les recettes. Les valeurs les plus élevées sont obtenues pour des BFUP incorporant une fraction de granulats de quelques mm très durs (BSI par exemple).

5.3. Fluage

Les BFUP présentent une réponse viscoélastique qui dépend de leur traitement de cure. En cas de cure thermique au jeune âge (en général 48 h à 90°C sous atmosphère très humide, une fois la prise terminée), leur maturation est fortement accélérée et leur coefficient de fluage résiduel pour un chargement à un âge de 28 j vaut entre 0.2 et 0.3 [26, 35]. Sans traitement thermique, ce coefficient vaut entre 0.8 et 1 [26, 35]. Sans cure thermique, pour un chargement à 7 j, il vaut environ 1.5. Les BFUP présentent donc un comportement viscoélastique proche de celui des Bétons à Hautes Performances, plus faible que celui des bétons, mais efficace pour atténuer d'un facteur 2 par relaxation le développement des autocontraintes agissant dès le jeune âge quand le retrait du BFUP est entravé (comme c'est le cas en application de couches minces de BFUP sur un support en béton armé ancien) [32].

Le fluage des BFUP peut-être représenté par le modèle suivant, équation (1), avec $\varepsilon_{Uct}(t)$ la déformation de fluage au temps t , ε_{Uel} la déformation élastique correspondant au chargement imposé, $\varphi_U(t_\infty, t_0)$ le coefficient de fluage à l'infini pour un chargement au temps t_0 , et $\varphi_U(t, t_0)$ le coefficient de fluage au temps t pour un chargement au temps t_0 , avec α et β deux paramètres.

$$\varepsilon_{Uct}(t) = \varphi_U(t, t_0) \cdot \varepsilon_{Uel} \text{ avec } \varphi_U(t, t_0) = \varphi_U(t_\infty, t_0) \cdot \frac{(t - t_0)^\alpha}{(t - t_0)^\alpha + \beta} \quad (1)$$

La partie cinétique est tirée du modèle de Acker/Baral [36], validé par Loukili [26, 35] pour les BFUP. On trouvera dans [37] plus de détails sur l'application de ce modèle aux BFUP et les coefficients à utiliser.

A titre d'exemple, le coefficient de fluage propre (non-séchant) en compression à l'infini pour un chargement à l'âge t_0 et une résistance à la compression du BFUP f_{Uc} peut être décrit (jusqu'à 25 % de la résistance) selon le modèle de Loukili adapté par Kamen [37] par l'équation 2 :

$$\varphi_U(t_\infty, t_0) = 0.37 \cdot e^{(17.98/\sqrt{f_{Uc}(t_0)})} \quad (2)$$

En traction, les valeurs de coefficients de fluage à l'infini sont proches de celles obtenues en compression et peuvent être admises égales en première approximation (niveau de charge inférieur à la limite élastique en traction du BFUP f_{Ute}) [38].

5.4. Retrait

Le retrait des BFUP est principalement de type endogène (lié aux phénomènes d'hydratation et d'autodessiccation se produisant à l'intérieur du matériau même sans contact avec le milieu extérieur) contrairement aux bétons pour lesquels la principale source de retrait est le séchage vers l'extérieur. Pour des rapports E/C en dessous de 0.42, le retrait endogène commence à se manifester de manière significative dans les bétons mais il devient dominant seulement dans les BFUP.

Le retrait de séchage existe dans les BFUP et est d'autant plus prononcé que cure est courte au jeune âge (3 J au lieu de 7 J), même si il reste minoritaire (1/3 à 1/4 du retrait endogène) [37].

En cas de cure thermique sous atmosphère humide au jeune âge, le retrait atteint rapidement sa valeur asymptotique et son évolution dans le temps devient ensuite négligeable [34].

Le retrait endogène à long terme $\varepsilon_{Us}(t)$ des BFUP n'est pas plus élevé que celui des bétons usuels ou autoplaçants (de l'ordre de 600 $\mu\text{m}/\text{m}$ sans traitement thermique avec un ciment CEM I et environ 850 $\mu\text{m}/\text{mm}$ avec un CEM III/B).

Le modèle de Loukili [26, 35], équation 3, permet d'estimer le retrait endogène à long terme des BFUP dans une gamme de températures de 20 à 40 °C [37], avec B et C coefficients dépendant du type de BFUP. Selon [37], à 20°C on peut admettre B=-3.9 et C=3.6.

$$\varepsilon_{Us}(t) = \varepsilon_{Us}(t_{\infty}) \cdot e^{\frac{B}{\sqrt{t+C}}} \quad (3)$$

5.5. Bilan déformationnel

La Figure 8 ci-dessous compare la déformabilité d'un BFUP représentée par son domaine écrouissant et d'un béton (schématiquement) en comparaison avec la fourchette des valeurs de retrait à long terme pour les bétons et les BFUP. On constate que le retrait libre maximal des BFUP écrouissants en traction est encore nettement inférieur à leur capacité de déformation par l'écrouissage. Au contraire, la capacité de déformation des bétons est très faible par rapport à leur retrait libre. Ce raisonnement simplifié permet de mettre en avant l'intérêt d'utiliser des BFUP écrouissants appliqués en couches minces sur un support existant en béton armé. Leur capacité de déformation par écrouissage permet de garantir l'absence de fissures localisées sous l'action du retrait entravé, au contraire des bétons. La résistance à la traction élevée des BFUP contribue elle-même de manière conséquente à leur déformabilité.

Ce raisonnement dans le cas le plus défavorable de l'entrave totale (reprise de la totalité du retrait libre) doit encore être complété par l'effet favorable de la relaxation des contraintes sous l'effet de la viscoélasticité des BFUP et des bétons et par le degré d'entrave effectif des couches de BFUP et de béton appliquées sur supports existants qui varie le plus souvent entre 0.5 et 0.8 (50 à 80 % seulement de la déformation de retrait libres est effectivement entravée, le reste est libéré par les degrés de liberté axiale et flexionnels de la structure composée de la nouvelle couche sur l'ancienne, [39]).

La conclusion générale suivante peut donc être tirée : contrairement aux bétons, les BFUP écrouissants en traction sont d'excellents matériaux pour éviter totalement la fissuration dans les structures formées d'anciens et de nouveaux bétons.

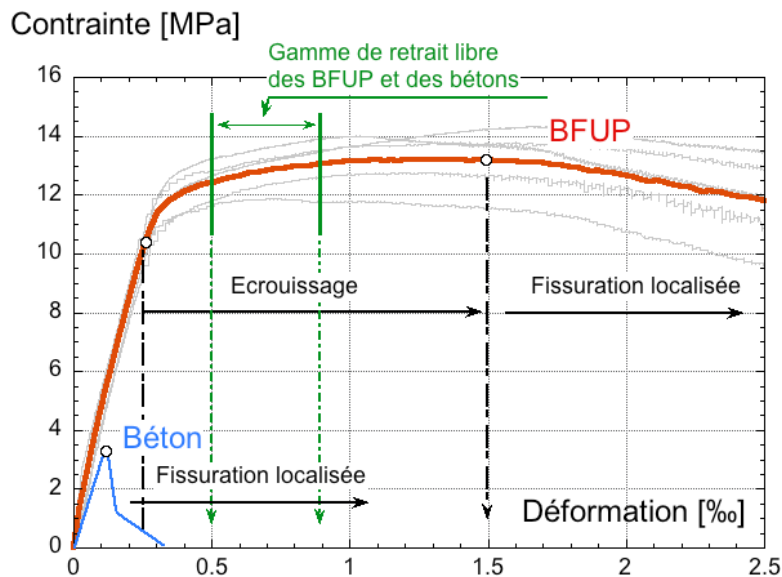


Fig. 8 Réponse élastique d'un BFUP sous traction uniaxiale (courbes de 5 essais et moyennes), réponse en traction schématisée d'un béton et domaine de retrait libre des bétons usuels et des BFUP.

6. Conclusions

- Les BFUP présentent des propriétés mécaniques et de durabilité exceptionnelles.
- Leur fibrage leur confère un comportement élastique marqué en flexion et pour certaines formulations, avec un dosage en fibres plus élevé et adapté, en traction uniaxiale également.
- La mise en œuvre des BFUP peut se faire en préfabrication, associés à des armatures passives ou de la précontrainte, ou coulés sur chantier, seuls ou associés à des armatures passives.
- Le développement et l'application des BFUP coulés sur chantier a connu un développement important au cours des 10 dernières années, à l'initiative de la Suisse et plus particulièrement du MCS/EPFL, avec à ce jour 12 applications réalisées ou en cours de réalisation en Suisse et une réalisée en Slovénie, sur des ponts mais également pour le renforcement de dalles de bâtiments.
- Le recul de plus de 10 ans par rapport aux premières applications industrielles de BFUP et les retours d'expérience récents confirment pleinement la durabilité exceptionnelle de ces matériaux dans les ambiances les plus agressives.
- La tendance actuelle de la formulation est à la substitution de quantités importantes de clinker par des additions minérales qui peuvent également être des déchets de qualité bien maîtrisée (poudre de verre par exemple). Cette substitution permet également, par exemple avec du filler calcaire, de résoudre les problèmes d'ouvrabilité insuffisante liés à une mauvaise compatibilité entre ciments et adjuvants locaux à disposition.
- En parallèle, à côté des produits industriels les plus répandus, on assiste à l'émergence dans de nombreux pays de recettes de BFUP locales qui démultiplieront à terme l'utilisation de ces matériaux jusqu'à la rendre courante comme c'est pratiquement devenu le cas en Suisse.
- La composition et la rhéologie des BFUP peuvent être adaptées pour permettre leur mise en place sur chantier, dans une vaste gamme de conditions d'application : pentes de plus de 10 % et températures ambiantes entre 5 et 35 °C.

7. Remerciements

L'auteur tient à remercier l'ensemble des personnes qui ont contribué au développement, à la validation et à l'application de BFUP écrouissants coulables sur chantier, en Suisse et en Slovénie, aux maîtres d'ouvrage qui ont permis les applications et aux partenaires ayant assuré le financement des projets. Sans leur engagement, de l'ingénieur au mécanicien, du scientifique au maçon, ces travaux n'auraient pas pu être menés à terme aussi vite et bien.

MCS-EPFL et LMC/EPFL: Prof. E. Brühwiler, Prof. J.P. Charron, Dr. K. Habel, Dr. A. Herwig, Dr. A. Kamen, M. H. Kamyab, Mme T. Noshiravani, Dr. C. Oesterlee, Dr. H. Sadouki, Dr. A. Switek, Dr. J. Wuest, M. R. Gysler, M. S. Demierre, Mme F. Dubugnon, M. G. Rouge, M. P. Simonin, M. L. Sofia-Gabrion.

Partenaires dans les projets européens SAMARIS (WP 14) et ARCHES (WP 5): Dr A. Šajna, Mrs J. Šuput, Mme L. Resčič, M. V. Bras, Dr. P. Rossi, Dr. G. Habert, Mme L. Cernilogar, M. T. Wierzbicki, Dr. R. Woodward.

Avec un remerciement tout particulier pour le Dr. Pierre Rossi qui a fourni les bases de départ du développement des BFUP écrouissants en Suisse à partir de son CEMTEC_{multiscale}® et de son expertise des matériaux fibrés, et qui a accompagné les projets européens SAMARIS et ARCHES.

Soutien financier de: Fonds National Suisse de la recherche Scientifique, Secrétariat d'état Suisse à l'Education et à la Recherche, Commission Suisse pour la Technologie et l'Innovation, Cemsuisse, Holcim, Swiss Steel AG, Office Fédéral Suisse des Routes, Union Européenne.

Soutien pour les applications des administrations des cantons d'Argovie, Genève, Grisons, Vaud, Valais, Zürich, de la municipalité de Bovec (Slovénie), ainsi que des représentants de la ville de Genève, de l'Office Fédéral Suisse des Routes (OFROU), et des Chemins de fers Fédéraux (CFF) Suisses.

8. References

- [1] Francois Toulemonde; Jacques Resplendino, « Designing and building with UHPFRC : state of the art and development », London : ISTE ; Hoboken, NJ : Wiley, 2011.
- [2] Denarié E., Kazemi-Kamyab H., Haddad B., Nendaz S., Brühwiler E., « BFUP pour la maintenance – un nouvel élan », Bulletin technique de la Suisse Romande, Tracés, 12, 29 Juin 2011, pp. 20-23.
- [3] H. H. BACHE, "Densified cement/ultrafine particle-based materials", presented at the Second International Conference on Superplasticizers, June 1981, Ottawa, Canada.
- [4] de Larrard F., Sedran T., "Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by the Use of a Packing Model", Cement and Concrete Research Vol. 24, N° 6, 1994, pp. 997-1009.
- [5] Richard P., Cheyrezy M., "Les Bétons de Poudres Réactives", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP) in Les Bétons de Poudres Réactives (BPR) à Ultra Haute Résistance (200 à 800 MPa), N° 532 - mars-Avril 1995, Série Béton 320, pp. 85-102.
- [6] Cheminot N., Thibaux T., "Centrale EDF de Cattenom (Moselle) – Rénovation des corps d'échange en Béton Ultra Hautes Performances (BSI), Travaux, n° 752, avril 1999, pp. 63-68.
- [7] Schmidt M., et al, "Sachstandbericht Ultrahochfester Beton", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Berlin, 2008.

- [8] Bornemann R., Fehling E., "Ultrahochfester Beton - Entwicklung und Verhalten", in Hybrides Bauen mit Hochleistungswerkstoffen - Höhere Effizienz durch geschicktes Zusammenfügen, Leipziger Massivbau-Seminar, Band 10, 2000, pp. 1-15.
- [9] Brühwiler E., « Entwurf, Bemessung und Ausführung von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen », Actes de la Journée d'étude Bétons Fibrés Ultra Performants, Fribourg, Suisse, 27 Octobre 2011.
- [10] Habel, K., Denarié, E., Brühwiler, E., Structural response of elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes and reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 11, 2006, pp. 1793-1800.
- [11] Habel K., Denarié E., Brühwiler E., Experimental Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members, ACI Structural Journal, Vol. 104, No 1, 2007, pp. 93-101.
- [12] Oesterlee C., Brühwiler E., Denarié E., „Tragverhalten von Verbundbauteilen aus bewehrtem UHFB und Stahlbeton", Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 8, 2009, pp. 462-470.
- [13] Noshiravani, T., Brühwiler, E., Behaviour of UHPFRC-RC composite beams subjected to combined bending and shear, Proceedings, 8th FIB PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, June 20-23, 2010.
- [14] Habel K., Viviani M., Denarié E., Brühwiler E., "Development of the Mechanical Properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC)", Cement and Concrete Research, Volume 36, Issue 7, July 2006, Pages 1362-1370.
- [15] Missemer L., "Etude du comportement sous très hautes températures des Bétons Fibrés à Ultra Performances : application au BCV[®]", Thèse de doctorat de Université de Grenoble. Spécialité : Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Electrochimie, 2011.
- [16] Denarié E. "Recommendations for the tailoring of UHPFRC recipes for rehabilitation", Deliverable ARCHES D06, <http://arches.fehrl.org>, 2009.
- [17] Bornemann R., Schmidt M., "The role of powders in concrete", in proceedings 6th International symposium on Utilisation of High Strength / High Performance Concrete, Leipzig, Vol.2, 2002, pp. 863-872.
- [18] Formagini S., Toledo Filho R. D., Fairbairn E. M. R., "Mix designs, autogenous shrinkage and mechanical characterization of UHPFRCC", HPFRCC Symposium, Hawaii, RILEM, 2005.
- [19] Oesterlee, C., Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members, Doctoral Thesis No 4848, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2010.
- [20] Denarié E., Habert G., Šajna A., "Recommendations for the use of UHPFRC in composite structural members – rehabilitation Log Čezsoški bridge". Deliverable ARCHES D14, <http://arches.fehrl.org>, 2009.
- [21] Habert, G., Denarié, E., Šajna, A., Rossi, P., « Lowering the global warming impact of bridge rehabilitations by using Ultra High Performance Fibre Reinforced Concretes », submitted to Materials and Structures, 2011.
- [22] Rossi P., "Ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC): an overview", P. Rossi and G. Chanvillard Editors, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes, BEFIB'2000, Lyon, France, 2000, pp. 87-100.
- [23] Rossi, P., Arca, A., Parant, E. & Fakhri, P., "Bending and compressive behaviours of a new cement composite", Cement and Concrete Research, 35, 2005, pp. 27 – 33.
- [24] E. Parant, "Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères: fatigue, choc, corrosion", Ph.D. thesis, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, Paris (in French), 2003
- [25] Wuest J., Denarié E., Brühwiler E., Tamarit L., Kocher M., Galluci E., "Tomography Analysis of Fibre Distribution and Orientation in Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete with High Fibre Dosages", Experimental techniques, Volume 33, Issue 5, 2009, pp. 50-55.

- [26] AFGC/SETRA, Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances, Recommandations provisoires, éditées par Association Française de Génie Civil et Service Technique des Routes et des Autoroutes, ref. SETRA: F0211 (in French and English), 2002.
- [27] Norme SIA 262/1. Construction en béton – Spécifications complémentaires: Perméabilité à l'air dans les structures, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA), Zürich, 2003.
- [28] Roux, N., Andrade, C., Sanjuan, M.A. « Etude Expérimentale sur la durabilité des Bétons de Poudres Réactives » Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP), Les Bétons de Poudres Réactives (BPR) à Ultra Haute Résistance (200 à 800 MPa), 532, Série Béton 320: 1995, pp. 133-141.
- [29] Birelli, G.; Chauvel, D.; Dugat, J.; Adeline, R.; and Bekaert, A., "Industrialisation du BPR. Utilisation dans les aéroréfrigérants à courants croisés et premières règles de calculs, " Latechnique française du béton (The French Technology of Concrete), AFPC-AFREM, 13th FIP Congress, 1998, pp. 203-213.
- [30] Francois Toutlemonde, Veronique Bouteiller, Gerard Platret, Myriam Carcasses, and Maxime Lion, « Field Demonstration of UHPFRC Durability », Concrete International. 32, 11, Nov. 1, 2010, pp. 39-45.
- [31] Denarié, E., Wuest J. Putallaz, J.C., Brühwiler, E., "Béton Fibré Ultra Performant: première application en réhabilitation", Bulletin technique de la Suisse Romande, Tracés 17, 7 septembre 2005, pp. 6-11.
- [32] Habel, K., Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete, Doctoral Thesis No 3036, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2004.
- [33] Naaman A.E., "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites", in High-Performance Construction Materials – Science and Applications", Edited by C. Shi and Y.L. Mo, Engineering Materials for Technological needs – Vol. 1, World Scientific Publishing, Chapter 3, 2008, pp. 91-153.
- [34] Richard P., Cheyrezy M., "Les Bétons de Poudres Réactives", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP) in Les Bétons de Poudres Réactives (BPR) à Ultra Haute Résistance (200 à 800 MPa), N° 532 - mars-Avril 1995, Série Béton 320, pp. 85-102.
- [35] Loukili A., Etude du retrait et du fluage de Bétons à Ultra-Hautes Performances, E.C. Nantes, Thèse de Doctorat, 155 p., Nantes, France, 1996.
- [36] Acker P., Barral M., Déformations différées du béton durci: Etude critique des modèles analytiques de comportement rapport interne LCPC, cited by Loukili 96, 1980.
- [37] Kamen A., "Comportement au jeune âge et différé d'un BFUP écrouissant sous les effets thermomécaniques", Doctoral thesis, No. 3827, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, 2007, 246 pp.
- [38] Switek Agnieszka, "Time-Dependent Response of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) under Low to High Tensile Stresses ", thèse EPFL n° 4899, Lausanne, Suisse, 2010.
- [39] Bernard O., Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Thèse de Doctorat, No. 2283, Lausanne, Suisse, 2000.

Bewehrter UHFB und Verbundbauweise

Cornelius OESTERLEE

Dr.-Ing. EPFL
Holcim (Schweiz) AG,
Zürich, Schweiz

Summary

Die hohe Dauerhaftigkeit zusammen mit der hohen Zug-, Biegezug- und Druckfestigkeit von Ultrahochleistungs-Faserbeton (UHFB) erlauben seinen Einsatz für spezielle Anwendungen im Bauwesen. Durch die Kombination von Stahlfaser- und Stabbewehrung kann insbesondere das Zugverhalten weiter verbessert werden. Dabei erweitert die Bewehrung den Verfestigungsbereich des UHFB.

UHFB als Schutz- und Verstärkungsschicht für bestehende Stahlbetonbauteile bewirkt neben der Erhöhung der Traglast auch eine Reduktion der Verformungen. Durch die Bildung von fein verteilten Mikrorissen statt weniger Makrorissen erhöht sich die Gebrauchstauglichkeit deutlich. Während die UHFB-Schicht massgeblich die Verformungen reduziert dient die zusätzliche Bewehrung der UHFB-Schicht mit Stabstählen vor allem der Steigerung der Tragfähigkeit.

Keywords: UHFB; bewehrter UHFB; Verbund; Zugverhalten; Verbundbauweise; Biegeverstärkung

1. Einleitung

Ultrahochleistungs-Faserbeton (UHFB, engl. UHPFRC) ist seit einigen Jahren Gegenstand der wissenschaftlichen Forschung im Bauwesen. Dank seinen sich von normalfesten Betonen deutlich abgrenzenden mechanischen und physikalischen Eigenschaften birgt er das Potential für Veränderungen in der Baupraxis hin zu schlanken, dauerhaften und gestalterisch anspruchsvollen Konstruktion. Die sehr hohe Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeit sowie die sehr hohe Dauerhaftigkeit der Matrix qualifizieren UHFB für Anwendungen mit hohen Anforderungen – als lokale Verstärkung bestehender Bauwerke oder massiv in werkstoffgerecht entworfenen Konstruktionen ohne oder mit schlaffer oder vorgespannter Bewehrung.

Aufgrund der mechanischen Eigenschaften und der sehr hohen Dauerhaftigkeit eignet sich UHFB auch als Schutz- und Verstärkungsschicht auf bestehenden Stahlbetonbauteilen [1]; [2].

1.1. Normative Einordnung

UHFB ist ein Feinkornbeton, der aufgrund seiner Zusammensetzung und dem Grösstkorn normativen Begrifflichkeiten folgend eigentlich als Mörtel bezeichnet werden müsste. Nichtsdestotrotz hat sich in der Forschung und Praxis die Bezeichnung als Beton eingebürgert. Dies ist insofern sinnvoll, da UHFB für Massivkonstruktionen eingesetzt werden kann und nicht wie für Mörtel typisch nur im Verbund mit anderen Werkstoffen. UHFB in der in diesem Aufsatz beschriebenen Zusammensetzung fällt aufgrund seines Grösstkorns von <1 mm nicht unter die Norm SN EN 206-1. Damit ist auch die Norm SIA 262 Betonbau für UHFB nicht anwendbar.

UHFB kann aber gemäss der Norm SN EN 1504-3 als Produkt für statisch und nicht statisch relevante Instandsetzungen zertifiziert werden. Die im vorliegenden Aufsatz verwendete Rezeptur übertrifft alle Anforderungen der genannten Norm. Damit kann UHFB bezüglich spezifischer Anforderungen an Produkteigenschaften klassifiziert werden. Für die Bemessung jedoch liegen in der Schweiz noch keine gültigen Regeln im Sinne einer Norm vor.

2. Materialtechnologie

UHFB verdankt seine Eigenschaften drei wesentlichen materialtechnologischen Entwicklungen.

2.1. Optimierung der Packungsdichte

Die Packungsdichte des Gefüges wird durch die Verwendung von Komponenten mit grösserer Feinheit als Zement (Mikrosilika) im Bereich der Feinstanteile sowie in der Sieblinie der Gesteinskörnung optimiert. Durch den Einsatz ausschliesslich feiner Quarzsande wird eine grosse Homogenität der Matrix erzielt.

2.2. Reduktion des Wasser-Zement-Werts

UHFB wird mit einer Anmachwassermenge ähnlich wie die von normalfestem Beton hergestellt. Durch den deutlich höheren Zementgehalt resultiert daraus ein niedriger w/z-Wert im Bereich von <0.2 . Durch das Unterangebot von Wasser entstehen kaum Kapillarporen, die zudem nicht vernetzt sind. Unhydratisierter Zement verbleibt als hochwertiger Füller im Gefüge, der auch ein gewisses Selbstheilungspotential bei auftretenden Rissen in sich birgt.

Die Mischbarkeit und Verarbeitbarkeit von UHFB werden durch die Verwendung von Hochleistungsverflüssigern gewährleistet. Trotz des niedrigen w/z-Werts ist UHFB selbstverdichtend und kann sowohl in fliessfähiger Konsistenz als auch thixotrop für Anwendungen mit Gefälle konzipiert werden.

2.3. Bewehrung mit Fasern

Der Einsatz von hochfesten Stahlfasern in hoher Dosierung verleiht der hochfesten und spröden Matrix eine grosse Duktilität. Mit Stahlfasern grosser Schlankheit ($l_f/d_f > 60$) in Dosierungen von mehr als 3% kann ein verfestigendes Verhalten unter Zugbelastung erreicht werden. Die diskontinuierlichen Kurzfasern in zufälliger Orientierung bewehren das Bauteil sowohl in seinem Inneren als auch an den Rändern und Oberflächen.

Wesentliche mechanische Eigenschaften von UHFB sind in Tabelle 1 dargestellt.

*Tabelle 1: Mechanische Eigenschaften von UHFB
(Mittelwerte)*

Eigenschaft	Wert
Druckfestigkeit	180 MPa*
Biegezugfestigkeit	45 MPa*
Erstrissfestigkeit	6-8 MPa
Zugfestigkeit	8-12 MPa
E-Modul	50 000 MPa
Zugverfestigung	1-3%

*Prisma 4x4x16 cm³

3. Charakteristisches Verhalten von UHFB unter Zugbelastung

Unter Zugbelastung in einem weggesteuerten Versuch durchläuft ein UHFB-Zugelement drei charakteristische Phasen (Abb. 1):

1. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit der Matrix verhält sich UHFB linear-elastisch ohne Rissbildung.
2. Nach dem Überschreiten der Matrixfestigkeit bilden sich sehr fein verteilter Mikrorisse, in denen sukzessive die Fasern aktiviert werden. Bei ausreichendem Fasergehalt stellt sich eine Verfestigung ein, die eine weitere Lastzunahme bei vergrössertem Verformungsvermögen ermöglicht. Die Verfestigung endet, sobald alle Fasern aktiviert sind und der Faserauszug einsetzt.
3. Die Entfestigung geht mit dem Faserauszug einher. Die Verformungen konzentrieren sich in der Öffnung eines einzelnen Makrorisses. Die maximale Rissöffnung bis zur Materialtrennung erreicht ca. die halbe Faserlänge.

Die Verformung bis zur Maximallast von verfestigendem UHFB erreicht ca. 2‰ und tritt über die gesamte Länge der Probe verteilt auf. Damit kann sie trotz der Mehrfachrissbildung als Dehnung betrachtet werden. Erst mit dem Beginn der Entfestigung öffnet sich der schwächste Mikroriss zu einem Makroriss, in dem sich die weitere Verformung lokal konzentriert, während die elastische Verformung im Rest der Zugprobe zurückgeht.

Das Zugverhalten von UHFB wird ausser in der elastischen Phase stark von der Faserorientierung und –verteilung beeinflusst. So kann je nach Faserorientierung ein Fasergehalt von 3% zu verfestigendem oder nur entfestigendem Verhalten führen [3]. Die Faserorientierung kann in gewissem Masse durch den Betonierprozess und die Bauteilform beeinflusst werden.

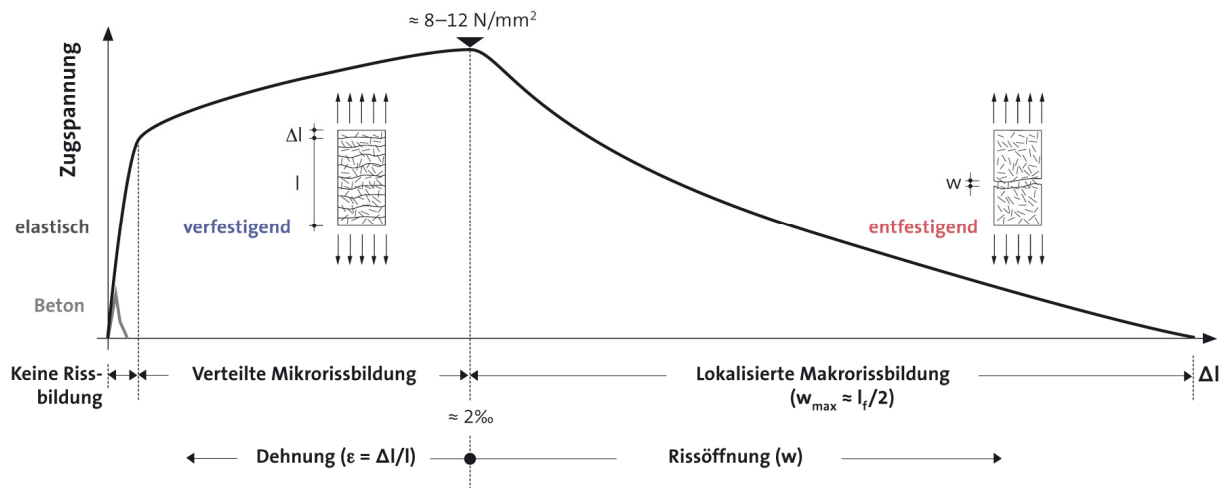


Abb. 1: Spannungs-Verformungs-Diagramm von UHFB mit 3% Stahlfasern der Länge l_f .

4. Bewehrter UHFB

UHFB lässt sich zusätzlich zu der Bewehrung mit Kurzfasern auch mit Stabstahlbewehrung versehen. Diese Kombibewehrung wirkt sich sowohl auf das Tragvermögen als auch auf das Verformungsvermögen von UHFB aus. Dabei ergänzen sich die beiden Bewehrungselemente diskontinuierliche, zufällig orientierte Kurzfasern und kontinuierlicher, gerichteter Bewehrungsstab als Langfaser vorteilhaft. In [3];[4];[5];[6] finden sich weitergehende Ausführungen zum Themengebiet bewehrter UHFB.

4.1. Verbundverhalten von Bewehrung in UHFB

Das kompakte Gefüge, die hohe Druck- und die hohe Zugfestigkeit von UHFB bewirken einen sehr guten Verbund der Bewehrung. In Ausziehversuchen wurde die Verbundfestigkeit von Stählen mit unterschiedlichen Oberflächen (gerippt, mit Walzhaut, blank) bestimmt. Mit Rippenstählen wurden bei 3% Fasergehalt und 21 mm Bewehrungsüberdeckung mittlere Verbundspannungen von ca. 45 MPa erreicht. Stähle mit Walzhaut erreichten 20 MPa und blanke Stähle 5 MPa. Die hohe Verbundfestigkeit von Rippenstählen ermöglicht Verankerungslängen im Bereich von 5 Stabdurchmessern d_s . Die Faserbewehrung ist dabei wichtig, um die bei Rippenstählen auftretenden Ringzugspannungen auch bei geringer Bewehrungsüberdeckung aufzunehmen. In Abb. 2(b) sind die Ergebnisse der Ausziehversuche anhand von mittleren Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen τ - δ_s dargestellt.

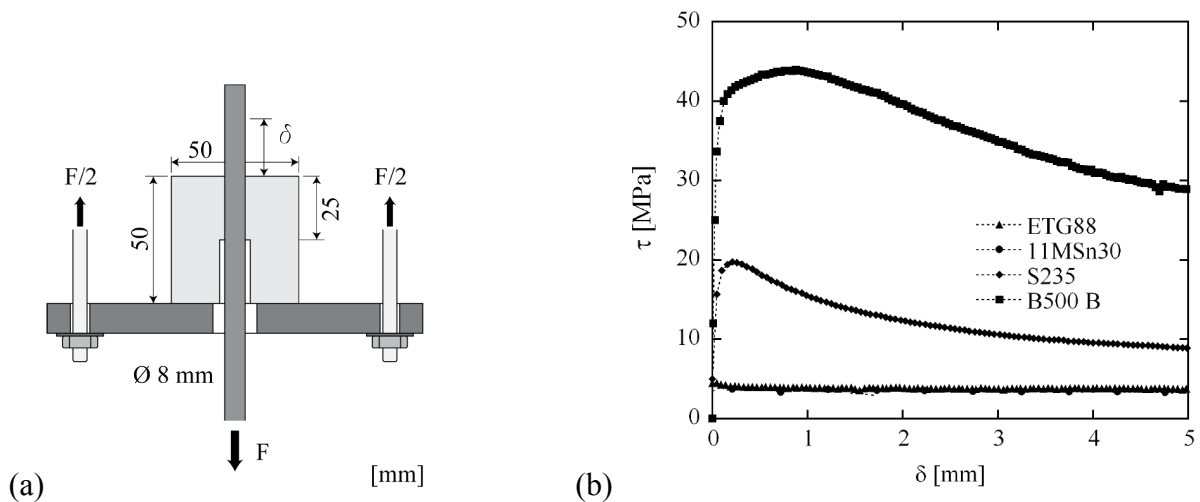


Abb. 2: (a) Versuchsaufbau; (b) Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen τ - δ_s für unterschiedliche Stahlsorten in UHFB mit 3% Stahlfasern, Stabdurchmesser 8 mm und Bewehrungsüberdeckung 21 mm.

4.2. Zugverhalten von bewehrtem UHFB

Das Verhalten von bewehrtem UHFB wurde in Zugversuchen an Flachproben der Abmessungen $50 \times 200 \times 1000 \text{ mm}^3$ untersucht. Die Zugproben wurden mit dem für die gewählten Querschnittsabmessungen aus praktischer Sicht umsetzbaren Bewehrungsgrad von 1.5% mit 3 $\varnothing 8 \text{ mm}$ bewehrt. Es kamen unterschiedlich Stahlsorten und Oberflächenbeschaffenheiten zum Einsatz (gerippt, mit Walzhaut, blank) [1].

Neben der Steigerung der Traglast aufgrund der Bewehrung wird auch das Verformungsverhalten beeinflusst. Der Verfestigungsbereich des UHFB wird durch die Stabstahlbewehrung erweitert. Die Bewehrung wirkt als kontinuierliche Makrofaser mit optimaler Orientierung und Verankerung. Dabei wird der Abstand der Mikrorisse vorwiegend von den Fasern gesteuert, die Rissöffnung von den Fasern und der Bewehrung zusammen. Das verfestigende Verhalten erstreckt sich bis zum Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls bei 3-4% und erreicht damit annähernd den doppelten Wert von UHFB ohne Stabstahlbewehrung. Mit dem Erreichen der Maximallast öffnet sich ein Makroriss. Bis zum Erreichen der Maximallast spielt die Verbundfestigkeit der Bewehrung keine bedeutende Rolle. Die Entfestigung des UHFB durch Faserauszug und die Verfestigung des Bewehrungsstahls wirken in dieser Phase gegenläufig wobei in der Regel die Entfestigung die Verfestigung übersteigt, so dass die Traglast abnimmt. Sie fällt dann bei vollständigem Faserauszug auf den Traganteil des Bewehrungsstahls alleine. Der entfestigende Verlauf der Kraft-Verformungskurve hängt stark von den Verbundeigenschaften der Bewehrung ab. Je höher die Verbundfestigkeit der Bewehrung ist (Rippenstähle), umso ausgeprägter findet eine Verformungskonzentration im UHFB-Makroriss statt. Bei niedriger Verbundfestigkeit (Blankstähle) geht die Verbundwirkung mit zunehmender Verformung verloren bis der UHFB und der Bewehrungsstahl entkoppelt sind und sich wie in einem Parallelsystem unabhängig verformen.

Abb. 3(a) zeigt die Kraft-Verformungskurven von drei Zugproben mit B 500 B Bewehrungsstahl sowie die entsprechende Kurve des Stahls alleine. Die Streuung der Ergebnisse ist eine Folge der unterschiedlichen Faserorientierung. Abb. 3(b) zeigt die Ergebnisse mit unterschiedlichen Stahlsorten im Vergleich. Dabei fällt auf, dass hochfeste Stähle (Kurve ETG88) ihre Zugfestigkeit erst erreichen, wenn der Traganteil des UHFB bereits wieder abgeklungen ist.

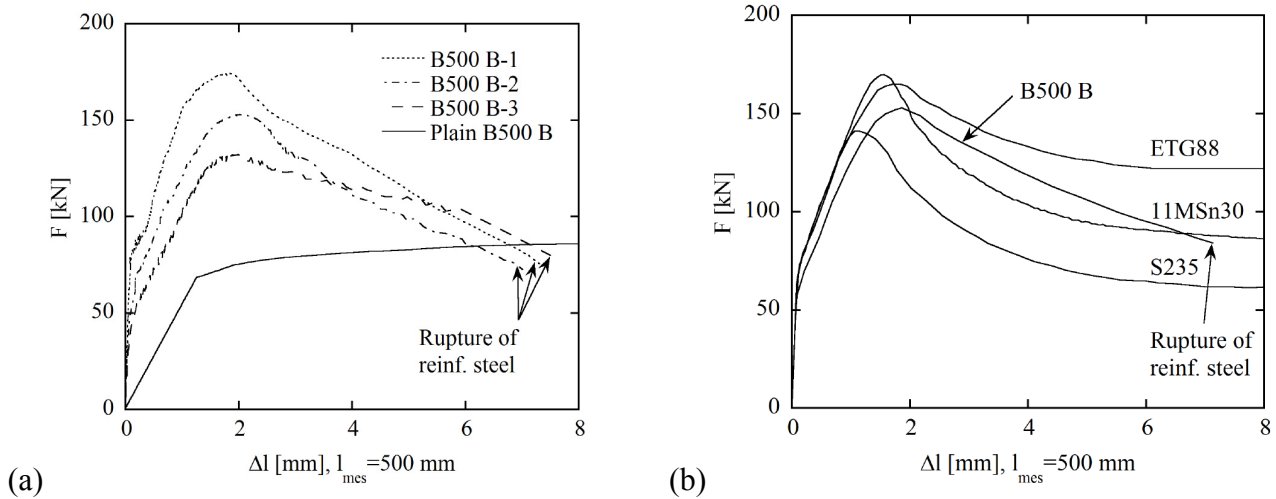


Abb. 3: Kraft-Verformungskurven von bewehrtem UHFB: (a) 1.5% B500 B; (b) unterschiedliche Stahlsorten im Vergleich (S235 mit Walzhaut, 11MSn30 und ETG88 blank, B500 B gerippt).

4.3. Mindestbewehrung bei Kombibewehrung

Das Konzept der Mindestbewehrung wie es von Stahlbeton bekannt ist lässt sich nicht direkt auf bewehrten UHFB übertragen. Eine mit Mindestbewehrung versehene Zugprobe aus Stahlbeton versagt durch das Überschreiten der Zugfestigkeit des Stahls f_{tk} . Bis dahin ist die Kraft-Verformungskurve verfestigend. Mit dem ersten Riss des Betons geht sein Beitrag zur Lastabtragung abgesehen vom zugversteifenden Effekt verloren, so dass die gesamte Last von der Bewehrung getragen wird.

UHFB trägt auch nach der Rissbildung mit, da die Fasern in der gewählten hohen Dosierung die zuvor von der Matrix getragene Last vollständig übernehmen können. Bei bewehrtem UHFB teilt sich die Last nach der Rissbildung zwischen Faser- und Stabstahlbewehrung auf. Die Verteilung hängt im Wesentlichen von der Faserdosierung bzw. dem Stabquerschnitt und der Rissöffnung ab. Wenn mit der Öffnung eines Makrorisses der Traganteil des UHFB sukzessive abnimmt muss diese Abnahme durch die Verfestigung des Bewehrungsstahls, d.h. die Differenz zwischen Fließgrenze und Zugfestigkeit kompensiert werden, um eine weiterhin verfestigende Bauteilantwort zu erhalten. Dies führt zu geometrisch nicht ausführbaren Bewehrungsgehalten, die mit der in den Versuchen gewählten Konfiguration bei $>10\%$ lägen.

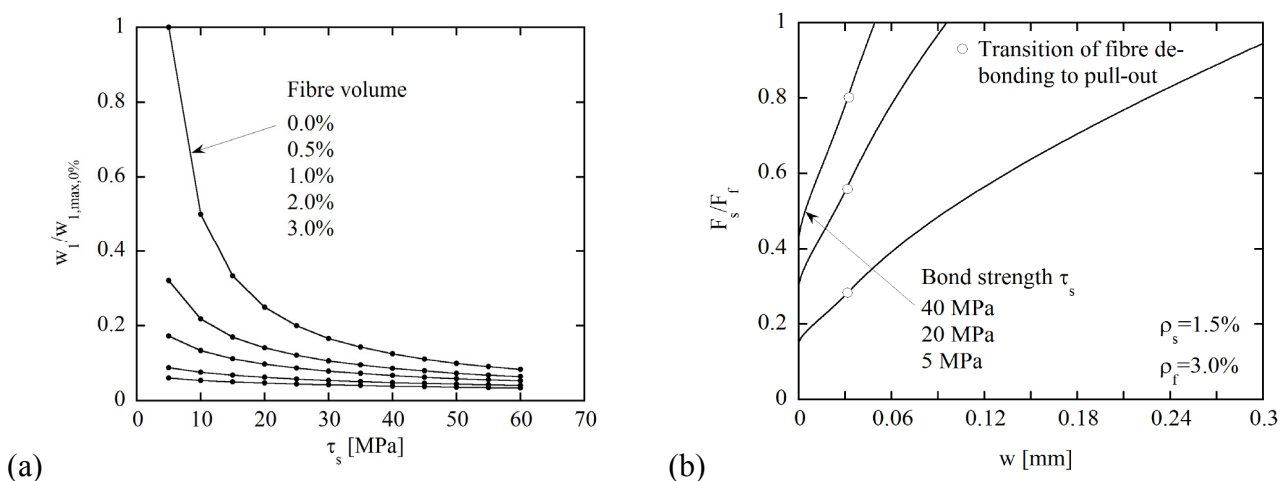


Abb. 4: (a) Erstrissöffnung in Abhängigkeit von der Verbundfestigkeit der Bewehrung und dem Fasergehalt; (b) Aufteilung der Traglastanteile zwischen Bewehrungsstahl F_s und Fasern F_f in einem Einzelriss.

Abb. 4(a) zeigt beispielhaft den Einfluss des Fasergehalts auf die Öffnung eines Einzelrisses in Abhängigkeit von der Verbundfestigkeit der Bewehrung in einem UHFB-Element mit Stabstahlbewehrung. Es zeigt sich, dass insbesondere bei niedrigen Verbundfestigkeiten der Bewehrung die Fasern massgeblich zur Verringerung der Rissöffnung beitragen. In Abb. 4(b) ist die Aufteilung der Traglastanteile zwischen der Bewehrung (F_s) und den Fasern (F_f) dargestellt. Bei kleinen Rissöffnungen sind die Fasern sehr wirksam, bei grösseren Öffnungen die Bewehrungsstäbe.

5. Verbundbauteile aus Stahlbeton und bewehrtem UHFB

UHFB als Schutz- und Verstärkungsschicht auf bestehenden Stahlbetonbauteilen führt bei korrekter Ausführung zu monolithischen Verbundbauteilen [7]. Die hohe Dichtigkeit und der grosse Karbonatisierungswiderstand von UHFB erlauben eine deutlich reduzierte Bewehrungsüberdeckung im Bereich von 15-20 mm bei einer gesamt Schichtstärke von 50 mm.

5.1. Experimentelle Untersuchungen

Im Folgenden werden beispielhaft Ergebnisse einer Versuchserie an Verbundbalken mit einem 25 cm hohen Stahlbetonquerschnitt und einer 5 cm dicken UHFB-Schicht mit unterschiedlichen Bewehrungsstählen und Staboberflächen (gerippt, mit Walzhaut, blank) vorgestellt. Weitere Details zu den Versuchen finden sich in [3]. Die UHFB-Schicht enthält 3% Stahlfasern und Stabstahlbewehrung zwischen 2.1% und 4.2% bestehend aus 3 bis 6 $\varnothing$ 8 mm Stäben. Das Tragverhalten der 6 m langen Balken wurde in Vier-Punkt-Biegeversuchen untersucht. Die Diagramme stellen den Durchschnittswert der Kräfte F_1 und F_2 und der Verschiebungen d_1 und d_2 gemäss Abb. 5 dar.

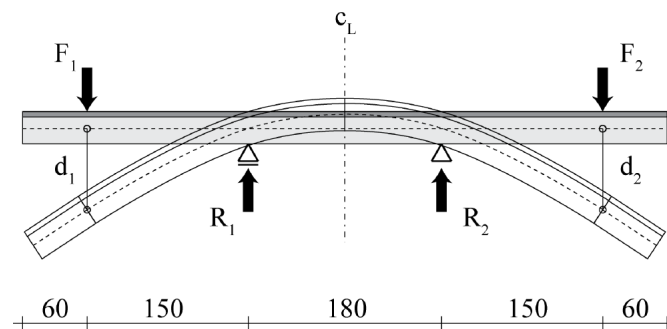


Abb. 5: Versuchsaufbau für Verbundbalken mit obenliegender UHFB-Schicht

Abb. 6 zeigt die drei untersuchten Querschnitte: (a) Referenzbalken ohne UHFB-Schicht, (b) mit unbewehrter UHFB-Schicht und (c) mit bewehrter UHFB-Schicht, bei der die gleichen Stahlsorten wie bei den Zugversuchen zum Einsatz kamen.

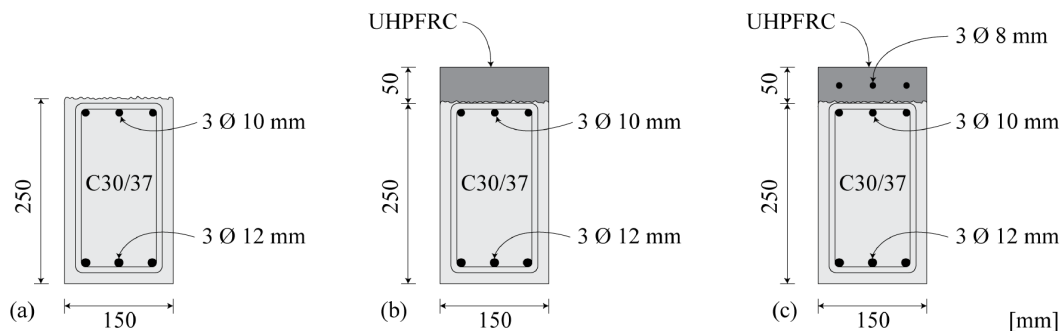


Abb. 6: Querschnitte der Verbundbalken: (a) Referenzbalken; (b) mit UHFB; (c) mit bewehrtem UHFB

5.2. Versuchsergebnisse der Biegeversuche mit Verbundbalken

5.2.1. Verstärkung mit unbewehrtem UHFB

Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der drei Trägertypen ohne UHFB-, mit UHFB- und mit bewehrter UHFB-Schicht zeigt die massgebenden Einflüsse der jeweiligen Konfiguration. Abb. 7(a) zeigt, dass die absolute Traglaststeigerung mit einer unbewehrten UHFB-Schicht relativ gering ist. Dabei fällt auf, dass die maximale Traglast bei deutlich niedriger Durchbiegung des Balkens erreicht wird als bei dem unverstärkten Balken. Die UHFB-Schicht bewirkt eine erhebliche Versteifung des Bauteils. Bis zu einer Last von ca. 30% der Maximallast (Punkt B) bleibt die UHFB-Schicht rissfrei. Bis zu 75% der Traglast (Punkt C) bilden sich feine Mikrorisse, bei 90% (Punkt D) treten dann lokale Verformungskonzentrationen in Form von sich öffnenden Makrorissen auf. Bei der maximalen Traglast beginnt die Bewehrung des Stahlbetonbalkens zu fließen. Sie wird bei ca. 25% der Verformung des Referenzbalkens erreicht. Die Verstärkung mit einer unbewehrten UHFB-Schicht ist daher insbesondere geeignet, um die Durchbiegung eines Stahlbetonbauteils deutlich zu reduzieren und die Gebrauchstauglichkeit zu steigern. Für die absolute Traglaststeigerung ist der Einsatz von bewehrtem UHFB zielführender.

5.2.2. Verstärkung mit bewehrtem UHFB

Mit einer Schicht aus bewehrtem UHFB kann bei entsprechender Konfiguration eine Verdopplung der Traglast erreicht werden. Wie bei allen Verstärkungsmassnahmen ist die Ausnutzung der Druckzone zu berücksichtigen, die eine entsprechende Reserve aufweisen muss. Das Tragverhalten ist wie bei der reinen UHFB Verstärkung durch eine deutlich steifere Bauteilantwort gekennzeichnet. Das Verformungsvermögen nimmt gegenüber der reinen UHFB Verstärkung wieder zu, erreicht aber nicht mehr das Niveau des unverstärkten Referenzbalkens (Abb. 7(b)).

Das Verformungsvermögen der Verbundbalken wird durch die Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung des UHFB beeinflusst. Der direkte Vergleich zwischen Rippen- und Blankstählen in Abb. 7(b) zeigt, dass bis zum Fließbeginn der Bewehrung des Stahlbetonbalkens bei Punkt D die Bauteilantwort identisch ist. Gerippte Bewehrung führt darüber hinaus zu einer weiteren Laststeigerung bis zu Punkt D'. Blanke Stähle reduzieren durch ihre geringe Verbundfestigkeit ihren Beitrag an der Lastaufnahme, so dass die Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts in dieser Phase nicht mehr zutreffend ist. Verstärkte Balken mit Rippenstählen in der UHFB-Schicht versagen durch das Überschreiten der Zugfestigkeit der UHFB-Bewehrung. Bei blanker UHFB-Bewehrung versagt zuerst die Bewehrung des Stahlbetonbalkens. Entscheidend bei der Verwendung von Blankstählen ist eine ausreichende Endverankerung.

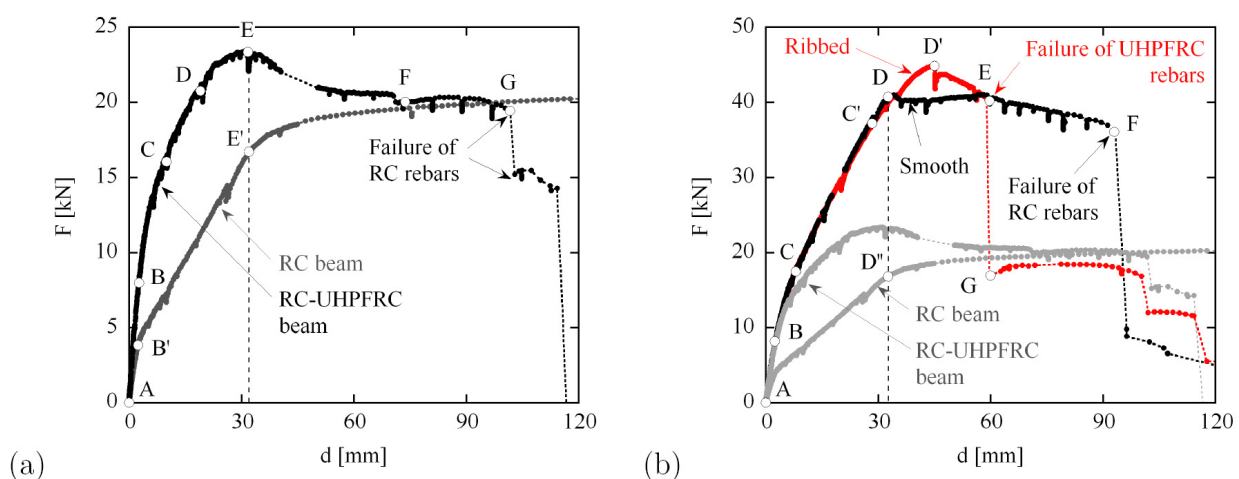


Abb. 7: Kraft-Verformungskurven der Verbundbalken: (a) Vergleich Referenzbalken (grau) und Balken mit UHFB-Verstärkung (schwarz); (b) Referenzbalken, Balken mit UHFB-Verstärkung und mit blanker (schwarz) und gerippter (rot) Bewehrung in der UHFB-Schicht.

Abb. 8 zeigt beispielhaft das Rissbild eines Verbundbalkens mit gerippter UHFB-Bewehrung bei einer Belastung von 90% seiner Traglast. Im Stahlbetonbalken stellt sich ein regelmässiger Rissabstand ein, in der UHFB-Schicht zeigen sich Mikrorisse und Bereiche mit Makrorissen.



Abb. 8: Verbundbalken mit gerippter UHFB-Bewehrung bei 90% seiner Traglast.

6. Schlussfolgerungen

Bewehrter UHFB weist einen deutlich höheren Verfestigungsbereich auf als UHFB ohne zusätzliche Stabstahlbewehrung. Dabei spielt die Verbundfestigkeit der Bewehrung vor Erreichen der Maximallast keine bedeutende Rolle. Fasern sind bei kleinen Rissöffnungen wirksam, Bewehrungsstäbe bei grösseren Rissöffnungen. Eine Mindestbewehrung wie von Stahlbeton bekannt lässt sich praktisch nicht umsetzen.

UHFB in seiner Verwendung als dünne Schutz- und Verstärkungsschicht auf bestehenden Stahlbetonbauteilen führt zu einer Traglaststeigerung und Versteifung des Bauteils. Mit bewehrtem UHFB kann die Tragfähigkeit bis zum einem Verstärkungsgrad von zwei gesteigert werden. Die Gebrauchstauglichkeit verbessert sich durch die geringeren Verformungen und die Bildung von fein verteilten Mikrorissen statt grosser Makrorisse. Durch die Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung im UHFB kann das Verformungsvermögen beeinflusst werden. Bланke Stähle im UHFB erlauben grössere Verformungen, gerippte Stähle im UHFB grössere Traglaststeigerungen.

7. Danksagung

Dieser Artikel basiert auf Ergebnissen, die im Rahmen eines durch die cemsuisse geförderten Forschungsprojektes entstanden sind. Der cemsuisse sei an dieser Stelle für ihre wertvolle Unterstützung gedankt.

Referenzen

- [1] BRÜHWILER, E. and DENARIÉ, E.: Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete, Proceedings, UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, March 05–07, 2008, Kassel, Germany.
- [2] BRÜHWILER, E.: Instandsetzung von Brücken mit hochleistungsfähigem Faserbeton, Sanierung und Verstärkung von Massivbauten, Innovation im Bauwesen: Beiträge aus Praxis und Wissenschaft (Herausgeber: Frank Dehn, Klaus Holschemacher, Nguyen Viet Tue), Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2007, S. 233–256.
- [3] OESTERLEE, C.: Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members, Dissertation EPFL No. 4848, Lausanne, Switzerland, 2010.
- [4] JUNGWIRTH, J.: Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton, Dissertation EPFL No. 3429, Lausanne, Switzerland, 2006.
- [5] LEUTBECHER, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Dissertation Universität Kassel, Kassel, Germany, 2007.
- [6] REDAELLI, D.: Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives, Thèse EPFL No 4298, Lausanne, Switzerland, 2009.
- [7] HABEL, K.: Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete, Dissertation EPFL No. 3036, Lausanne, Switzerland, 2004.

Tragverhalten von Bauteilen aus UHFB

René SUTER

Dr. sc.techn. Professor
Hochschule für Technik und Architektur
Freiburg

Lionel MOREILLON

Doktorand
Université Paris-Est / ENPC
Hochschule für Technik und Architektur
Freiburg

Zusammenfassung

Seit 2007 werden an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg umfangreiche Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ultra-Hochleistungs-Faserbetons (UHFB) durchgeführt. Experimentelle Untersuchungen umfassten vier Versuchsreihen, in denen das Tragverhalten von Balken- und Plattenelementen unter Biege- und Schubbeanspruchung untersucht wurde. Die beweglichen Parameter waren in erster Linie der Faseranteil, der Bewehrungsgehalt und die Schlankheit der Bauteile. Mit diesen Untersuchungen wurden, für einen bestimmten UHFB, das Verformungsverhalten und der Tragwiderstand von unterschiedlichen Bauteilen unter dem Einfluss verschiedener Einwirkungen analysiert. Diese Analyse sollte einen Beitrag leisten zur Ausarbeitung von Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB, um den praktischen Einsatz dieses innovativen Baustoffs zu fördern.

Keywords: Faserbeton, Hochleistungsbeton, Ultra-Hochleistungs-Faserbeton, Balken, Platten, Biegung, Schub, Durchstanzen, Bemessung

1. Forschungsarbeiten an der HTA Freiburg

1.1. Untersuchungen an Hochleistungsbeton

Seit über zehn Jahren werden an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg theoretische und experimentelle Untersuchungen auf dem Gebiet des Hochleistungs-Faserbetons durchgeführt.

Das erste Forschungsmandat wurde der HTA Freiburg im Jahr 2001 durch die Bauabteilung der Schweizerischen Bundesbahnen SBB in Bern und die Firma Bekaert (Schweiz) AG in Baden übertragen [1]. Dabei handelte es sich um theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Verstärkung von vorgefertigten Tunneltübbingungen aus Stahlfaserbeton für den Bau des Oenzbergtunnels, auf der Bahnlinie Zürich-Bern (Abb. 1.1.).



Abbildung 1.1. Belastungsversuche an Tunneltübbingungen aus Hochleistungs-Faserbeton

Es folgte ein weiteres Forschungsmandat (Ingenieurbüro TGV) zur Bemessung von dünnen Stahlbetonplatten aus Hochleistungsbeton (Abb. 1.2.) im Zusammenhang mit dem Aufbau von vier zusätzlichen Stockwerken am Verwaltungsgebäude der Firma Rolex AG in Genf.

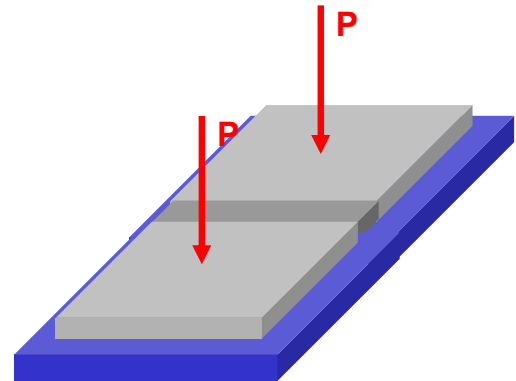


Abbildung 1.2. Durchstanzversuche an dünnen Platten aus Hochleistungs-Faserbeton

Ein wichtiges Anwendungsgebiet von Hochleistungsbeton sind die Kanalisationsrohre. Im Hinblick auf die neuen europäischen Richtlinien für die Herstellung von Betonrohren wurden von den Unternehmungen CEWAG in Düringen und Creabeton Matériaux AG in Granges-Marnand neue Produktionslinien aufgebaut. Diese erlauben die Herstellung von Rohren in Hochleistungs-Beton, mit oder ohne Stahl- oder Stahlfaser-Bewehrung. Um die mechanischen Eigenschaften dieser Rohre zu prüfen, wurde an der HTA Freiburg ein spezifischer Prüfstand aufgebaut (Abb. 1.3.). In den Jahren 2001 bis 2004 wurden auf diesem Prüfstand über 50 Betonrohre in unterschiedlichen Durchmessern und Betonqualitäten getestet.

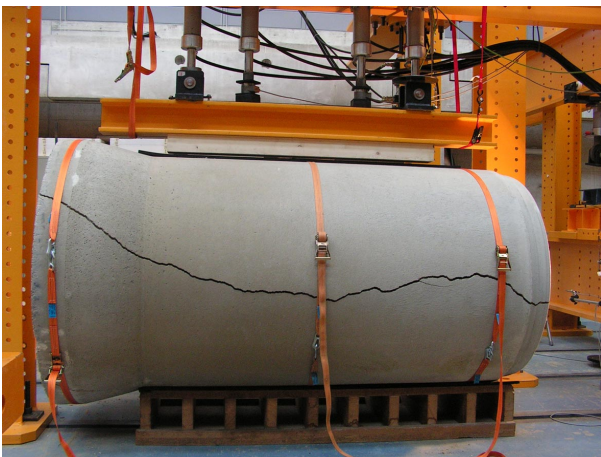


Abbildung 1.3. Prüfstand für Kanalisationsrohre



Abbildung 1.4. Durchstanzversuche an Platten

Die zahlreichen Erfahrungen und Analysen waren für die HTA Freiburg der Anlass, am 24. Juni 2004 eine Studententagung *Bétons à fibres – Performances et Perspectives* zu organisieren. An dieser Tagung wurden, neben einem Überblick über die Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten von Faserbeton, auch Zukunftsperspektiven für Hochleistungs- und Ultra-Hochleistungs-Faserbeton aufgezeigt [3].

Im Jahr 2006 wurde der HTA Freiburg durch die Kommission für Technik und Innovation (KTI) für das Projekt *Bétons à hautes performances renforcés de fibres métalliques* ein bedeutender Forschungskredit zugesprochen. Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen an Balken und Platten aus Hochleistungs-Faserbeton mit schlaffer und vorgespannter Bewehrung durchgeführt (Abb. 1.4.). Als Industriepartner unterstützten Cemsuisse, Bekaert Schweiz AG und Sika AG das Projekt.

Die aus dem KTI Projekt gewonnenen Kenntnisse lösten anschliessend verschiedene Forschungsaufträge aus der Praxis aus, von denen auszugsweise folgende erwähnt seien:

- Vergleichsversuche an Balken und Platten aus Hochleistungsbeton mit Stahl- und synthetischen Fasern im Zusammenhang mit dem Bau der Berufsschule *Drize* in Genf (Arch. Brauen & Wälchli, Ing. Ingeni),
- Grossversuche an Balken im Zusammenhang mit dem Bau der *Maison de l'écriture* in Montricher (Arch. Vincent Mangeat, Ing. Muttoni & Fernandez, Losinger AG),
- Biege- und Schubversuche an vorgespannten Trägern aus HLB (Abb. 1.5.) in Zusammenarbeit mit dem Vorfabrikationswerk Element AG in Tafers,
- Statisch-zyklische Belastungsversuche an Wänden aus Hochleistungs- und Ultra-Hochleistungs-Faserbeton zur Ermittlung des Erdbebenwiderstands (Abb. 1.6.).



Abbildung 1.5. Biege- und Schubversuche an Balken



Abbildung 1.6. Statisch-zyklische Belastungsversuche an Wänden aus HLB und UHFB

1.2. Untersuchungen an Ultra-Hochleistungs-Faserbeton

Seit 2007 werden an der HTA Freiburg auch Untersuchungen an Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden ausgelöst durch ein Forschungsmandat zur Prüfung von L-förmigen Fassadenelementen (Abb. 1.7.) für den Bau eines Geschäftshochhauses in Marseille [8]. Diese durch den Architekten Jean Nouvel gezeichneten Fassadenelemente übernehmen einerseits die Funktion des Sonnenschutzes und, andererseits, des Tragelements zur Reinigung der Fensterscheiben.

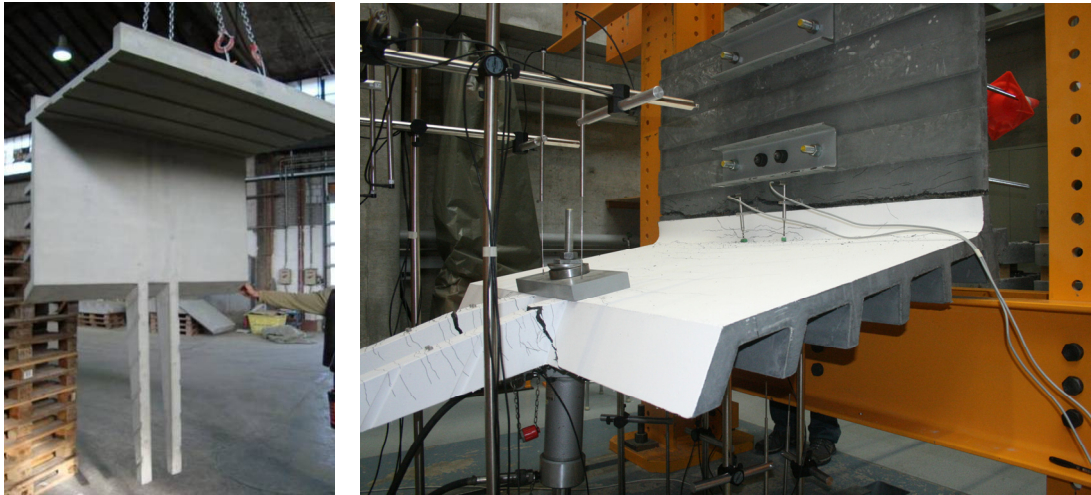


Abbildung 1.7. Belastungsversuche an Fassadenelementen aus UHFB

Im Anschluss an dieses Mandat entwickelte sich eine Zusammenarbeit zwischen der HTA Freiburg und dem französischen Zementhersteller Vicat SA, mit dem Ziel, die praktische Anwendung des UHFB zu fördern, insbesondere durch eine verbesserte Kenntnis dieses neuen Werkstoffs. Im Rahmen des Forschungsprojekts *Bétons fibrés à ultra-hautes performances* wurden an der HTA Freiburg umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen über das Tragverhalten von Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton in Angriff genommen (Abb. 1.8). Diese Untersuchungen erfolgten in Zusammenarbeit mit dem technischen Bureau Sigma Béton SA, dem Vorfabrikationswerk Creabeton Matériaux AG und dem Ingenieurbüro Mantegani & Wysser SA.

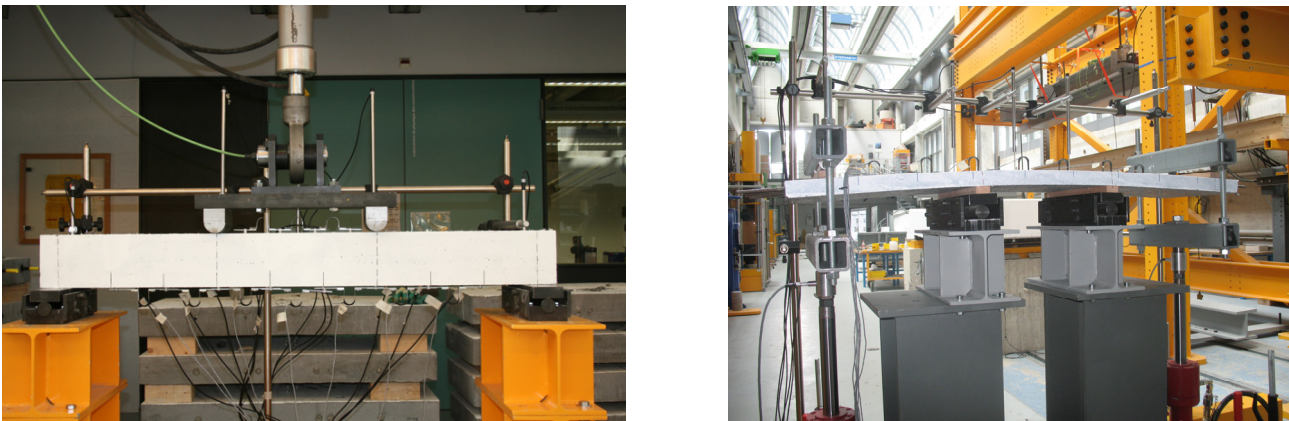


Abbildung 1.8. Biege- und Schubversuche an Balken und Plattenstreifen

Die experimentellen Untersuchungen umfassten vier Versuchsreihen:

- In einer ersten Versuchsreihe, einer Parameterstudie mit Versuchen an 19 Balken aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB), wurde das Tragverhalten von linearen Bauteilen, unter Biege- und Schubbeanspruchung untersucht;
- In einer zweiten Versuchsreihe, mit 35 Versuchskörpern, wurde das Tragverhalten von dünnen Plattenstreifen aus UHFB unter linearer Biegebeanspruchung studiert;
- In einer dritten Versuchsreihe, mit 20 quadratischen Plattenelementen aus UHFB, wurde das Problem des Durchstanzens von Platten analysiert;
- Die vierte Versuchsreihe, mit 16 oktogonalen Versuchskörpern aus UHFB, befasste sich mit dem Tragverhalten von Plattenelementen unter zweidimensionaler Biegebeanspruchung, mit Biege- und Torsionsmomenten.

Parallel zu den Versuchen an Bauelementen wurden zahlreiche Versuche an Prüfkörpern aus UHFB durchgeführt, um die mechanischen Eigenschaften des durch den Zementfabrikanten Vicat entwickelten BCV[®] *Béton Composite Vicat* zu ermitteln.

Mit diesen Untersuchungen wurde für einen bestimmten UHFB das Tragverhalten von unterschiedlichen Bauteilen unter dem Einfluss verschiedener Einwirkungen analysiert. Diese Analyse wird einen Beitrag zur Ausarbeitung von Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB leisten, um den praktischen Einsatz dieses innovativen Baustoffs zu fördern.

2. Ultra-Hochleistungs-Faserbeton BCV[®]

2.1. Herstellung des BCV[®]

Der *Béton Composite Vicat* (BCV[®]) wurde durch den französischen Zementhersteller Vicat und dessen technisches Bureau Sigma béton SA entwickelt. Er wird, gemäss der Richtlinien der *Association Française de Génie Civil (AFGC)* der Klasse der Ultra-Hochleistungs-Faserbetone zugeordnet [10]. Der BCV[®] hat eine Gesteinskörnung mit einem maximalen Korndurchmesser von 3 mm, einen Wasser-Bindemittel-Faktor von ungefähr 0.16 und einen hohen Anteil an Hochleistungs-Verflüssigern. Die optimierte Siebkurve der Gesteinskörnung, der hohe Zementanteil und die Zusatzstoffe ergeben eine sehr kompakte Bindemittelmatrix. Als Frischbeton ist der BCV[®] selbstverdichtend (Abb. 2.1.).



Abbildung 2.1. Betonieren einer Versuchsplatte



Abbildung 2.2. Zwangsmischer Typ mit Zyklus

Der BCV[®] ist erhältlich in unterschiedlichen Zusammensetzungen. Der *BCV Structures*[®] ist für stark beanspruchte Bauteile vorgesehen, der *BCV Couleur*[®] wird für sehr schlanke Bauteile von architektonischem Charakter eingesetzt. Der Fasergehalt sowie die Eigenschaften der Fasern werden auf Grund der gewünschten Festigkeiten gewählt. Mit dem BCV[®] wurden in den letzten Jahren, vor allem in Frankreich, verschiedene beachtenswerte Bauwerke und Bauteile erstellt, wie z.B. die Überführung PS 34 über die Autobahn A 51 (Abb. 2.3) oder die Fassadenelemente des neuen Bürogebäudes der Firma Swatch Group (Abb. 2.4).



Abbildung 2.3. Überführung PS34 über Autobahn A51(F)

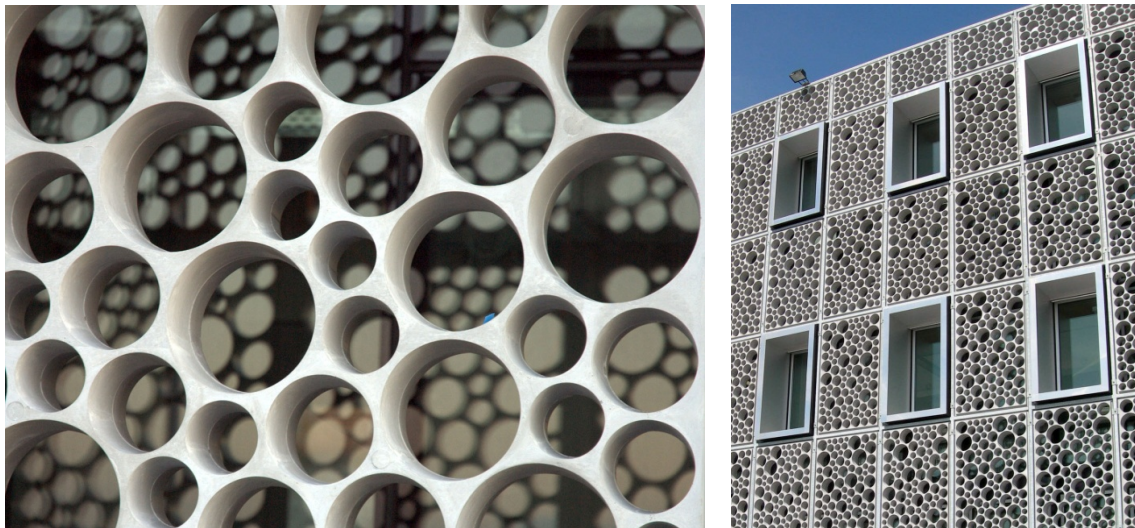


Abbildung 2.4. Fassadenelemente Bürogebäude Swatch, Cormondrèche.

Im Rahmen der ersten Versuchsreihen wurden folgende Zusammensetzungen des UHFB geprüft und mit einem Referenzbeton C30/37 verglichen:

- BCV [®] 1%A	Stahlfasern (kurz)	1%	79 kg/m ³
- BCV [®] 1%B	Stahlfasern (gemischt)	1%	79 kg/m ³
- BCV [®] 2%	Stahlfasern (gemischt)	2%	158 kg/m ³
- BCV [®] 3%	Stahlfasern (gemischt)	3%	237 kg/m ³
- BCV [®] FO	Synthetikfasern (PVA)		20 kg/m ³
- BN	C30/37 (Referenz)	Korngrösse 16 mm	

Da es sich bei diesen Versuchskörpern mehrheitlich um tragende Bauteile handelte, wurde der *BCV Structures*[®] eingesetzt. Der Beton wurde an der HTA Freiburg hergestellt, in einem Betonmischer vom Typ Zyklus mit einer Kapazität von 150 l (Abb. 2.2). Die Stahl- und Kunststoff-Fasern wurden von Hand in den Mischer eingeführt. Die Mischzeit betrug zwischen 10 und 15 Minuten.

2.2. Eigenschaften des BCV[®]

Am Frischbeton wurden folgende drei Eigenschaften gemessen: das Ausbreitmass "Slump Flow" (Abb. 2.5), der Luftporengehalt (Abb. 2.6) und die Dichte.

Alle Betonmischungen hatten ein Ausbreitmass grösser 700 mm und entsprachen somit den Richtlinien der AFGC [10]. Die Dichte wird direkt durch den Fasergehalt beeinflusst, sie variierte zwischen 2.23 und 2.37.

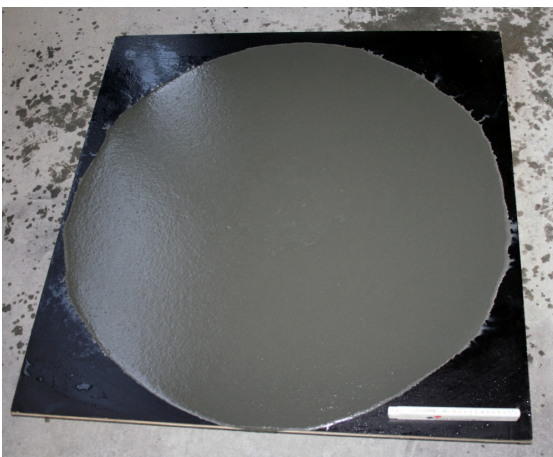


Abbildung 2.5. Ausbreitmass "Slump Flow"



Abbildung 2.6. Messgeräte Frischbeton

Die Zylinder-Druckfestigkeiten nach 28 Tagen lagen zwischen 121 und 130 N/mm², ohne thermische Nachbehandlung. Nach 90 Tagen stiegen diese Werte auf 143 resp. 156 N/mm².

Der Elastizitätsmodul variierte von 46'600 bis 52'200 N/mm² und lag somit höher als für den entsprechenden Standardbeton. Die Erhöhung der Druckfestigkeit und der Bruchverformungen wird beeinflusst durch die Fasern, die als Umschnürung wirken.

Die Zugfestigkeit des UHFB kann in unterschiedlicher Art gemessen werden:

- als reine Zugfestigkeit, ermittelt aus einem Zugversuch an Prismen (Abb. 2.7.) gemäss RILEM Richtlinie TC 162-TD F [9],
- als wirksame Biegezugfestigkeit f_{ctf} , ermittelt aus Biegeversuchen an Betonplatten (Abb. 2.8.) gemäss Richtlinie SIA 162/6 [11],
- als Biegezugfestigkeit f_{bz} , ermittelt aus Biegeversuchen an eingeschlitzten Betonprismen (Abb. 2.9.) gemäss Richtlinien der AFGC [10].

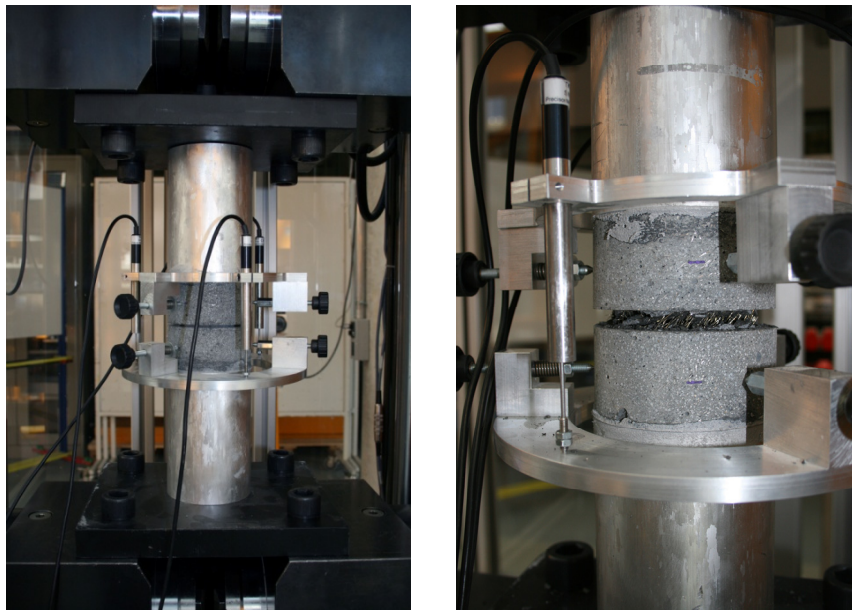


Abbildung 2.7. Zugversuch an UHFB Prismen gemäss RILEM Richtlinie [9]

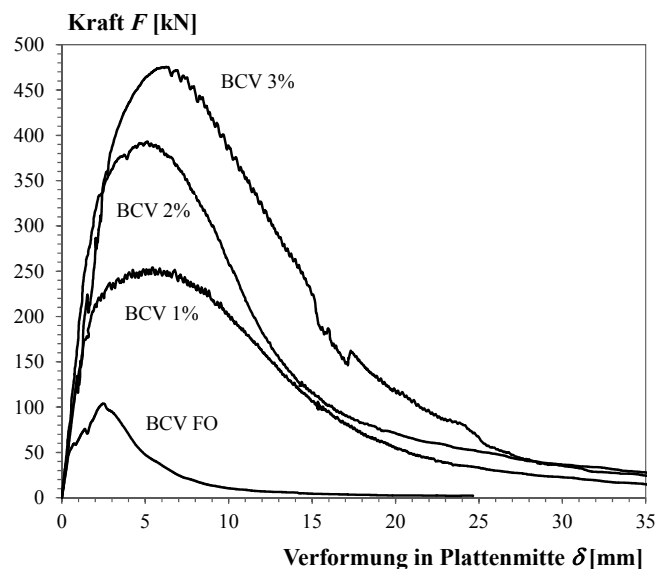


Abbildung 2.8. Plattenversuch gemäss SIA 162/6 [11]

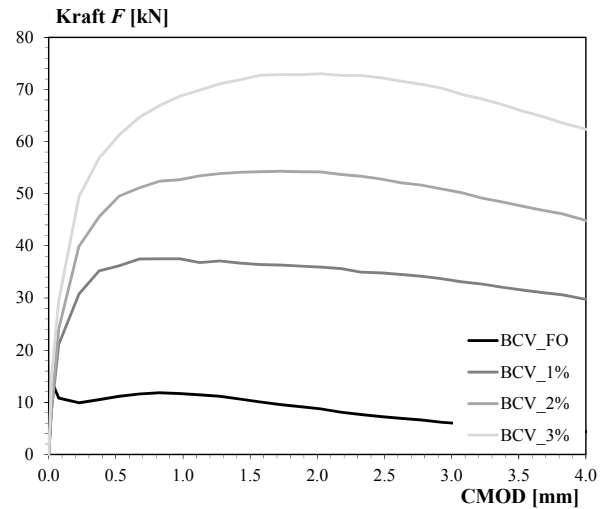
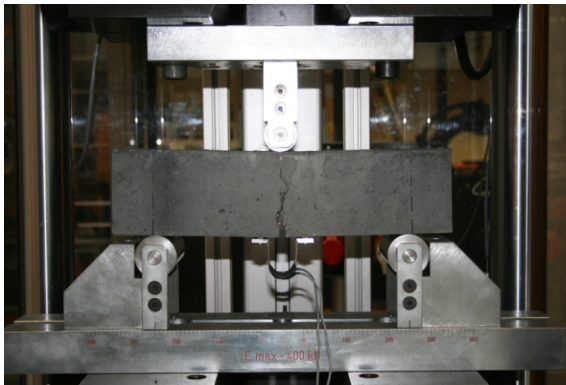


Abbildung 2.9. Drei-Punkt-Biegeversuch an Betonprismen gemäss AFGC Richtlinie [10]

3. Biege- und Schubversuche an Balken aus UHFB

3.1. Zielsetzung

In dieser ersten Versuchsreihe wurde das Verhalten von Balkenelementen aus UHFB unter der Einwirkung von Biege- und Schubbeanspruchungen analysiert. Insbesondere wurde der Einfluss verschiedener Parameter auf die Verformungen, die Rissbildung und den Tragwiderstand ermittelt.

Entsprechend wurde die Zielsetzung folgendermassen formuliert:

- Analyse des Tragverhaltens von Balkenelementen aus UHFB unter der Einwirkung von Biege- und Schubbeanspruchungen,
- Einfluss des Fasergehalts und der Eigenschaften der Fasern auf die Verformungen, die Rissbildung und den Tragwiderstand,
- Einfluss einer schlaffen Bewehrung oder einer Vorspannung auf den Biege- und den Schubwiderstand,
- Erstellung eines Modells für das Tragverhalten von Balkenelementen aus UHFB und Ausarbeitung von Richtlinien für deren Bemessung.

3.2. Beschreibung der Versuche

Die erste Versuchsreihe umfasste 19 Versuchsbalken von 1700 mm Länge, 150 mm Höhe und 100 mm Breite. Die Versuchsparameter waren: die Betonqualität (Bindemittelmatrix, Fasergehalt, Art und Eigenschaften der Fasern), der Bewehrungsgehalt und die Vorspannung.

Die Betonqualitäten waren folgende:

- | | | |
|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| - BCV [®] 1% | 79 kg/m ³ | Stahlfasern (gemischt) |
| - BCV [®] 2% | 158 kg/m ³ | Stahlfasern (gemischt) |
| - BCV [®] 3% | 237 kg/m ³ | Stahlfasern (gemischt) |
| - BCV [®] FO | 20 kg/m ³ | Synthetikfasern (PVA) |
| - Standardbeton | C37/30 | ohne Fasern |

In jeder der fünf Betonqualitäten wurden folgende vier Versuchsbalken hergestellt:

- | | |
|--|--|
| - Balken ohne Bewehrung oder Vorspannung | $\rho_s = 0$ |
| - Balken mit schlaffer Bewehrung | $2 \Phi 10$ $\rho_s = 1.31\%$ |
| - Balken mit schlaffer Bewehrung | $2 \Phi 16$ $\rho_s = 3.35\%$ |
| - Balken zentrisch vorgespannt | Litze 0,5“ $\sigma_0 = 12 \text{ MPa}$ |

Die Versuchsbalken wurden als einfache Balken mit einer Spannweite von 1350 mm gelenkig gelagert und durch hydraulische Prüfzylinder in den Drittelpunkten belastet (Abb. 3.1.). Die Belastung erfolgte im elastischen Bereich kraftgesteuert und im gerissenen Bereich dehnungsgesteuert.

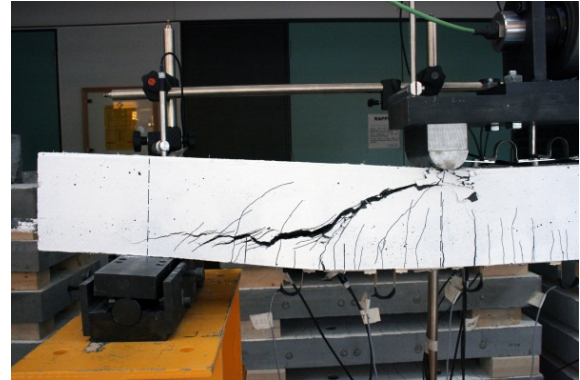
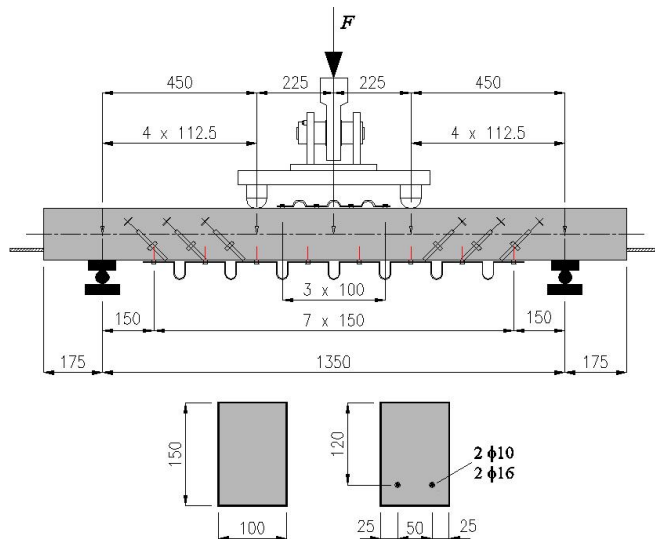


Abbildung 3.1. Versuchsanordnung für Balken

Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Kräfte durch elektronische Kraftmessdosen,
- Messung der Durchbiegungen durch elektronische Induktivaufnehmer,
- Messung der Dehnungen und Stauchungen sowie der Öffnung der Biegerisse durch Omega-Aufnehmer,
- Messung der Schubverformungen sowie der Öffnung der Schubrisse durch Induktivaufnehmer unter 45°.

Die Messresultate wurden durch eine zentrale Messstation erfasst und verarbeitet.

3.3. Versuchsergebnisse

Versuchsbalken ohne Bewehrung – Reihe 0

In Abb. 3.2. sind die Kraft-Verformungslinien der vier Versuchsbalken ohne Bewehrung oder Vorspannung aufgezeichnet. Im ungerissenen Zustand verliefen die Durchbiegungen auf einer Linie. Die Steifigkeit der vier Balken im ungerissenen Zustand war somit praktisch identisch.

Nach der Rissbildung wurde das Durchbiegungs-Verhalten im Wesentlichen durch den Fasergehalt bestimmt. Die Balken mit Stahlfasern BCV[®] 1%, BCV[®] 2%, BCV[®] 3% zeigten ein verfestigendes Verhalten, mit der Bildung von zahlreichen Rissen, bis zur Höchstlast. Anschließend erfolgte ein entfestigender Bereich mit einem starken Lastabfall und grossen Durchbiegungen.

Die Streuung der Resultate ist relativ hoch. Dies erklärt auch die Tatsache, dass der Versuchsbalken BCV[®] 3% eine kleinere Höchstlast erzielte als der Versuchsbalken BCV[®] 2%. Eine nachträgliche Untersuchung des Versuchsbalkens BCV[®] 3% zeigte, dass die Stahlfasern in der Bruchzone ungünstig verteilt waren. Insbesondere für die unbewehrten Balken hat somit die Verteilung der Fasern einen wesentlichen Einfluss auf das Risse- und Bruchverhalten.

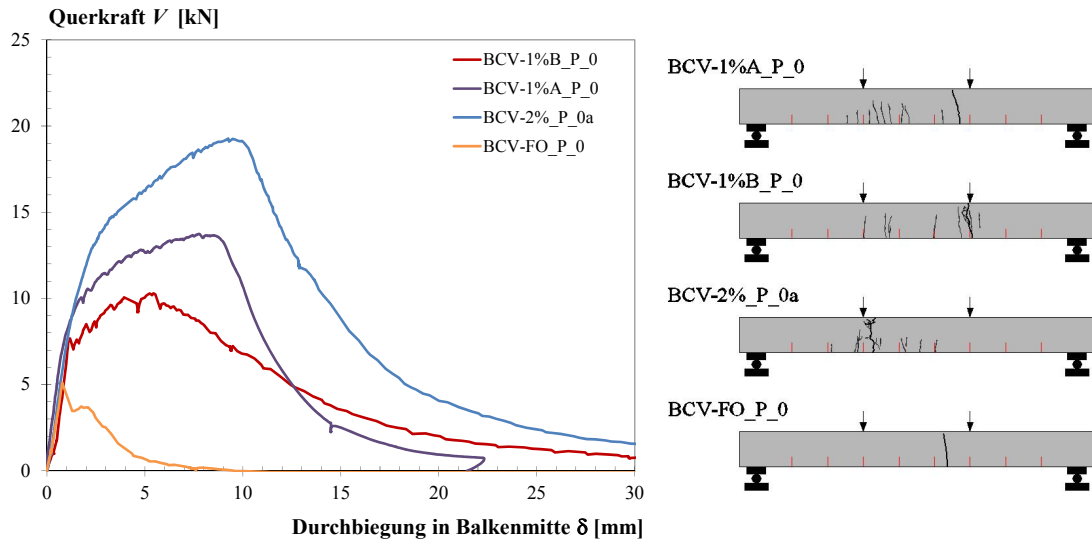


Abbildung 3.2. Kraft-Verformungslinien und Rissbilder der Balken ohne schlagartige Bewehrung

Für den Versuchsbalken BCV[®] FO mit synthetischen PVA Fasern bildete sich nur ein Riss, der zum direkten Bruch führte. Die nach der Rissbildung freiwerdende Zugkraft konnte nicht durch die PVA Fasern aufgenommen werden und führte somit zu einem Sprödbbruch. Für den Balken BN aus Standardbeton ohne Bewehrung wurde auf die Herstellung und die Prüfung eines Balkens BN verzichtet. Dieser hätte jedoch schlagartig unter Bildung eines einzelnen Risses bei einer Last von ungefähr 3.3 kN (Betonzugspannung von 2 N/mm^2) versagt.

Versuchsbalken mit 1.31% Bewehrung

Im ungerissenen Zustand verliefen die Durchbiegungen der vier Balken wiederum auf einer Linie (Abb. 3.3.). Die Steifigkeit im ungerissenen Zustand war somit wieder praktisch identisch.

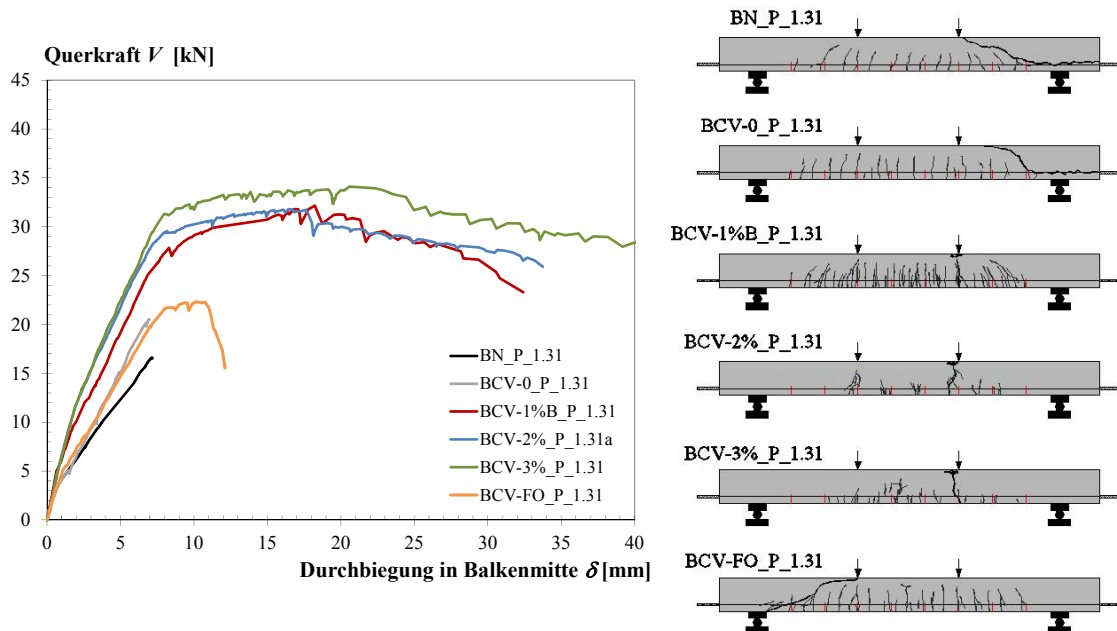


Abbildung 3.3. Kraft-Verformungslinien und Rissbilder der Balken mit 1.31% Bewehrung

Nach der Rissbildung wurden die Durchbiegungen vornehmlich durch den Fasergehalt bestimmt. Die Steifigkeit der Versuchsbalken BN und BCV[®] FO war kleiner als diejenige der Balken mit Stahlfasern. Für den Versuchsbalken BN erfolgte der Bruch bei einer Last von 33 kN schlagartig durch ein Schubversagen, vor Erreichen der Fließgrenze der Biegebewehrung. Für den

Versuchsbalken BCV[®] FO geschah der Bruch bei einer höheren Last von 45 kN, ebenfalls durch ein Schubversagen. Die PVA Fasern erhöhten den Schubwiderstand nur sehr wenig, sie verhinderten jedoch einen Sprödbbruch.

Für die Versuchsbalken mit Stahlfasern erfolgte der Bruch nach einer langen plastischen Verformung durch Stauchen der Betondruckzone und Fließen der schlaffen Bewehrung. Die Stahlfasern vermieden einerseits einen Schubbruch und erhöhten andererseits den Biege widerstand durch eine Einschnürung der Druckzone.

Versuchsbalken mit 3.35% Bewehrung

Im gerissenen Zustand wird das Verhalten der Versuchsbalken wiederum vornehmlich durch den Fasergehalt bestimmt (Abb. 3.4.). Die Versuchsbalken BN und BCV[®] FO unterlagen beide einem spröden Schubbruch bei einer Last von 33 kN respektive 59 kN. Die PVA Fasern konnten wiederum die Schubrissebildung und den Schubbruch nicht vermeiden.

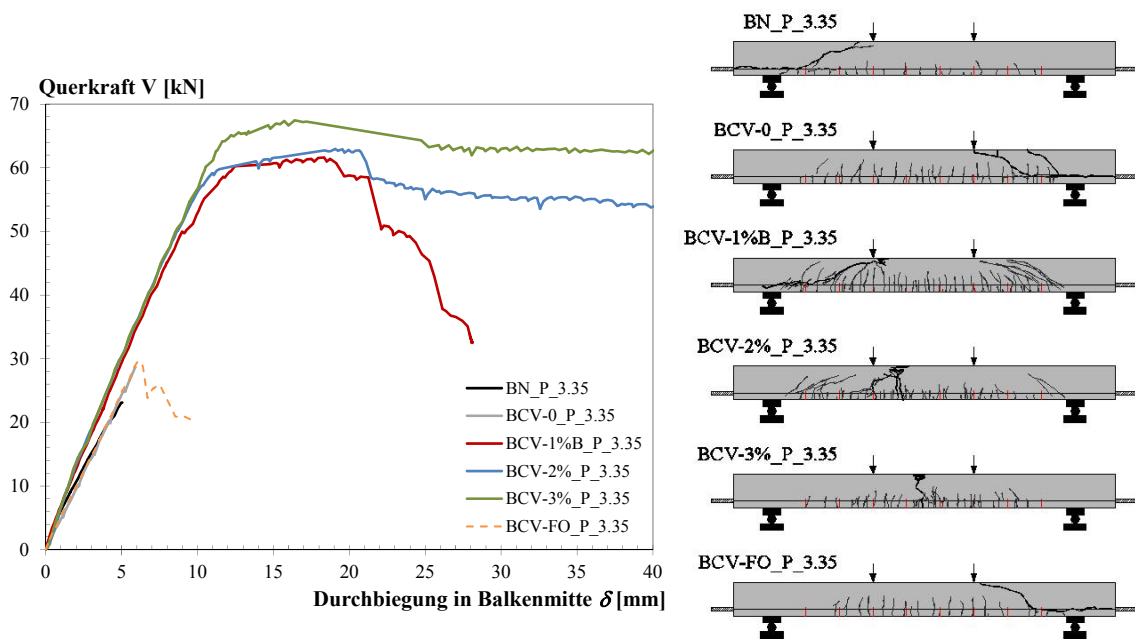


Abbildung 3.4. Kraft-Verformungslinien und Rissbilder der Balken mit 3.35 % Bewehrung

Alle Versuchsbalken mit Stahlfasern zeigten ein ähnliches Verhalten mit einer fast identischen Biegebruchlast. Für den Versuchsbalken BCV[®] 1 % erfolgte der Bruch nach einer gewissen plastischen Verformung durch ein Schubversagen, das jedoch nicht schlagartig eintrat. Für die Versuchsbalken BCV[®] 2 % und BCV[®] 3 % erfolgte der Bruch durch ein Biegeversagen. Der hohe Anteil an Stahlfasern erlaubte eine Kontrolle der Schubrissebildung und verhinderte somit einen Schubbruch.

Vorgespannte Versuchsbalken

Die Verbindung von UHFB und Vorspannung erwies sich als vorteilhaft, vor allem für schlanke Bauteile mit grosser Spannweite. Die sehr guten mechanischen Eigenschaften der UHFB erlauben das Aufbringen einer grossen Vorspannkraft.

Im ungerissenen Bereich verhielten sich die vier Versuchsbalken ungefähr gleich (Abb. 3.5.). Die Rissbildung erfolgte auf unterschiedlichen Laststufen. Die tiefsten Werte wurden für den Referenzbalken BN in Standardbeton gemessen. Nach der Rissbildung unterschied sich das Verhalten der durch Stahlfasern bewehrten Balken von demjenigen der Balken BN und BCV[®] FO (synthetische Fasern). Während für die Balken mit Stahlfasern der Übergang in den gerissenen Zustand sehr spät erfolgte, wurde für die Balken BN und BCV[®] FO ein markanter Wechsel der Steifigkeit beobachtet.

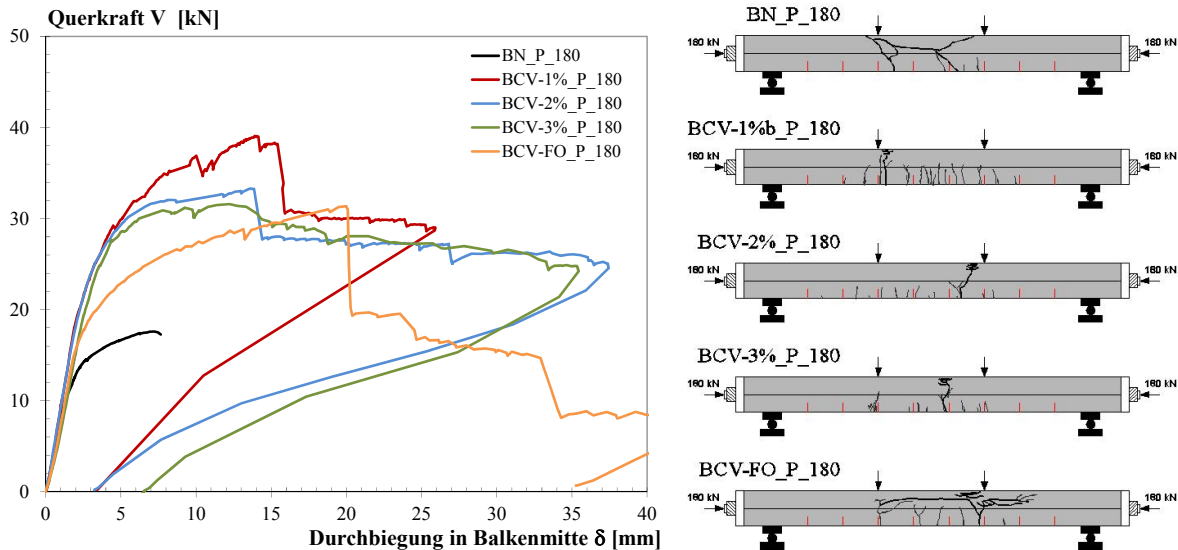


Abbildung 3.5. Kraft-Verformungslinien und Rissbilder der Balken mit Vorspannung (12 MPa)

Die Balken mit Stahlfasern zeigten ein Biegeversagen, da die Fasern einen vorzeitigen Schubbruch oder ein Aufspalten des Balkens verhindern konnten. Für den Balken BN erfolgte der Bruch schlagartig durch ein Aufspalten des Balkens in Querschnittsmitte infolge Querzug. Für den Balken BCV[®] FO stellte sich ein Biegebruch ein, verbunden mit einem Aufspalten des Balkens in Querschnittsmitte, da die synthetischen Fasern die Querzugspannungen nicht mehr aufnehmen konnten.

3.4. Analysen und Folgerungen

In dieser ersten Versuchsreihe, mit 19 Versuchselementen, wurde das Tragverhalten von Balkenelementen aus UHFB unter der Einwirkung von Biege- und Schubbeanspruchungen untersucht. Die Balkenelemente unterschieden sich in ihrer Betonqualität (Fasergehalt, Art und Eigenschaften der Fasern), im Bewehrungsgehalt und in der Vorspannung. Parallel zu den Versuchen an Balkenelementen wurden zahlreiche Untersuchungen an unterschiedlichen Versuchskörpern zur Bestimmung der Betoneigenschaften durchgeführt. Das Ziel dieser ersten Versuchsreihe war, das Tragverhalten von Balkenelementen aus UHFB zu analysieren und den Einfluss verschiedener Parameter auf die Verformungen, die Rissbildung und den Tragwiderstand zu bestimmen.

Nach einer ersten Analyse der Versuchsergebnisse konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die hohen mechanischen Eigenschaften der UHFB erlauben, Bauteile ohne schlaffe Bewehrungen herzustellen. Eine besondere Beachtung muss jedoch dem Kriterium der Duktilität (Nachrissfestigkeit) gewidmet werden. Während die Balken mit Stahlfasern ein verfestigendes Biegeverhalten mit einer Mehrfachrissbildung aufwiesen, wurde für die Balken mit Synthetikfasern ein entfestigendes Biegeverhalten mit einer einfachen Rissbildung beobachtet.
- Die Balken mit Stahlfaserbewehrung zeigten deshalb ein wesentlich besseres Tragverhalten als die Balken mit Synthetikfasern. Die Verteilung der Risse war besser und deren Öffnung geringer. Der Schubwiderstand der Balken mit Synthetikfasern war wesentlich kleiner, was zu einem vorzeitigen Schubbruch führte.
- Die Versuchsbalken mit einem Stahlfasergehalt von 2% und 3% erlitten einen Biegebruch. Der Balken mit 1% Stahlfasern versagte infolge eines vorzeitigen Schubbruchs. Es kann somit festgestellt werden, dass nur ein Fasergehalt, der ein verfestigendes Biegeverhalten aufweist, eine Kontrolle der Schubrisse erlaubt und somit einen vorzeitigen Schubbruch verhindert.
- Der Einsatz von UHFB mit schlaffer Bewehrung ist vorteilhaft für Bauteile mit geringen Abmessungen, komplexer Geometrie und bestimmten Hauptspannungs-Richtungen. Die

schlaaffe Bewehrung erlaubt, den Fasergehalt zu vermindern und somit die Kosten des UHFB zu senken. Der Fasergehalt muss jedoch genügend sein, um die Zugspannungen infolge der "sekundären" Beanspruchungen (Schub, Torsion, inhomogene Spannungsverteilung) aufnehmen können.

- Der Betoniervorgang erfordert eine besondere Beachtung, insbesondere für Bauteile ohne schlaaffe Bewehrung. Die Faserverteilung und die Ausrichtung der Fasern haben einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten und die Festigkeit.
- Der Einsatz von UHFB mit Vorspannung ist geeignet für schlanke Bauteile mit grosser Spannweite. Die hohe Druckfestigkeit erlaubt wesentlich höhere Vorspannkräfte. Ausserdem wird durch die Stahlfasern eine Einschnürung erzielt, welche die Druckfestigkeit zusätzlich erhöht.

4. Biegeversuche an linearen Plattenelementen

4.1 Zielsetzung

Diese zweite Versuchsreihe befasste sich mit dem Tragverhalten von dünnen Plattenstreifen aus UHFB unter linearer Biegebeanspruchung. Es wurde insbesondere der Einfluss verschiedener Parameter auf die Verformungen, die Rissbildung und den Tragwiderstand ermittelt.

Entsprechend wurde die Zielsetzung folgendermassen formuliert:

- Analyse des Tragverhaltens von dünnen Plattenstreifen aus UHFB unter der Einwirkung von linearen Biegebeanspruchungen,
- Einfluss des Fasergehalts und einer schlaaffen Bewehrung auf die Verformungen, die Rissbildung und den Biegewiderstand,
- Analyse des Massstabeffekts und des Schlankheitsgrads auf das Tragverhalten von dünnen Plattenstreifen,
- Erstellen eines Modells für das Tragverhalten von Balkenelementen aus UHFB und Ausarbeitung von Richtlinien für deren Bemessung.

4.2 Beschreibung der Versuche

Die zweite Versuchsreihe umfasste 35 Plattenstreifen von 1400 mm Länge und 400 mm Breite. Die Versuchsparameter waren die Betonqualität (Fasergehalt, Länge der Fasern), der Bewehrungsgehalt und die Dicke der Platten.

Folgende vier Betonqualitäten wurden gewählt:

- | | | |
|-------------------------|-----------------------|------------------------|
| - BCV [®] 0 | | ohne Fasern |
| - BCV [®] 1% A | 79 kg/m ³ | Stahlfasern (kurz) |
| - BCV [®] 1% B | 79 kg/m ³ | Stahlfasern (gemischt) |
| - BCV [®] 2% | 158 kg/m ³ | Stahlfasern (gemischt) |

In diesen Betonqualitäten wurden Plattenstreifen mit einer Dicke von 30, 40, 60, 80 mm hergestellt. Der Bewehrungsgehalt betrug 0%, 1,1%, 2,5%.

Die Versuchselemente wurden als einfache Balken mit einer Spannweite von 1200 mm gelenkig gelagert und in den Drittelpunkten durch hydraulische Prüfzylinder belastet (Abb. 4.1.). Um die Rissbildung in der Zugzone besser beobachten zu können, wurde die Versuchseinrichtung umgekehrt. Die Belastung erfolgte stufenweise, im elastischen Bereich kraftgesteuert und im gerissenen Bereich dehnungsgesteuert.

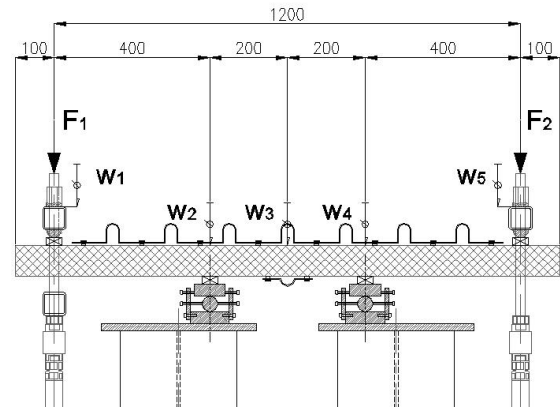


Abbildung 4.1. Versuchsanordnung für Plattenstreifen

Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Kräfte durch elektronische Kraftmessdosen,
- Messung der Durchbiegungen durch elektronische Induktivaufnehmer,
- Messung der Dehnungen und der Öffnung der Biegerisse durch Omega-Aufnehmer.

Die Messresultate wurden durch eine zentrale Messtation erfasst und verarbeitet.

4.3 Versuchsergebnisse

Plattenstreifen von 40 mm

In den zwei Graphiken von Abb. 4.2. sind die Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 40 mm Dicke und einem Bewehrungsgehalt von 1.1% respektive 2.5% aufgezeichnet. Als Vergleich sind ebenfalls die Plattenstreifen gleicher Dicke ohne schlaffe Bewehrung eingetragen. Aus diesen Kurven geht hervor, dass im ungerissenen Stadium die Steifigkeiten aller Plattenstreifen praktisch identisch sind. Für die Plattenstreifen mit Stahlfasern erschienen die ersten Risse bei einer Last von 6 kN und für die Plattenstreifen ohne Fasern bei nur 2 kN. Dieser relativ grosse Unterschied ist wahrscheinlich auf eine Mikro-Rissbildung vor den Belastungsversuchen infolge Eigenspannungen in der Bindemittelmatrix zurückzuführen.

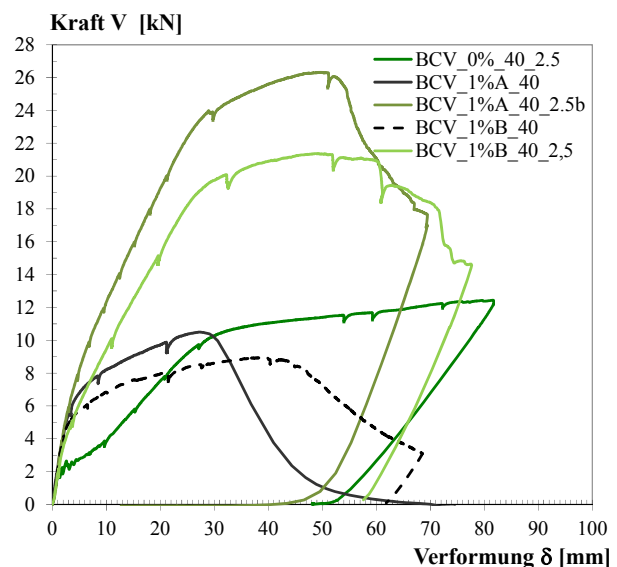
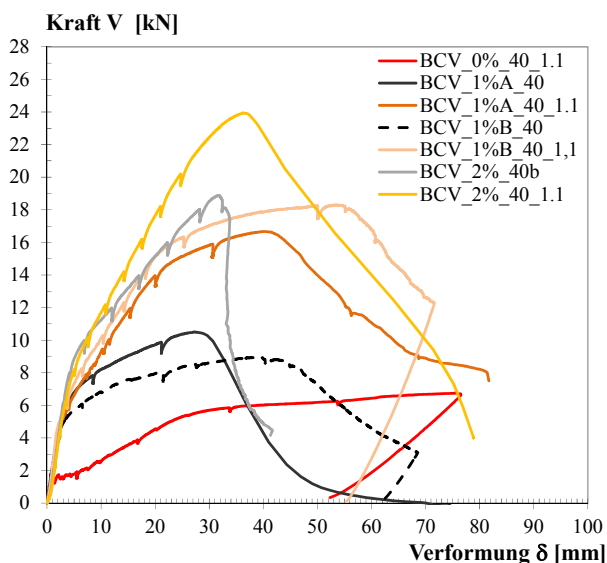


Abbildung 4.2. Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 40 mm

Nach Bildung der ersten Risse fiel die Steifigkeit der Platten ohne Fasern stark ab. Die Steifigkeit der Platten mit Stahlfasern verminderte sich dagegen langsam und regelmässig. Für die Platten BCV 0-40-1.1 und BCV 0-40-2.5 zeichnete sich ein Zwischenplateau ab, auf dem sich die Risse bildeten. Infolge der kleinen statischen Höhe wurde die schlaffe Bewehrung nicht sofort belastet. Nach diesem Zwischenplateau wurde die schlaffe Bewehrung aktiviert und die Steifigkeit stieg linear an. Im gerissenen Stadium II stiegen die Verformungen aller Platten entsprechend ihres Bewehrungsgehalts linear an.

Am Ende des Stadiums II neigten sich die Verformungslinien und zeigten ein Fließen der schlaffen Bewehrung an. Die Verformungen konzentrierten sich auf einen Riss, der sich progressiv bis zum Versagen des Versuchselements öffnete. Nach dem Erreichen der maximalen Last sank die Steifigkeit rasch ab und zeigte ein entfestigendes Verhalten der Plattenstreifen.

Plattenstreifen von 60 mm

In den zwei Graphiken von Abb. 4.3. sind die Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 60 mm Dicke und einem Bewehrungsgehalt von 0%, 1.1% und 2.5% aufgezeichnet. Aus diesen Kurven geht hervor, dass im ungerissenen Stadium die Steifigkeiten aller Plattenstreifen praktisch identisch waren. Die ersten Risse erschienen für die Plattenstreifen mit Stahlfasern bei einer Last von ungefähr 13 kN und für die Plattenstreifen ohne Fasern bei nur 5 kN. Dieser relativ grosse Unterschied ist wieder auf eine Mikro-Rissbildung vor den Belastungsversuchen infolge Eigenspannungen in der Bindemittelmatrix zurückzuführen.

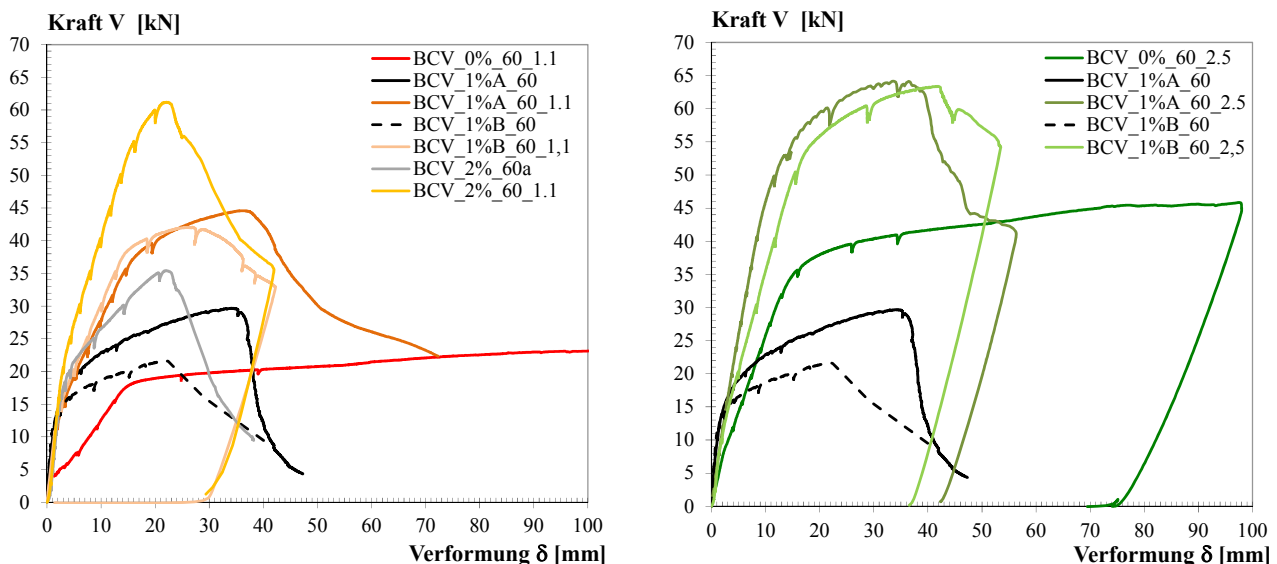


Abbildung 4.3. Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 60 mm

Nach Bildung der ersten Risse fiel die Steifigkeit der Platten ohne Fasern stark ab. Die Steifigkeit der Platten mit Stahlfasern verminderte sich dagegen langsam und regelmässig. Im Gegensatz zu den Platten von 40 mm Dicke bildete sich kein Zwischenplateau, da die schlaffe Bewehrung nach der Rissbildung sofort belastet wurde. Im gerissenen Stadium II stiegen die Verformungen aller Platten entsprechend ihres Bewehrungsgehalts linear an.

Am Ende des Stadiums II neigten sich die Verformungslinien und zeigten ein Fließen der schlaffen Bewehrung an. Die Verformungen konzentrierten sich auf einen Riss, der sich progressiv bis zum Versagen des Versuchselements öffnete. Nach dem Erreichen der maximalen Last sank die Steifigkeit rasch ab und wies ein entfestigendes Verhalten der Plattenstreifen auf.

Plattenstreifen von 80 mm

In den zwei Graphiken von Abb. 4.4. sind die Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 80 mm Dicke und einem Bewehrungsgehalt von 0%, 1.1% und 2.5% aufgezeichnet. Aus diesen Kurven geht hervor, dass im ungerissenen Stadium die Steifigkeiten aller Plattenstreifen praktisch identisch waren. Die ersten Risse erschienen für die Plattenstreifen mit Stahlfasern bei einer Last von ungefähr 15 kN und für die Plattenstreifen ohne Fasern bei nur 5 kN. Dieser relativ grosse

Unterschied ist wieder auf eine Mikro-Rissbildung vor den Belastungsversuchen infolge Eigenspannungen in der Bindemittelmatrix zurückzuführen.

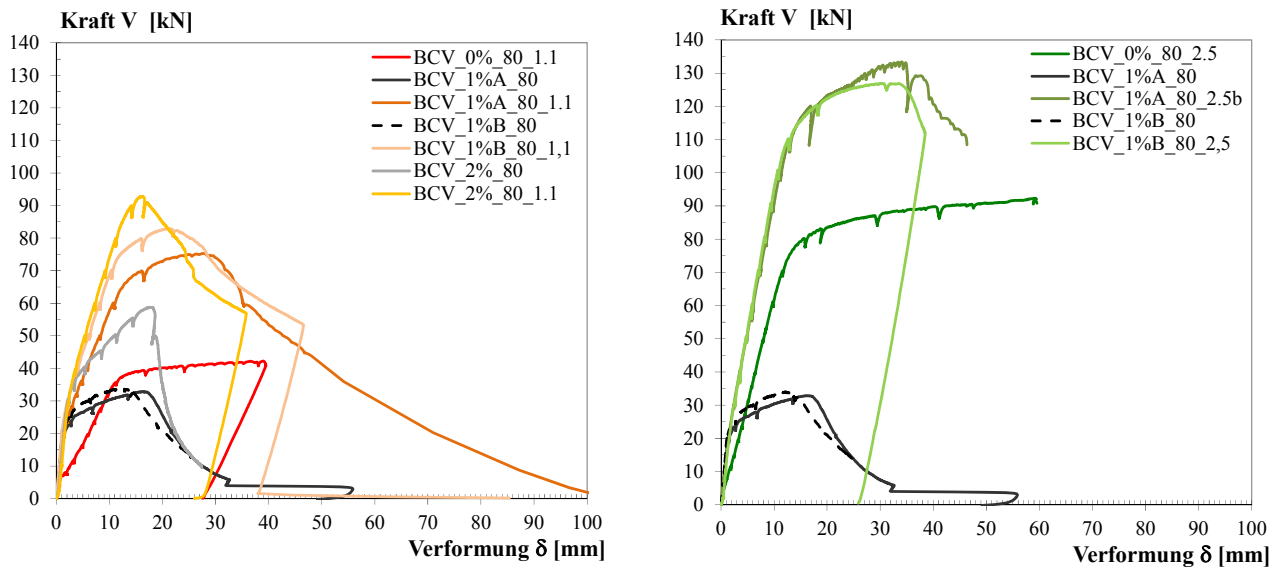


Abbildung 4.4. Kraft-Verformungslinien der Plattenstreifen von 80 mm

Nach Bildung der ersten Risse fiel die Steifigkeit der Platten ohne Stahlfasern stark ab. Die Steifigkeit der Platten mit Stahlfasern verminderte sich dagegen langsam und regelmässig. Wie bei den Platten von 60 mm Dicke bildete sich kein Plateau, da die schlaffe Bewehrung nach der Rissbildung sofort belastet wurde. Im gerissenen Stadium II stiegen die Verformungen aller Platten entsprechend ihres Bewehrungsgehalts linear an.

Am Ende des Stadiums II neigten sich die Verformungslinien und zeigten ein Fließen der schlaffen Bewehrung an. Die Verformungen konzentrierten sich auf einen Riss, der sich progressiv bis zum Versagen des Elements öffnete. Nach dem Erreichen der maximalen Last sank die Steifigkeit rasch ab und zeigte ein entfestigendes Verhalten der Versuchsplatten. Die Versuchsplatte BCV_0%_80_2.5, ohne Stahlfasern, wies einen spröden Bruch infolge eines schlagartigen Versagens der Betondruckzone auf. Dieser spröde Bruch wurde bei den andern Versuchsplatten durch die Stahlfasern verhindert, die eine Einschnürung der Druckzone bewirken.

4.4 Analysen und Folgerungen

In dieser zweiten Versuchsreihe, mit 35 Versuchselementen, wurde das Tragverhalten von dünnen Plattenstreifen aus UHFB unter linearer Biegebeanspruchung untersucht. Die Plattenstreifen unterschieden sich in ihrer Dicke, im Faseranteil und im Bewehrungsgehalt. Parallel zu den Versuchen an Plattenstreifen wurden wiederum zahlreiche Untersuchungen an unterschiedlichen Versuchskörpern zur Bestimmung der Betoneigenschaften durchgeführt. Das Ziel dieser zweiten Versuchsreihe war es, das Tragverhalten und den Biegezugwiderstand von dünnen Plattenstreifen zu analysieren und den Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Verformungen, die Rissbildung und den Bruchvorgang zu bestimmen. Ausserdem sollten der Massstabseffekt und der Einfluss des Schlankheitsgrads untersucht werden.

Nach einer ersten Analyse der Versuchsergebnisse konnten folgende Schlüsse gezogen werden:

- Der UHFB erwies sich als sehr geeignet für die Herstellung von dünnen Plattenelementen, mit oder ohne schlaffe Bewehrung. Die Versuche haben gezeigt, dass für die Bemessung die Wirkungen der Stahlfasern und der schlaffen Bewehrung überlagert werden können.
- Für sehr dünne Elemente ist die Effizienz der schlaffen Bewehrung infolge der geringen statischen Höhe relativ bescheiden. Die schlaffe Bewehrung kann jedoch als Sicherheit gegen eine unsachgemässe Behandlung der Bauteile bei Transport oder Einbau dienen.
- Die Herstellung der Versuchselemente und insbesondere der Betoniervorgang haben einen entscheidenden Einfluss auf deren Tragverhalten und Festigkeit. Die Fasern richten sich

vornehmlich im Sinne des Betonflusses und erhöhen in dieser Richtung die mechanischen Eigenschaften. Diese Anisotropie des Verhaltens ist ausgeprägter für die Plattenstreifen mit gemischten als mit kurzen Fasern.

- Der Abstand der schlaffen Bewehrung sollte den Wert von drei Faserlängen nicht unterschreiten, um den Betoniervorgang nicht negativ zu beeinflussen.
- Gewisse Versuche an Plattenstreifen mit einem Fasergehalt von 2%, ohne schlaffe Bewehrung, wurden wiederholt. Es zeigte sich, dass die Versuchsergebnisse eine Abweichung von 5 bis 15% aufwiesen. Die Anzahl der durchgeführten Versuche war jedoch zu beschränkt um statistische Aussagen zu erlauben.
- Bei zwei Plattenstreifen ohne Faserbewehrung wurde ein Spröbruch der Druckzone festgestellt. Es erscheint somit notwendig, für Hochleistungsbetone eine der Druckfestigkeit entsprechende Faserbewehrung vorzusehen.

5. Biege- und Durchstanzversuche an quadratischen Platten

5.1 Zielsetzung

Die hohen Festigkeitswerte des UHFB erlauben den Einsatz von dünnen Platten, die in Abhängigkeit der vorherrschenden Einwirkungen mit oder ohne schlaffe Bewehrung hergestellt werden können. Für die Bemessung sind im Gebrauchszustand normalerweise die Verformungen und die Rissbildung entscheidend. Für den Bruchzustand kann jedoch auch das Durchstanzen infolge einer konzentrierten Last entscheidend werden.

Der Widerstand einer Stahlbetonplatte gegen Durchstanzen ist abhängig vom nichtlinearen Verhalten des Werkstoffs sowie von den Verformungen und der Rissbildung des Bauteils. Es ist somit schwierig, diesen Widerstand rein analytisch zu bestimmen. Es ist auch noch nicht nachgewiesen, ob die für Normalbeton erstellten Modelle des Tragverhaltens auf Bauteile in UHFB übertragen werden können. Ausserdem existieren noch sehr wenige Versuchsergebnisse auf dem Gebiet des Durchstanzens von Platten aus UHFB.

Aus diesen Gründen wurde in einer dritten Versuchsreihe das Problem des Durchstanzens von Platten aus UHFB untersucht. Insbesondere wurde der Einfluss verschiedener Parameter auf das Biege- und Schubverhalten von dünnen Platten aus UHFB analysiert.

Entsprechend wurde die Zielsetzung folgendermassen formuliert:

- Analyse des Tragverhaltens von dünnen Plattenelementen aus UHFB unter der Einwirkung von Biege- und Schubbeanspruchungen,
- Einfluss des Fasergehalts und der schlaffen Bewehrung auf die Verformungen, die Rissbildung und den Widerstand gegen Durchstanzen,
- Nachweis der bestehenden Modelle oder Erstellung eines neuen Modells für das Tragverhalten von Plattenelementen aus UHFB sowie Ausarbeitung von Richtlinien für deren Bemessung.

5.2 Beschreibung der Versuche

Die dritte Versuchsreihe umfasste 20 quadratische Platten aus UHFB mit einer Seitenlänge von 960 mm. Die Versuchsparameter waren der Fasergehalt, die schlaffe Bewehrung und die Dicke der Platten.

Folgende zwei Betonqualitäten wurden gewählt:

- BCV[®] 1% A 79 kg/m³ Stahlfasern (kurz)
- BCV[®] 2% 158 kg/m³ Stahlfasern (gemischt)

In diesen Betonqualitäten wurden quadratische Platten mit einer Dicke von 30, 40, 60, 80 mm hergestellt. Der Bewehrungsgehalt betrug 0%, 1,0%, 1,9% in beiden Richtungen.

Die Versuchselemente wurden als gelenkig gelagerte Platten durch acht Zugstangen auf einem Kreis von 880 mm Durchmesser verankert und durch einen Hydraulikzylinder im Zentrum belastet (Abb. 5.1.). Die Krafteinleitung im Zentrum erfolgte über einen Stahlzylinder von 80 mm

Durchmesser. Die freie Lagerung der Platten wurde durch acht PTFE Gelenklager an den Gewindestangen sichergestellt. Um die Rissbildung besser beobachten zu können, wurde die Versuchsanordnung so gewählt, dass die Zugzone gegen oben gerichtet war (Abb. 5.2.). Die Belastung erfolgte stufenweise, im elastischen Bereich kraftgesteuert und im gerissenen Bereich dehnungsgesteuert.

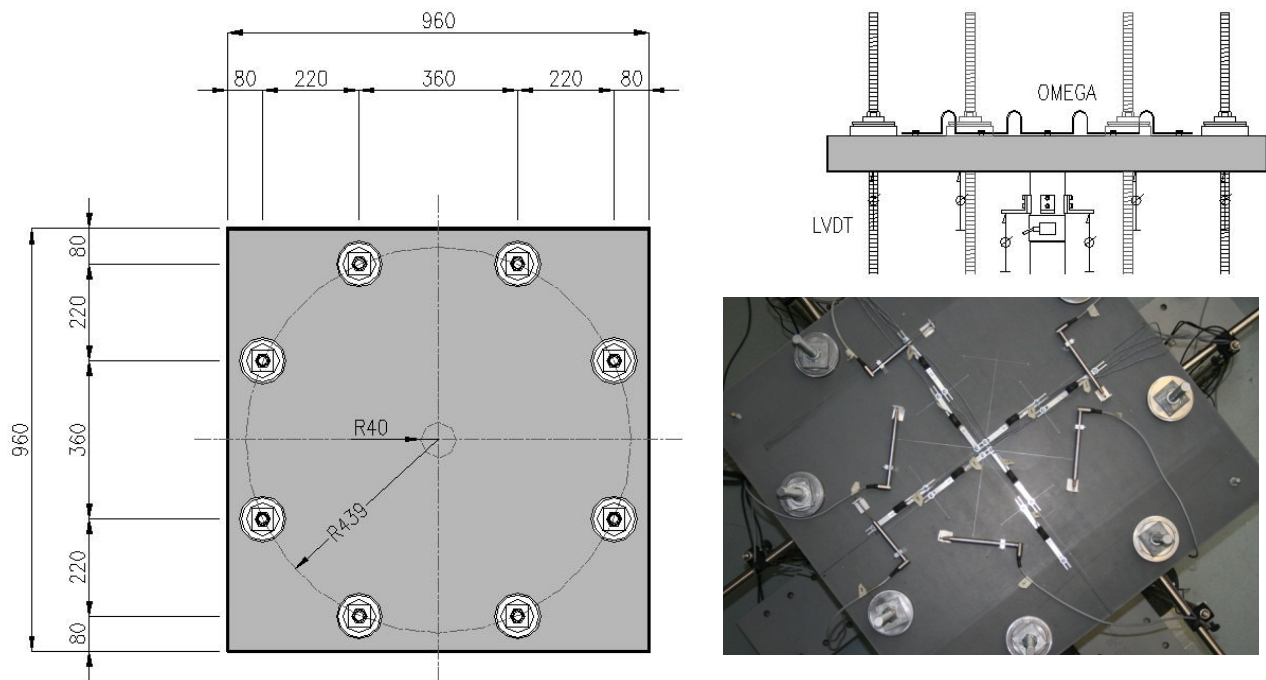


Abbildung 5.1. Versuchsanordnung für Durchstanzen

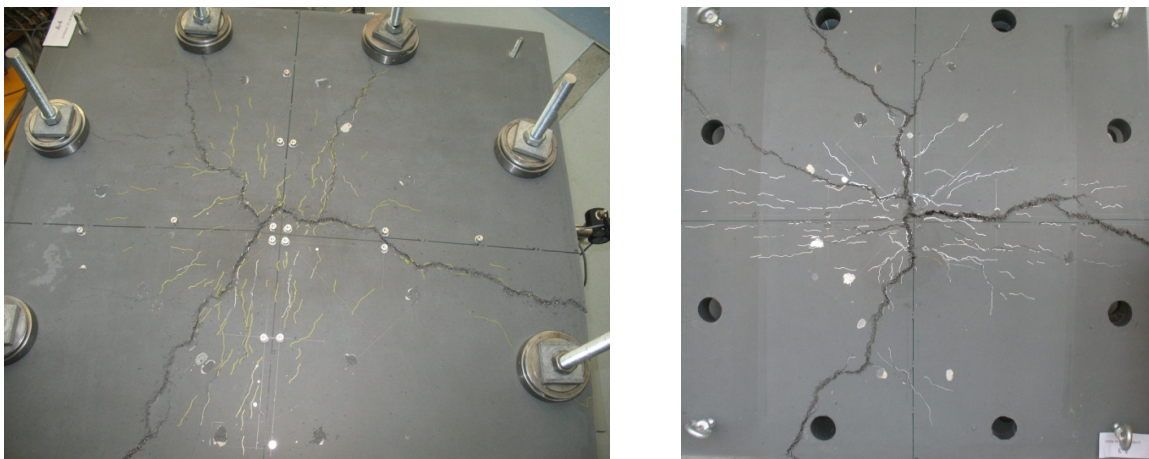


Abbildung 5.2. Belastungsversuche an Platten

Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Kräfte durch elektronische Kraftmessdosen,
- Messung der Durchbiegungen durch elektronische Induktivaufnehmer,
- Messung der Dehnungen und Stauchungen sowie der Öffnung der Risse durch Omega-Aufnehmer oder Induktivaufnehmer unter 45°,

Die Messresultate wurden durch eine zentrale Messstation erfasst und verarbeitet.

5.3 Versuchsergebnisse

Im Zeitpunkt der Redaktion dieses Beitrags sind die experimentellen Untersuchungen der dritten Versuchsreihe abgeschlossen. Die Auswertung der Resultate ist im Gang und erlaubt, gewisse Folgerungen zu ziehen. Eine Beurteilung des Verhaltens der verschiedenen Bauteile aus UHFB kann jedoch erst in einigen Monaten erfolgen. Dazu müssen die Messungen und Beobachtungen noch genauer analysiert und mit den rechnerischen Werten verglichen werden.

In Abb. 5.3 sind die Kraft-Verformungslinien für die verschiedenen Platten aufgezogen. Aus diesen Graphiken geht hervor, dass alle Versuchsplatten ohne schlaffe Bewehrung einen Biegebruch mit der Bildung von klaren Bruchlinien erlitten. Für einen Fasergehalt von 2% konnte ein Versagen infolge Durchstanzen verhindert werden.

Die Versuchsplatten mit schlaffer Bewehrung konnten bis zur Fließgrenze der Biegebewehrung belastet werden. Anschliessend erfolgte der Bruch infolge Durchstanzen nach einem kurzen Fließplateau. Die maximale Last sowie der Lastabfall werden bestimmt durch die Dicke der Versuchsplatte und den Bewehrungsgehalt. Im Gegensatz zu normalen Betonplatten erfolgt der Bruch für die Platten aus UHFB kontinuierlich, ohne plötzlichen Lastabfall oder Spröbruch.

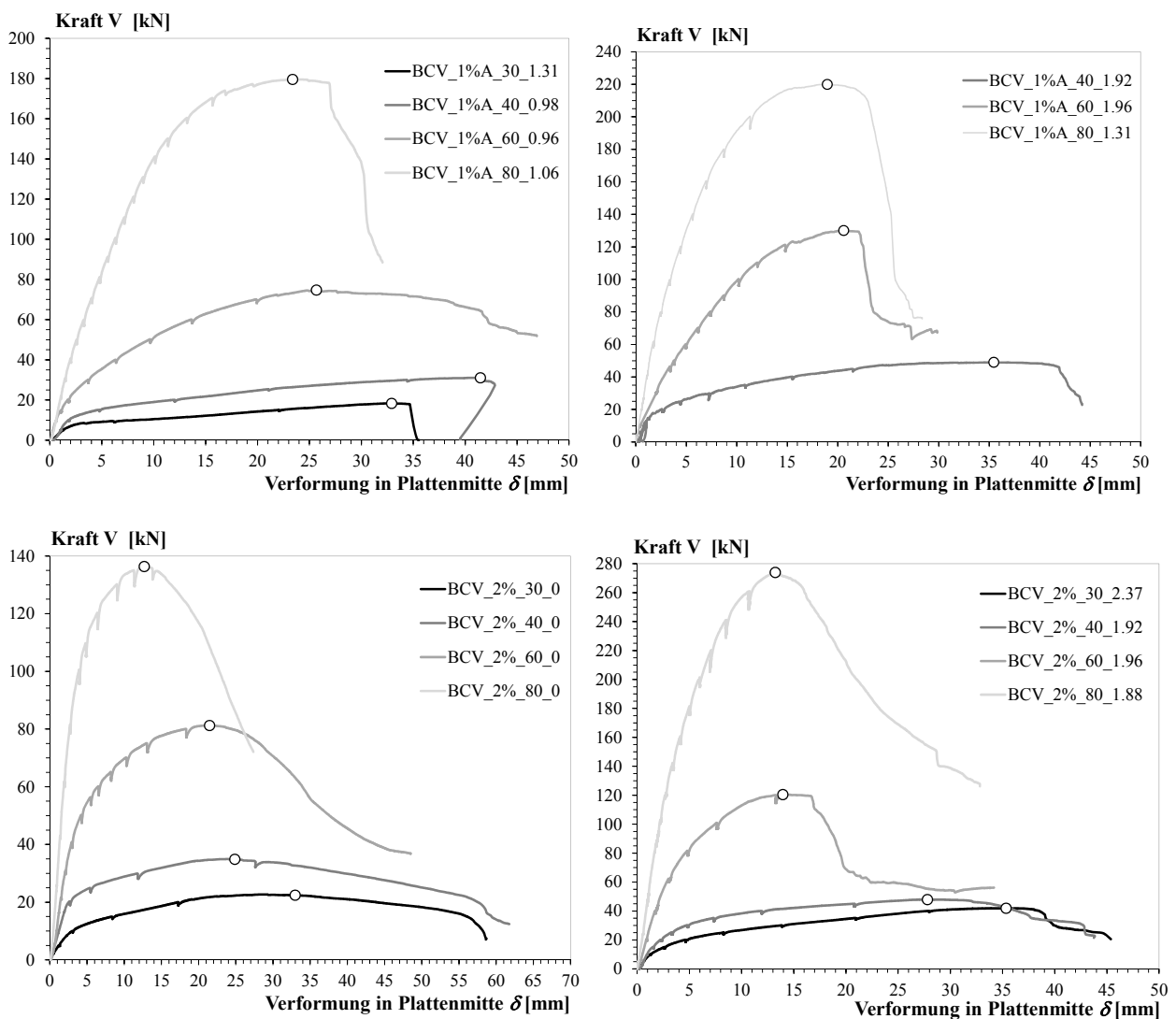


Abbildung 5.3. Kraft-Verformungslinien der Versuchsplatten

6. Biegeversuche an oktagonalen Platten

6.1 Zielsetzung

Die vierte Versuchsreihe befasst sich mit dem Tragverhalten von Plattenelementen unter zweiachsiger Biegebeanspruchung, mit Biege- und Torsionsmomenten. Insbesondere sollte der Einfluss verschiedener Versuchsparameter auf das Verformungsverhalten und die Rissbildung sowie auf den Tragwiderstand analysiert werden.

Entsprechend wurde die Zielsetzung folgendermassen formuliert:

- Analyse des Tragverhaltens von dünnen Plattenelementen aus UHFB unter der Einwirkung einer zweiachsigen Biegebeanspruchung,
- Einfluss des Fasergehalts und einer schlaffen Bewehrung auf die Verformungen, die Rissbildung sowie den Widerstand gegen Biegung und Schub,
- Nachweis der bestehenden Modelle oder Erstellung eines neuen Modells für das Tragverhalten von Plattenelementen aus UHFB; Ausarbeitung von Richtlinien für deren Bemessung.

6.2 Beschreibung der Versuche

Die vierte Versuchsreihe umfasst 16 oktagonale Platten mit einem Seitenabstand von 2040 mm. Die Versuchsparameter sind der Fasergehalt, die schlaffe Bewehrung und die Dicke der Platten.

Folgende zwei Betonqualitäten wurden gewählt:

- BCV[®] 1% A 79 kg/m³ Stahlfasern (kurz)
- BCV[®] 2% 158 kg/m³ Stahlfasern (gemischt)

Die Dicke der Plattenelemente beträgt 30, 40, 60, 80 mm. Der Bewehrungsgehalt beträgt 0%, 1.0%, 2.0% in beiden Richtungen.

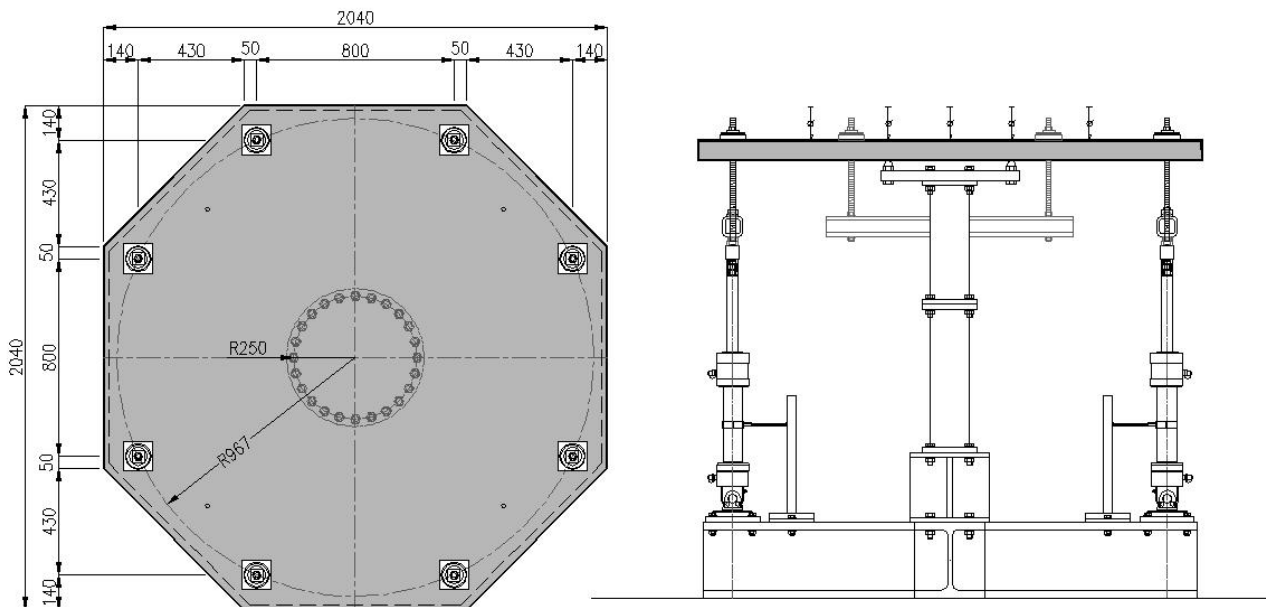


Abbildung 6.1. Versuchsanordnung Tragverhalten von Platten

Die Versuchselemente werden als gelenkig gelagerte Platten auf einem Kreis von 1934 mm durch acht Zugstangen belastet. Im Zentrum liegen die Platten auf 32 kugelförmigen Lagern, die auf einem Kreis von 500 mm Durchmesser angeordnet sind. Die Krafteinleitung erfolgt über die acht gelenkig gelagerten Zugstangen durch vier Hydraulikzylinder. Um die Rissbildung besser beobachten zu können, wurde die Versuchsanordnung so gewählt, dass die Zugzone der Platten

gegen oben gerichtet ist. Die Belastung erfolgt stufenweise, im elastischen Bereich kraftgesteuert und im gerissenen Bereich dehnungsgesteuert.

Es werden folgende Messungen durchgeführt:

- Messung der Kräfte durch elektronische Kraftmessdosen,
- Messung der Durchbiegungen durch elektronische Induktivaufnehmer,
- Messung der Dehnungen sowie der Öffnung der Biegerisse durch Omega-Aufnehmer und Induktivaufnehmer.

Die Messresultate werden durch eine zentrale Messstation erfasst und verarbeitet.

Die vierte Versuchsreihe wird im Oktober 2011 in Angriff genommen. Im Zeitpunkt der Redaktion dieses Beitrags sind somit noch keine Versuchsergebnisse verfügbar. Das Verhalten von dünnen Platten aus UHFB unter zweiachsiger Biegung wird deshalb in einem späteren Zeitpunkt vorgestellt.

7. Zusammenfassung und Folgerungen

Seit über zehn Jahren werden an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg theoretische und experimentelle Untersuchungen auf dem Gebiet des Hochleistungsbetons (HLB) durchgeführt. Auf der Grundlage dieser Erfahrungen werden seit 2007 auch Untersuchungen an Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden ausgelöst durch ein Forschungsmandat zur Prüfung von L-förmigen Fassadenelementen für den Bau eines Geschäftshochhauses in Marseille. Im Anschluss an dieses Mandat entwickelte sich eine intensive Zusammenarbeit mit dem französischen Zementhersteller Vicat SA mit dem Ziel, die praktische Anwendung des UHFB zu fördern, insbesondere durch eine verbesserte Kenntnis dieses neuen Werkstoffs.

Im Rahmen des Forschungsprojekts *Bétons fibrés à ultra-hautes performances* werden umfangreiche Untersuchungen über das Tragverhalten von Bauteilen in UHFB durchgeführt. Diese Arbeiten erfolgen unter der Mitwirkung des Vorfabrikationswerks Creabéton Matériaux AG und des Ingenieurbüros Mantegani & Wysser SA.

Die Grundlage der Untersuchungen bildete ein durch Vicat SA und dessen technisches Bureau Sigma Béton SA entwickelter UHFB, der unter der Bezeichnung BCV[®] *Béton Composite Vicat* im Handel ist. Der BCV[®] hat Zuschlagstoffe mit einer optimierten Siebkurve von 0 bis 3 mm, einen Wasser-Zement-Faktor von ungefähr 0.16 und einen hohen Anteil von Hochleistungs-Verflüssigern. Diese Zusammensetzung ergibt eine sehr kompakte Bindemittelmatrix. Als Frischbeton ist der BCV selbstverdichtend. Mit dem BCV[®] wurden in den letzten Jahren, vor allem in Frankreich, verschiedene beachtenswerte Bauwerke und Bauteile erstellt.

Der BCV[®] ist dem Bedarf entsprechend in unterschiedlicher Zusammensetzung erhältlich. Der *BCV Structures*[®] wird eingesetzt für stark beanspruchte Bauteile, der *BCV Couleur*[®] ist vorgesehen für dünne Bauteile von architektonischem Charakter. Die an der HTA Freiburg durchgeführten Untersuchungen erfolgten vornehmlich mit dem *BCV Structures*[®]. Der Fasergehalt sowie die Eigenschaften der Fasern wurden auf Grund der gewünschten Zugfestigkeit des Betons gewählt.

Die experimentellen Untersuchungen umfassten vier Versuchsreihen:

- In einer ersten Versuchsreihe, einer Parameterstudie mit Versuchen an 19 Balken aus UHFB, wurde das Tragverhalten von linearen Bauteilen unter Biege- und Schubbeanspruchungen untersucht;
- In einer zweiten Versuchsreihe, mit 35 Versuchskörpern, wurde das Tragverhalten von dünnen Plattenstreifen aus UHFB unter linearer Biegebeanspruchung studiert;
- In einer dritten Versuchsreihe, mit 20 quadratischen Plattenelementen, wurde Tragverhalten unter Biegebeanspruchung sowie das Problem des Durchstanzens von Platten aus UHFB analysiert;
- Die vierte Versuchsreihe, mit 16 oktogonalen Versuchskörpern, befasste sich mit dem Tragverhalten von Plattenelementen unter zweiachsiger Biegebeanspruchung, mit Biege- und Torsionsmomenten.

Parallel zu den Versuchen an Bauelementen wurden zahlreiche Versuche an Prüfkörpern durchgeführt, um die rheologischen und mechanischen Eigenschaften des BCV[®] zu ermitteln.

Mit diesen Untersuchungen sollte, für einen bestimmten UHFB, das Tragverhalten von unterschiedlichen Bauteilen unter dem Einfluss verschiedener Einwirkungen analysiert werden. Diese Analyse sollte einen Beitrag leisten zur Ausarbeitung von Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB.

Im Zeitpunkt der Redaktion dieses Beitrags sind die experimentellen Untersuchungen der ersten drei Versuchsreihen abgeschlossen. Die vierte Versuchsreihe wurde Mitte Oktober 2011 in Angriff genommen und wird im März 2012 abgeschlossen sein. Die Auswertung der Resultate ist im Gang und erlaubt, gewisse Folgerungen zu ziehen. Eine abschliessende Beurteilung des Verhaltens der verschiedenen Bauteile aus UHFB kann jedoch erst in einigen Monaten erfolgen. Dazu müssen die Messungen und Beobachtungen genauer analysiert und mit den rechnerischen Werten verglichen werden. Des Weiteren müssen die Versuchswerte den an der ETH Lausanne ausgearbeiteten Bemessungsvorschlägen [12] gegenübergestellt werden.

Im Folgenden sind die ersten Analysen und Folgerungen der ersten drei Versuchsreihen aufgezeigt.

- Die hohen mechanischen Eigenschaften der UHFB erlauben, Bauteile ohne schlaffe Bewehrungen herzustellen. Eine besondere Beachtung muss jedoch dem Kriterium der Duktilität (Nachrissfestigkeit) gewidmet werden. Während die Balken mit Stahlfasern ein verfestigendes Biegeverhalten mit einer Mehrfachrissbildung aufwiesen, wurde für die Balken mit Synthetikfasern ein entfestigendes Biegeverhalten mit einer einfachen Rissbildung beobachtet.
- Der Einsatz von UHFB mit schlaffer Bewehrung ist vorteilhaft für Bauteile mit geringen Abmessungen, komplexer Geometrie und bestimmten Hauptspannungs-Richtungen. Die schlaffe Bewehrung erlaubt, den Fasergehalt zu vermindern und somit die Kosten des UHFB zu senken. Der Fasergehalt muss jedoch genügend sein, um die Zugspannungen infolge der "sekundären" Beanspruchungen (Schub, Torsion, inhomogene Spannungsverteilung) aufnehmen können.
- Der Einsatz von UHFB mit Vorspannung ist interessant für schlanke Bauteile mit grosser Spannweite. Die hohe Druckfestigkeit erlaubt wesentlich höhere Vorspannkräfte. Ausserdem wird durch die Stahlfasern eine Einschnürung erzielt, welche die Druckfestigkeit zusätzlich erhöht.
- Der UHFB erweist sich als geeignet für die Herstellung von dünnen Plattenelementen, mit oder ohne schlaffe Bewehrung. Die Versuche haben gezeigt, dass für die Bemessung die Wirkungen der Stahlfasern und der schlaffen Bewehrung überlagert werden können.
- Für sehr dünne Elemente ist die Effizienz der schlaffen Bewehrung infolge der geringen statischen Höhe relativ bescheiden. Die schlaffe Bewehrung kann jedoch als Sicherheit gegen eine unsachgemässe Behandlung der Bauteile bei Transport oder Einbau dienen.
- Die Herstellung von Bauteilen aus UHFB und insbesondere der Betoniervorgang haben einen entscheidenden Einfluss auf deren Tragverhalten und Festigkeit. Die Fasern richten sich vornehmlich im Sinne des Betonflusses und erhöhen in dieser Richtung die mechanischen Eigenschaften. Diese Anisotropie des Verhaltens ist ausgeprägter für die Plattenstreifen mit gemischten als mit kurzen Fasern.
- Bei gewissen Plattenstreifen ohne Faserbewehrung wurde ein Sprödbruch der Druckzone festgestellt. Es erscheint somit notwendig, für Hochleistungsbetone eine der Druckfestigkeit entsprechende Faserbewehrung vorzusehen.

Verdankungen

Die Untersuchungen an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg auf dem Gebiet des Ultra-Hochleistungs-Faserbetons wurden finanziell und materiell unterstützt durch den französischen Zementhersteller Vicat SA und dessen technisches Bureau Sigma Béton. Die Arbeiten erfolgten in Zusammenarbeit mit dem Vorfabrikationswerk Creabéton Matériaux AG und dem Ingenieurbüro Mantegani & Wysser SA. Die Bewehrungsstäbe wurden durch die Firma Stahl-Gerlafingen AG speziell hergestellt und kostenlos geliefert.

Die Autoren danken allen Beteiligten für die wertvolle Unterstützung der Forschungsarbeiten.

Literatur

- [1] Suter R., Bergmeister K. *Tübbing aus Stahlfaserbeton- Optimierung der Bewehrung durch experimentelle Untersuchungen*, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11/04
- [2] Suter R., Buchs P. *Steel fibre reinforcement for tunnels under severe geological conditions*, IABSE Symposium, Lisbon, 2005
- [3] Béton à fibres – *Performances et Perspectives*. Journée d'étude du 24 juin 2004 à Fribourg
- [4] *Bétons à hautes performances renforcés de fibres métalliques*. Rapport de synthèse du projet de recherche CTI, Fribourg, 2009
- [5] Moreillon L., Suter R., Zwicky D. *High performance fiber reinforced concrete for double-tee beams*. IABSE Symposium, Bangkok, 2009
- [6] Suter R., Moreillon L. *Punching shear strength of high performance fibre reinforced concrete slabs*. fib Congress, Washington, 2010
- [7] *Ultra High Performance Concrete (UHPC) – 10 years of research and development*, University of Kassel, 2007
- [8] Toutlemonde F., Resplendino J. *Designing and Building with UHPFRC – State of the art and Development*, Proceedings of UHPFRC Symposium, Marseille 2009.
- [9] RILEM TC 162-TDF, *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete*. RILEM, Bagneux, 2000
- [10] Directive AFGC-SETRA, *Recommandations provisoires - Bétons fibrés à ultra-hautes performances*. Paris, 2002
- [11] Norm SIA 162/6, Stahlfaserbeton. SIA, Zürich, 1999
- [12] Brühwiler E., Denarié E. *Bauweise in Ultra-Hochleistungsfähigem Faser-feinkorn-Beton*, Entwurf E-01: Stand 30. September 2011
- [13] *Experimentelle Untersuchungen an Bauteilen aus UHFB*, Versuchsberichte HTA Freiburg, 2012 (in Vorbereitung)

Comportement au cisaillement des BFUP

Lionel MOREILLON

Ph. D. candidate

Université Paris-Est

Ecole d'ingénieurs et

d'architectes de Fribourg

Robert LE ROY

Directeur de thèse

UR Navier

Structures Hétérogènes

ENPC / France

René SUTER

Dr. sc.techn. professeur

Ecole d'ingénieurs et

d'architectes de Fribourg

Résumé

Le cisaillement est un mode de rupture souvent déterminant pour assurer la résistance des structures en béton armé ou précontraint. Pour des éléments ne comportant pas d'armatures transversales, ce mode de rupture est généralement fragile entraînant l'effondrement de la structure sans signes avant-coureurs. L'importante ténacité en traction des Bétons Fibrés Ultra-Performants (BFUP) permet aux éléments d'atteindre des résistances ainsi qu'une capacité de déformation au cisaillement nettement supérieures. Dans la majorité des cas, la résistance du BFUP seul est suffisante permettant ainsi de s'affranchir d'une armature transversale.

A travers plusieurs études menées à l'Ecole d'Ingénieurs et d'Architectes de Fribourg (EIA-FR) et ailleurs, cet article a pour objectifs de montrer le comportement au cisaillement d'éléments de structure en BFUP d'une part, et présenter des méthodes de dimensionnement d'autre part.

Mots-clés: Effort tranchant, poinçonnement, efforts concentrés, éléments armés, éléments précontraints, dalles, poutres.

1. Introduction

Les Bétons Fibrés Ultra-Performants (BFUP) présentent des propriétés, en termes mécanique et de durabilité, nettement plus élevées que les bétons conventionnels. Ces caractéristiques en font un matériau adapté à la réalisation d'éléments minces et/ou aux formes complexes en permettant de s'affranchir d'armatures conventionnelles. Quelques réalisations remarquables mettent en évidence le potentiel des BFUP dans les domaines des ouvrages d'art et des bâtiments [1] [2].

Dès les premiers développements des bétons de fibres, une réduction voire la suppression totale des armatures dites secondaires dans les éléments de structure s'est avéré être une application parfaitement adaptée [3]. La distribution aléatoire des fibres permet, si elles sont en quantité suffisante, un contrôle efficace de la fissuration. De nombreuses études expérimentales mettent en évidence la capacité des bétons de fibres à diminuer voir à remplacer totalement les armatures d'effort tranchant dans les poutres (fig. 1) [4] [5]. Au niveau de la résistance au poinçonnement le constat est similaire [6] [7]. Les caractéristiques importantes en traction des BFUP permettent de répondre pleinement à ce rôle.

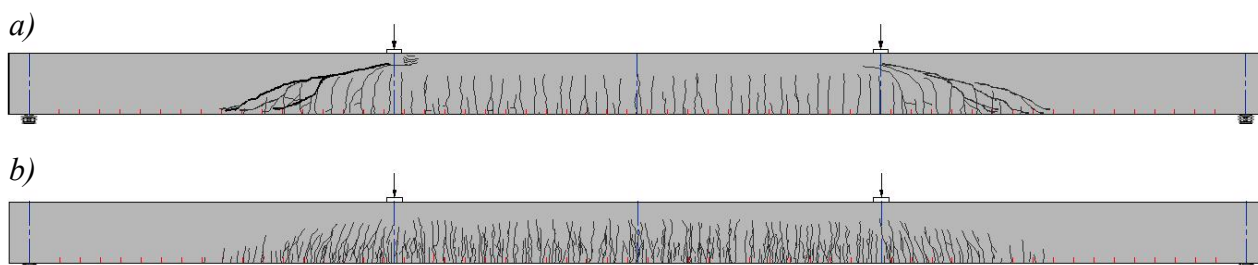


Figure 1 : Aspect de la fissuration à la rupture de poutres précontraintes par pré-tension sans armatures transversales, a) BHP sans fibres b) BFHP 60 kg/m³ [5].

2. Des bétons de fibres aux bétons fibrés ultra-performants

Développés dans les années 1960, les bétons de fibres ont connu un développement important et connaissent de plus en plus d'applications concrètes [3]. Un béton de fibres est composé d'une matrice cimentaire et de fibres distribuées aléatoirement dans la masse. Les fibres sont incorporées durant le malaxage du béton. La nature des fibres peut être métallique, synthétique ou naturelle. Les fibres métalliques sont utilisées pour des applications structurelles alors que les fibres synthétiques sont principalement destinées au contrôle de la fissuration au jeune âge et à l'amélioration du comportement au feu. Dans la suite de cet article, nous parlerons uniquement de fibres métalliques.

Dans ce paragraphe, les exemples d'applications et les chiffres sont donnés à titre indicatifs et permettent une certaine classification. Les bétons de fibres (BF) de résistances ordinaires, destinés par exemple à un dallage industriel, contiennent environ 30 à 50 kg/m³ de fibres métalliques de longueur 50 à 100 mm avec une forme travaillée (crochets, ondulées etc.) afin d'assurer leur ancrage. La composition et la résistance de la matrice cimentaire est identique à un béton conventionnel. La résistance en traction post-fissuration des BF est modeste mais néanmoins suffisante pour ce type d'application. Les bétons fibrés à hautes performances (BFHP), sont principalement destinés à la préfabrication d'éléments de structure ou d'éléments spéciaux fortement sollicités. Ils contiennent 40 à 100 kg/m³ de fibres en acier à haute résistance, lisses ou avec ancrages et de longueur 20 à 60 mm. Les BFHP ont une matrice cimentaire optimisée et des caractéristiques similaires aux bétons à haute résistance (BHR). La résistance en compression de ces bétons est comprise entre 70 et 120 MPa. Le comportement en traction des BFHP est intéressant et permet la réduction voire la suppression totale des armatures secondaires (contrôle de la fissuration, cisaillement,...) [5] [6].

Par rapport aux BF et BFHP, les bétons fibrés ultra-performants (BFUP) présentent une homogénéité et une compacité nettement plus élevée. Ceci se traduit par une résistance en compression supérieure à 120 MPa ainsi qu'une faible perméabilité aux agents extérieurs [19]. Ces propriétés sont atteintes, en abaissant le rapport eau/liant à une valeur inférieure ou égale à 0,2, valeur rendu possible par l'emploi de superplastifiants de dernière génération. La granulométrie des BFUP ne comporte pas de granulats grossiers ($d_g \leq 8$ mm). Les granulats sont sélectionnés et proviennent de roches mères de grande dureté et de fortes résistances. La quantité de liant est souvent supérieure à 1000 kg/m³ et se compose de ciment et d'additions pouzzolaniques telles que les fumées de silice. Ces additions ultrafines jouent un rôle important à l'état frais (effet filler) et ont un coefficient d'activité supérieur à 2 (contribution à la résistance par rapport au ciment dont l'activité est prise à 1).

Outre leur résistance en compression très élevée, les caractéristiques mécaniques principales des BFUP sont une résistance en traction et une ténacité élevées. Les propriétés en traction sont obtenues par l'ajout de fibres droites (5 à 30 mm) en grande quantité, de 160 à 800 kg/m³ ($V_f = 2$ à 10%). Les propriétés et la durabilité élevées permettent aux BFUP d'assurer simultanément une fonction structurelle et de protection. Cependant, le coût élevé du matériau ne le destine pas à des éléments massiques. Par conséquent, la conception d'un élément de structure en BFUP est sensiblement différente d'un élément en béton armé conventionnel.

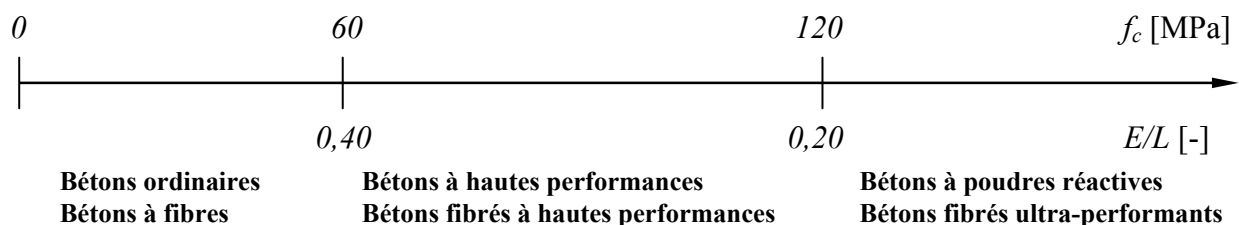


Figure 2 : Classification des différents bétons en fonction de la résistance en compression f_c et du rapport eau sur liant E/L .

A l'heure actuelle, il n'existe pas en Suisse de recommandations ou de normes sur les BFUP. Cependant, les recommandations BFUP de l'Association Française de Génie Civil AFGC-SETRA [8] et de la Société Japonaise de Génie Civil JSCE [9] [10] offrent une excellente base aux concepteurs.

3. Du matériau à la structure

Pour permettre le dimensionnement d'une structure, un ensemble de caractéristiques du matériau doivent être préalablement déterminé par des essais ou fourni par le producteur. Pour un pré-dimensionnement, les caractéristiques courantes des BFUP sont les suivantes :

- Densité ρ : 2400 – 2800 kg/m³
- Résistance en compression f_c : 130 – 250 MPa
- Résistance en traction de la matrice f_{ct} : 7 – 10 MPa
- Module d'élasticité E_c : 45 – 65 GPa
- Coefficient de Poisson ν : ~ 0.2
- Coefficient de dilatation thermique α_L : 10 - 12 $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$
- Retrait total sans traitement thermique : $\sim 600 \mu\text{m}/\text{m}$

Le comportement en compression des BFUP est linéaire environ jusqu'à la valeur maximale. *A contrario*, des bétons à haute résistance qui sont fragiles, les BFUP ont un comportement post-pic ductile dû à l'importante quantité de fibres (fig. 3). Au niveau du dimensionnement aux états limites ultimes (ELU), la partie post-pic est négligée. Aux états limites de service (ELS), le comportement peut être considéré linéaire.

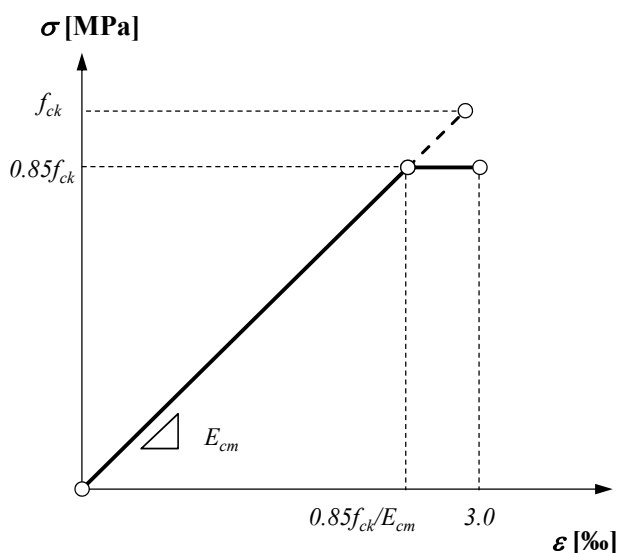


Figure 3 : Loi de comportement en compression à l'ELU du BFUP selon [8] et comparaison à la rupture de cylindres sans (à gauche) et avec fibres (à droite).

Le comportement en traction d'un béton fibré est dépendant de la formulation ainsi que de la méthode de mise en œuvre. Au niveau de la formulation, la réponse en traction est principalement dépendante de la quantité de fibres, la résistance de la matrice cimentaire, le rapport longueur/diamètre de la fibre l_f/ϕ_f et la forme de la fibre [3]. Les bétons de fibres n'ont cependant pas un comportement isotrope. Ils sont sujets à des orientations préférentielles des fibres dues aux parois des coffrages et aux méthodes de coulage. Les BFUP sont généralement auto-plaçants. Dans ce type de bétons, les fibres s'orientent parallèlement au sens des flux d'écoulement. Les éléments en BFUP étant souvent minces, les effets de parois sont importants. Ces différents effets peuvent être favorables ou défavorables suivant les cas en fonction de l'orientation des sollicitations dans l'ouvrage. Ces facteurs sont à considérer avec attention lors du dimensionnement de structures en BFUP, en particulier pour des éléments sans armatures passives.

Des BFUP avec $V_f > 2\%$ présentent généralement un comportement durcissant en traction directe, c'est-à-dire que la résistance post-fissuration apportée par les fibres est plus élevée que la résistance de la matrice cimentaire ce qui implique une multi-fissuration. Cette phase appelée pseudo plastique peut directement être exprimée en relation $\sigma(\varepsilon)$. A partir d'un allongement limite ε_u , les déformations se localisent sur une seule macro-fissure, par conséquent la relation devient $\sigma(w)$. D'autres BFUP moins dosés en fibres, ($1\% < V_f < 2\%$), sont adoucissants. La résistance post-fissuration apportée par les fibres est équivalente voire moins élevée que la résistance de la matrice cimentaire ce qui implique une courte phase pseudo plastique ou directement une localisation sur une seule macro-fissure (fig. 4). Cependant, il est intéressant de noter que des éléments de structure réalisés avec un matériau de type adoucissant peuvent présenter un comportement durcissant en flexion.

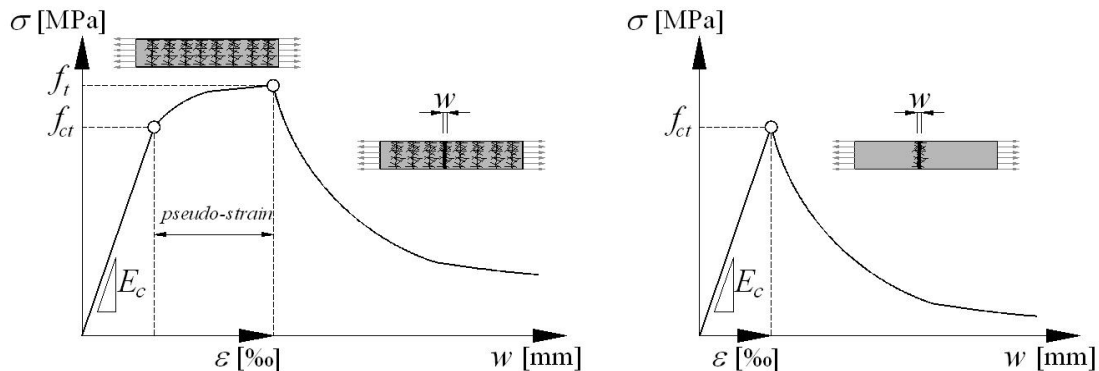


Figure 4 : Représentation schématique d'un comportement durcissant et adoucissant.

Les propriétés mécaniques (loi de comportement) sont déterminées par un ensemble d'essais spécifiques. Le comportement est identifié soit par des essais de traction directe ou de flexion sur des prismes. Si des essais de flexion sont choisis, les dimensions des prismes de caractérisation seront déterminées en fonction de critère d'élancement de la structure et de la longueur des fibres. Pour des éléments épais (poutres), des essais de flexion sur des prismes entaillés seront privilégiés. Alors que pour des éléments minces, des essais de flexion sur des prismes d'épaisseur identique à celles de ces éléments seront favorisés. Les essais de flexion, bien que plus aisés à réaliser, doivent être traités mathématiquement afin de s'affranchir de l'effet de structure [7].

Depuis 2007, l'EIA-FR mène un important projet de recherche sur les BFUP en partenariat avec Sigma béton (Vicat), Creabéton Matériaux et le bureau d'ingénieurs Mantegani & Wyseier. Ce projet de recherche vise à analyser le comportement d'éléments de structure en BFUP avec et sans armatures et à établir des modèles de calcul. Plusieurs études expérimentales sur des éléments structuraux, poutres et dalles, ont été entreprises dans ce but. Les éléments d'essai ont été réalisés avec du Béton Composite Vicat BCV[®]. Le BCV est développé par Vicat et appartient à la famille des BFUP. Le dosage en fibres est adapté en fonction des caractéristiques en traction recherchées. Ce béton a déjà fait l'objet de réalisation remarquable tel que le pont de la Chabotte sur l'autoroute A51 en France (fig. 5).



Figure 5 : Pont de la Chabotte sur l'autoroute A51 France, portée 47.4 m.

Dans le cadre des différentes études expérimentales, le BCV a été utilisé avec différents taux et types de fibres. Les quatre compositions suivantes avec leurs dénominations respectives ont été analysées :

- BCV 0 sans fibres
- BCV 1%A fibres métalliques courtes, dosage $V_f = 1\%$ (79 kg/m^3)
- BCV 1%B fibres métalliques courtes et longues, dosage $V_f = 1\%$ (79 kg/m^3)
- BCV 2% fibres métalliques courtes et longues $V_f = 2\%$ (158 kg/m^3)
- BCV 3% fibres métalliques courtes et longues $V_f = 3\%$ (237 kg/m^3)

Le BCV a une résistance moyenne en compression sur cylindre f_{cm28} de 130 MPa et f_{cm90} de 150 MPa sans traitement thermique. Le module d'élasticité moyen E_{cm} est de 45 GPa. Le comportement en traction est dépendant du dosage en fibres. Des essais de caractérisation ont été menés à l'EIA-FR sur des prismes entaillés $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ ainsi que des plaques $200 \times 700 \text{ mm}$ d'épaisseurs 30 à 80 mm (fig. 6/7). Dans les figures présentées ci-dessous, la contrainte équivalente de flexion σ_{eq} correspond à une distribution élastique.

$$\sigma_{eq} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \quad (1)$$

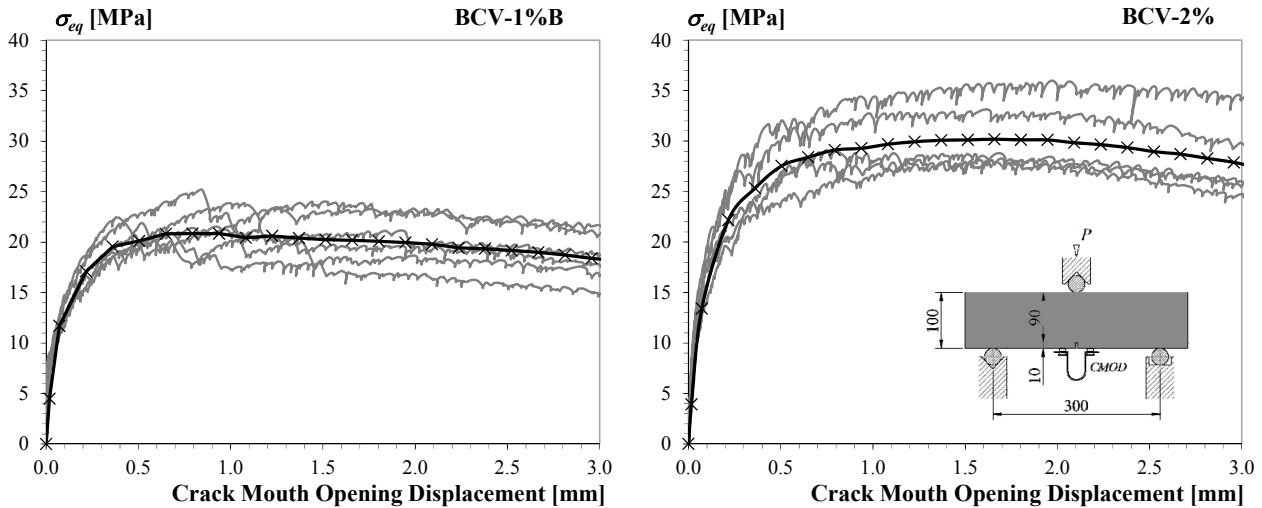


Figure 6: Résultats d'essais de flexion 3-points sur des prismes entaillés $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$.

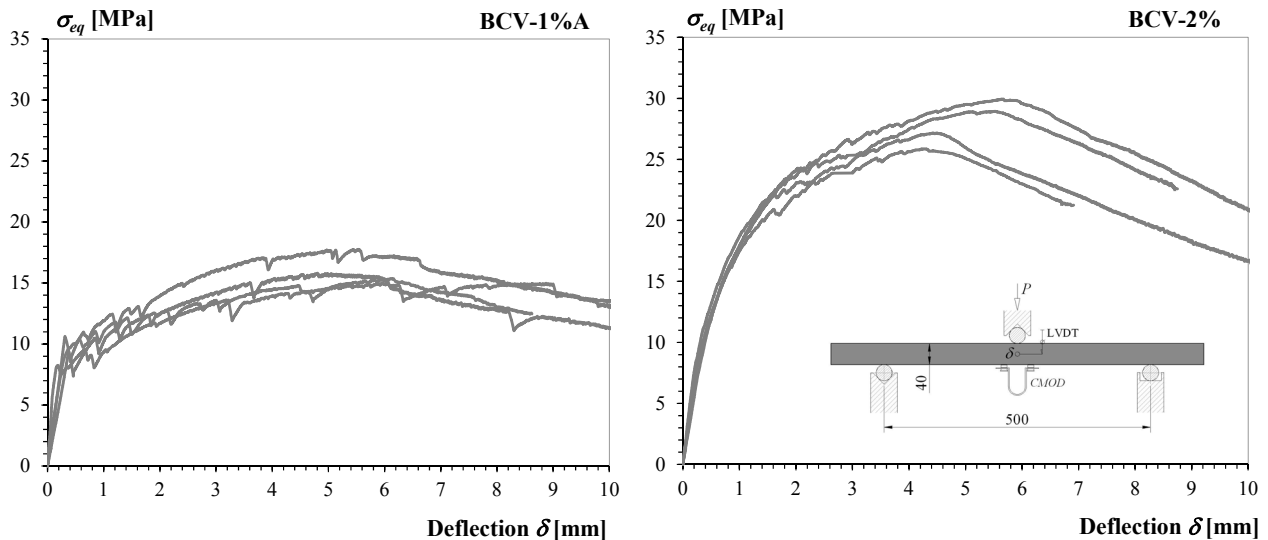


Figure 7: Résultats d'essais de flexion 3-points sur des plaques $40 \times 200 \times 700 \text{ mm}$.

Les lois de comportement post-fissuration en traction ont été identifiées sur la base des essais de flexion 3-points sur prismes entaillés à l'aide d'une méthode inverse [8]. Dans la suite de l'article, les calculs d'éléments en BCV ont été effectués avec les lois de comportement suivantes (fig. 8).

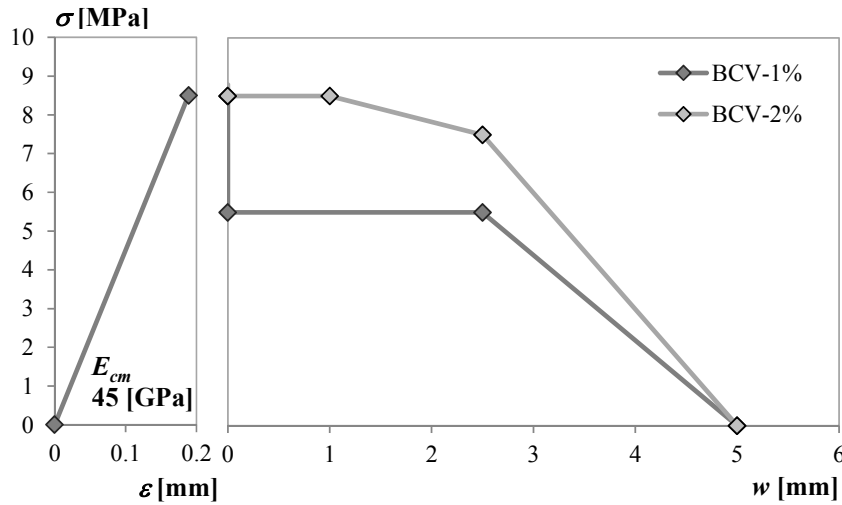


Figure 8: Loi de comportement identifiée pour des éléments épais.

Les plaques minces sont particulièrement influencées par l'orientation préférentielle des fibres due à la méthode de coulage et aux effets de parois. Par conséquent, les essais de caractérisation doivent mettre en évidence cette éventuelle anisotropie. Les recommandations de l'AFGC-SETRA [8] préconisent pour les éléments minces une loi de comportement en traction bilinéaire exprimée en relation $\sigma(\varepsilon)$. Cette relation est identifiée pour chaque épaisseur à l'aide d'une méthode inverse. Dans le but de simplifier le calcul d'éléments minces et sur la base de la thèse de Spasojević [11] et Readelli [12], les auteurs de la présente étude proposent d'adopter une loi simplifiée en considérant un comportement en traction élastique – parfaitement plastique jusqu'à un allongement limite ε_u . Le moment résistant est déterminé en fixant le pivot de la fibre tendue égal à ε_u . Pour les BFUP analysés et les épaisseurs considérées, le modèle simplifié montre une corrélation satisfaisante (fig. 9).

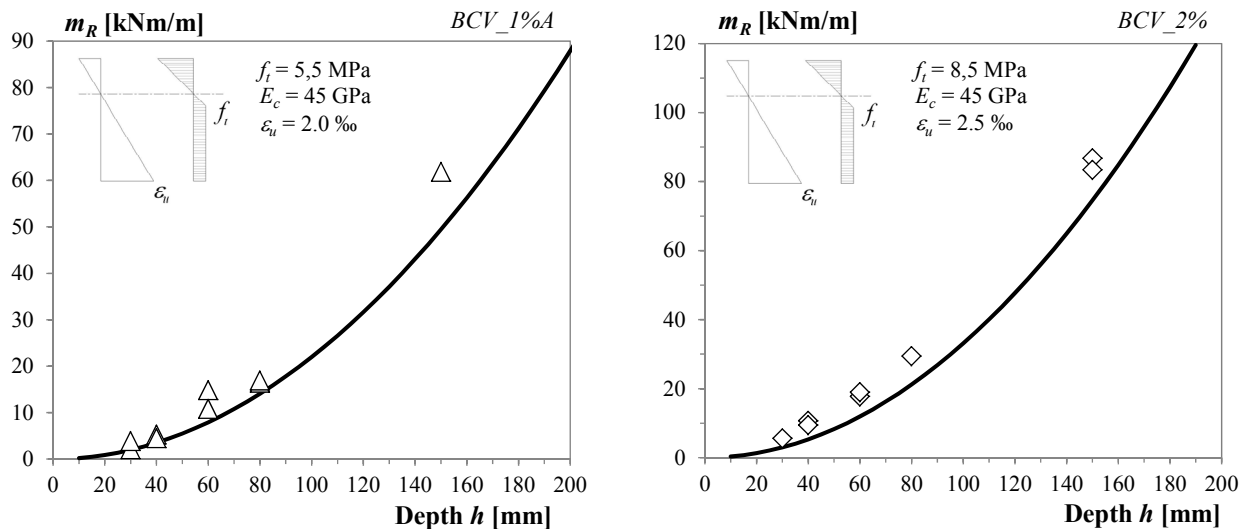


Figure 9: moment résistant en fonction de l'épaisseur des corps d'épreuve et comparaison avec les points expérimentaux.

4. Comportement à l'effort tranchant

4.1. Essais de flexion EIA-FR [13]

Dans le but d'analyser le comportement en flexion et à l'effort tranchant de poutres en BFUP avec et sans armatures passives, l'EIA-FR a effectué une série d'essais composée d'une vingtaine d'éléments. Les paramètres principaux étaient : la quantité, le type de fibres et le taux d'armature. Les poutres ont une section de 150 x 100 mm, pour une longueur de 1700 mm et 1500 mm suivant la présence ou non d'armatures longitudinales. Les éléments avec armatures sont composés de deux barres de haute adhérence $\phi 10$ mm ou $\phi 16$ mm avec une hauteur effective d de 120 mm, le taux d'armature ρ est respectivement de 1,31% et 3,35%. Pour tous les éléments d'essai, le BFUP a été coulé dans les coffrages avec un mouvement de va-et-vient longitudinal afin d'éviter un écoulement diminuant les risques d'anisotropie. Les poutres ont été testées en flexion circulaire sur une portée de 1350 mm (fig. 10), 11, 12 et tab. 1, 2, 3). La mise en charge a été effectuée par paliers avec des cycles de chargement – déchargement jusqu'à la rupture.

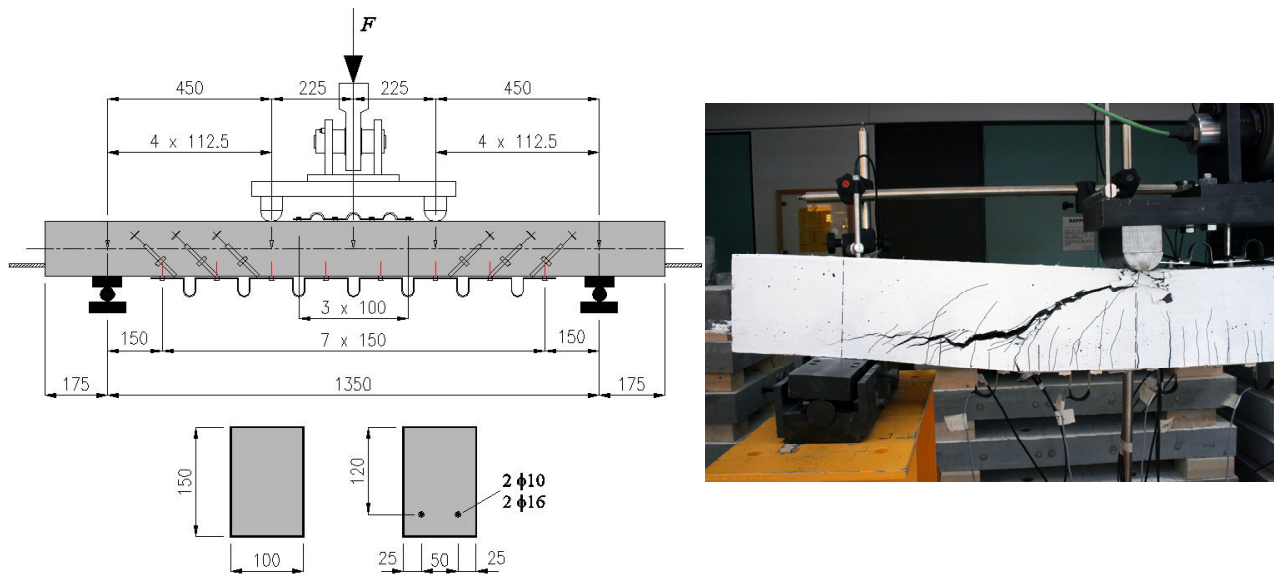


Figure 10 : Sections et configuration des essais de flexion sur poutres.

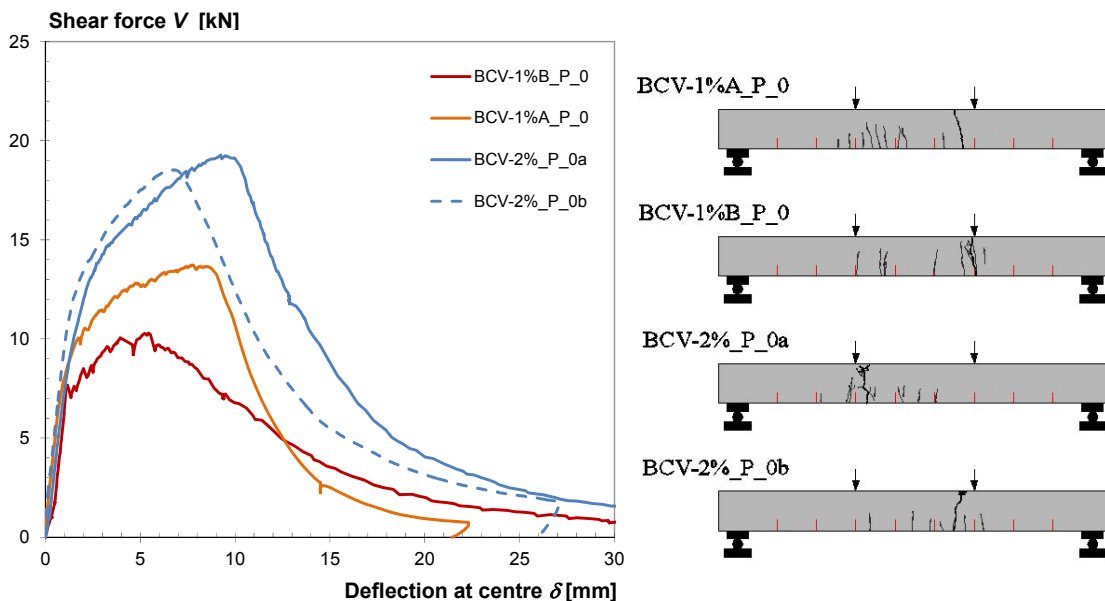


Figure 11: Courbes effort tranchant V – flèche au centre des poutres sans armatures

Comportement au cisaillement des BFUP

Spécimen	V_{test} [kN]	V_{flex} [kN] <i>modèle discontinu</i>	V_{AFGC} [kN]	Mode de rupture
BCV-1%A_P_0	13.7	12.9	66 (V_f only)	flexion
BCV-1%B_P_0	10.3			
BCV-2%_P_0a	19.3	17.5	102 (V_f only)	
BCV-2%_P_0b	18.5			

Tableau 1 : Récapitulatif des résultats et valeurs calculées des poutres sans armatures

Les quatre poutres sans armatures passives ont une rupture en flexion à des résistances différentes suivant la quantité et le type de fibres. Au niveau de la fissuration, les éléments ne présentent aucune fissure d'effort tranchant. Les éléments sans armatures passives ont une résistance en flexion modérée, par conséquent la résistance au cisaillement n'est pas déterminante dans le cas étudié.

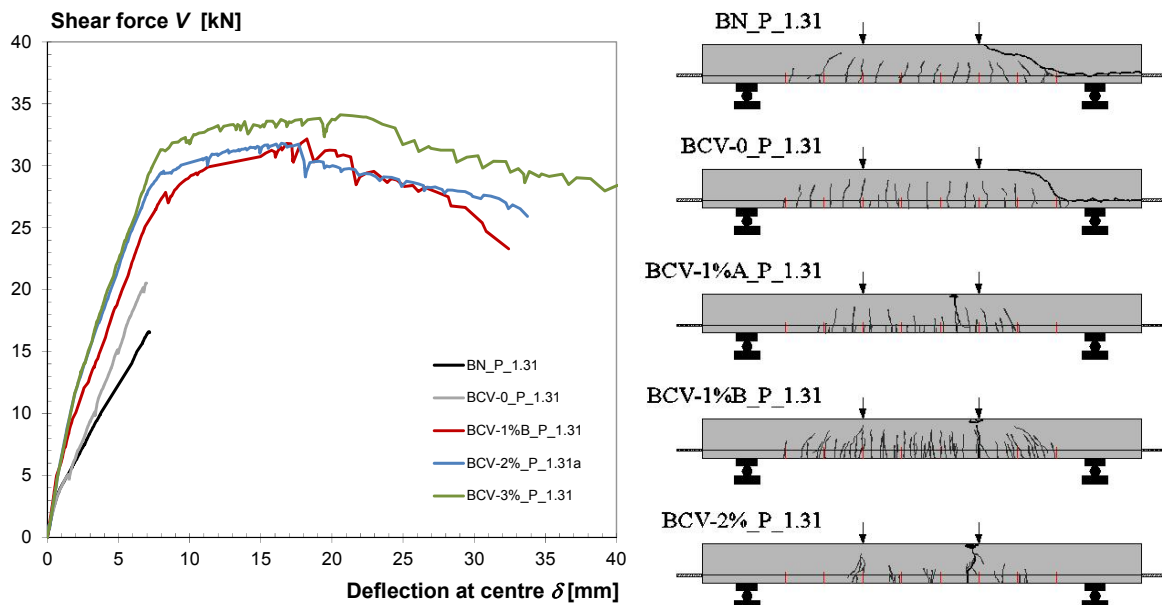


Figure 12: Courbes effort tranchant V – flèche des poutres avec armatures 2 $\phi 10$ mm.

Spécimen	V_{test} [kN]	V_{flex} [kN] <i>modèle continu</i>	V_{AFGC} [kN]	Mode de rupture
BN_P_1.31	16.6	19.2	19.9	Effort tranchant
BCV-0_P_1.31	20.5	20.6	35.9	Effort tranchant
BCV-1%A_P_1.31	34.4	32.1	110	Flexion
BCV-1%B_P_1.31	32.2			Flexion
BCV-2%_P_1.31	40.5	37.6	151	Flexion

Tableau 2 : Récapitulatif des résultats et valeurs calculées des poutres avec 2 $\phi 10$ mm.

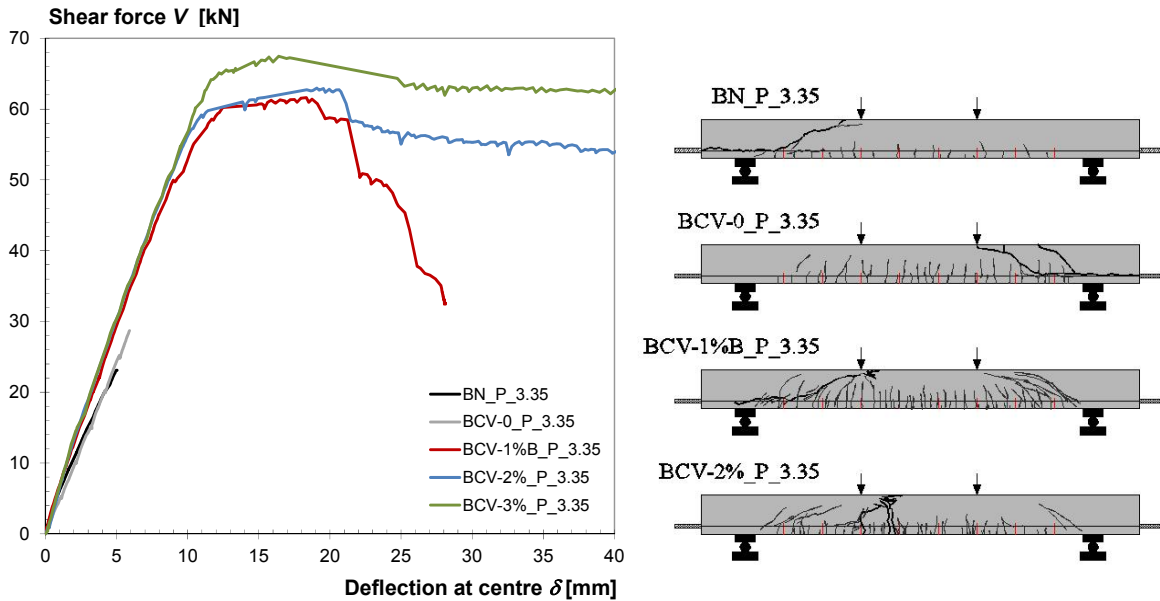


Figure 13: Courbes effort tranchant V – flèche des poutres avec armatures 2 $\phi 16$ mm.

Spécimen	V_{test} [kN]	V_{flex} [kN] <i>modèle continu</i>	V_{AFGC} [kN]	Mode de rupture
BN_P_3.35	23.1	38.6	19.9	Effort tranchant
BCV-0_P_3.35	28.7	49.8	35.9	Effort tranchant
BCV-1%B_P_3.35	61.9	59.2	110	Flexion -cisaillement
BCV-2%_P_3.35	62.9	63.8	151	Flexion

Tableau 3 : Récapitulatif des résultats et valeurs calculées des poutres avec 2 $\phi 16$ mm.

Les poutres en béton conventionnel (BN) et en BCV sans fibres (BCV-0) présentent des ruptures à l'effort tranchant sans avoir atteint la limite élastique des barres d'armature. La rupture de ces éléments est apparue de manière soudaine. Tous les éléments avec fibres ont atteint la limite élastique de l'acier de l'armature. Pour de forts taux d'armature ou de faibles dosages en fibres le réseau de fissures d'effort tranchant est bien marqué. Aucun des éléments avec fibres n'a présenté de rupture par effort tranchant soudaine. Cependant, la capacité de déformation peut être limitée par une rupture à l'effort tranchant après l'écoulement des aciers d'armature, (cas de la poutre BCV-1%B_P_3.35).

4.2. Essais de flexion IFFSTAR (LCPC) [14]

Afin d'analyser si les contributions des étriers et des fibres peuvent être additionnées à la résistance ultime à l'effort tranchant, une étude expérimentale sur 11 poutres a été entreprise à l'IFSTTAR (ex Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC) [14] (fig. 14, tab. 4 et 5). Les paramètres principaux étaient le type d'armature longitudinale (passive ou active), la formulation du BFUP et la présence ou non d'armatures transversales. Les poutres ont une section en I de 380 mm de hauteur pour une longueur de 3000 mm. La série d'essais est divisée en deux parties. Dans la première partie (PC), les poutres sont précontraintes par 6 torons T15S avec une hauteur effective d de 305 mm et une force initiale de mise en tension de 1'020 kN au total. Dans la seconde partie (RC), les poutres sont armées par 5 $\phi 20$ et 1 $\phi 25$ mm avec une hauteur effective d de 305 mm. Les poutres ont été testées sur une portée de 2000 mm avec deux points de charges situées symétriquement à 760 mm des appuis. L'armature transversale est composée d'étriers (un seul brin) $\phi 6$ espacé de 75 mm [11].

Comportement au cisaillement des BFUP

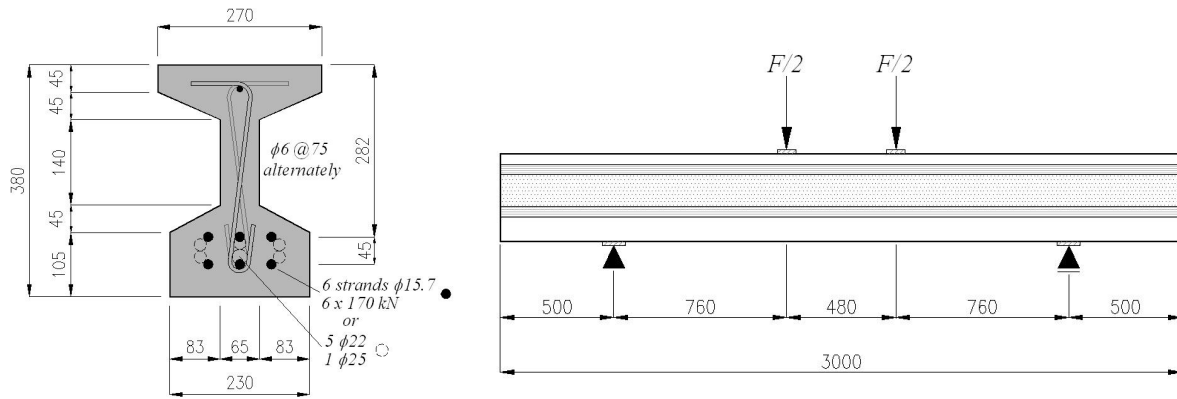


Figure 14 : Sections transversales des poutres et configuration d'essai.

Spécimen avec précontrainte	V_{test} [kN]	V_{flex} [kN] <i>modèle continu</i>	V_{AFGC} [kN]	Mode de rupture
A_PC_NS (1)	442	706	325 ($\beta_u = 33.8^\circ$)	Effort tranchant
A_PC_NS (2)	441			
B_PC_NS	516			
A_PC_WS	558		394 ($\beta_u = 35.6^\circ$)	
B_PC_WS	638			

Tableau 4 : Récapitulatif des résultats et valeurs calculées des poutres précontraintes.
NS = sans étriers, WS = avec étriers

Spécimen avec armature	V_{test} [kN]	V_{flex} [kN] <i>modèle continu</i>	V_{AFGC} [kN]	Mode de rupture
A_RC_NS	462	529	235	Effort tranchant
B_RC_NS	455			
A_RC_WS	545		297	Flexion
B_RC_WS	521			
A_RC_NS-NF	184	436	54	Effort tranchant
B_RC_NS-OF	254			

Tableau 5 : Récapitulatif des résultats et valeurs calculées des poutres avec armatures.
NS = sans étriers, WS = avec étriers, NF = sans fibres, OF = fibres organiques

Les calculs des résistances flexionnelles V_{flex} et au cisaillement selon [8] V_{AFGC} ont été effectués en adoptant une contrainte résiduelle de traction de 10 MPa pour les bétons A et B. Hormis les deux poutres BFUP avec armatures passives et étriers (A_RC-WS et B_RC-WS), tous les éléments ont subi une rupture par cisaillement. Par rapport aux poutres avec armatures passives et sans fibres, les éléments en BFUP présentent des ruptures à des niveaux de charge nettement plus élevés et une ductilité plus grande. Les éléments fibrés présentent un réseau de fissures diagonales bien réparti. La différence de résistance des poutres précontraintes avec et sans étriers est de 117 et 122 kN respectivement pour les mélanges A et B. Cette différence correspond à la contribution des étriers démontrant ainsi le principe de superposition. Ces études mettent clairement en évidence la capacité des BFUP à reprendre des efforts de cisaillement importants.

4.3. Calculs en section fissurée

Pour des éléments épais (poutres), plusieurs approches de calculs sont possibles pour déterminer la résistance flexionnelle de la section. Le principe général reste d'établir l'équilibre des efforts et des moments. Les particularités par rapport au béton armé conventionnel proviennent de la prise en compte du béton tendu et du fait que la loi de comportement du béton en traction est exprimée en relation $\sigma(w)$. La première approche proposée, dénommée approche discontinue, permet de décrire l'évolution de la section fissurée en fonction de la courbure. La section est modélisée par deux couches avec une partie fissurée et non-fissurée. La zone non-fissurée suit la théorie des poutres, alors que la section fissurée est constituée de deux blocs rigides reliés par les fibres et éventuellement des armatures [4].

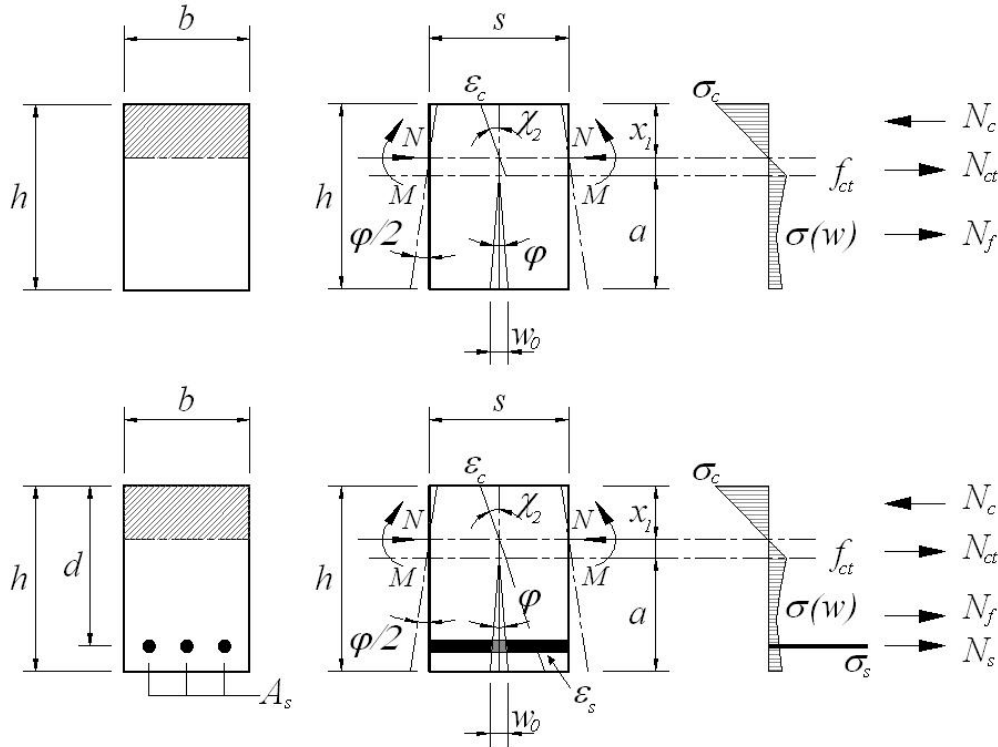


Figure 15 : Modèle mécanique et paramètres de l'approche discontinue.

L'équilibre de la section implique l'égalité des efforts normaux internes avec l'effort normal externes ainsi que l'égalité des moments internes avec le moment extérieur appliqué.

$$\Sigma N_{\text{int}} = \Sigma N_{\text{ext}} \quad (2)$$

$$\Sigma M_{\text{int}} = \Sigma M_{\text{ext}} \quad (3)$$

Cependant, ces deux équations ne sont pas suffisantes pour résoudre le système. Une troisième équation permet de relier la courbure de la partie non-fissurée à l'ouverture de la fissure [4].

$$w_0 = 2 \cdot \chi_m \cdot a^2 = 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \chi_1 + \chi_2}{3} \right) \cdot a^2 \quad (4)$$

Avec χ_1 représentant la courbure élastique de la section ;

$$\chi_1 = \frac{12 \cdot M}{E_c \cdot h^3} \quad (5)$$

Et χ_2 étant la courbure de la section fissurée ;

$$\chi_2 = \frac{\epsilon_c}{x_1} \quad (6)$$

Comportement au cisaillement des BFUP

La distribution de l'ouverture de la fissure sur la hauteur fissurée est considérée linéaire. En connaissant la loi de comportement en traction $\sigma(w)$, la distribution des contraintes peut être définie sur la hauteur de la section fissurée.

$$\varphi = \frac{w_0}{a} \quad (7)$$

En présence d'armatures, l'allongement de l'acier est défini par le prolongement du plan de déformation de la partie non-fissurée au droit des barres. L'allongement ε_s se définit de la manière suivante :

$$\varepsilon_s = (d - x_1) \cdot \chi_2 \quad (8)$$

En posant une valeur de w_0 , il est alors possible de résoudre le système d'équations au moyen d'une feuille de calculs. Le moment résistant peut être déterminé en faisant varier w_0 afin d'atteindre le maximum.

La seconde approche, dénommée approche continue, consiste à transformer la loi de comportement en traction $\sigma(w)$ en relation $\sigma(\varepsilon)$ en introduisant une longueur caractéristique l_c . Cette méthode s'apparente au calcul du béton armé classique [8].

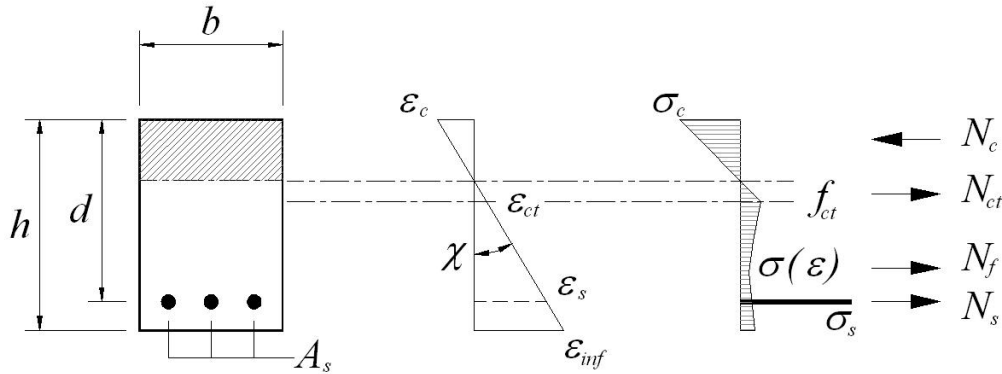


Figure 16 : Modèle mécanique et paramètres de l'approche continue.

Si la loi de comportement est exprimée en relation $\sigma(w)$, la relation suivante permet de la transformer en relation $\sigma(\varepsilon)$.

$$\varepsilon = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{w}{l_c} \quad (9)$$

Pour des sections rectangulaires ou en T, la longueur caractéristique l_c est définie de la manière suivante selon [8] :

$$l_c = \frac{2 \cdot h}{3} \quad (10)$$

Le moment résistant de la section peut ensuite être déterminé en faisant varier la courbure χ afin d'atteindre le moment maximum.

4.4. Calculs de la résistance à l'effort tranchant

4.4.1. Vérification selon les recommandations de l'AFGC-SETRA

Selon les recommandations provisoires BFUP [8], la résistance au cisaillement V_u correspond à la somme des contributions du béton V_c , des armatures transversales V_w et des fibres V_f . Ce modèle est dérivé des normes françaises BAEL et BPEL et du modèle pour les bétons de fibres développé par Casanova et Rossi [4]

$$V_u = V_c + V_f + V_w \quad (11)$$

La contribution du béton V_c à la résistance au cisaillement est définie de la manière suivante :

$$V_c = \frac{0.21}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{pour des éléments avec armatures passives} \quad (12)$$

$$V_c = \frac{0.24}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{pour des éléments précontraints} \quad (13)$$

Où le terme k considère l'effet d'un effort axial dans le cas d'un élément soumis à de la flexion composée, $k > 1$ pour de la compression et $k < 1$ pour de la traction, b_w est la largeur de la section, γ_c le coefficient de sécurité sur la résistance du béton ($\gamma_c = 1,5$ en général), f_{ck} la résistance caractéristique en compression.

La contribution des armatures transversales V_w est définie de la manière suivante :

$$V_w = z \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cdot \frac{(\sin(\alpha + \beta_u))}{\sin(\beta_u)} \quad (14)$$

Où l'angle β_u correspond à l'inclinaison des bielles et l'angle α à l'inclinaison des armatures transversale, tous les deux considérant par rapport à l'axe horizontal.

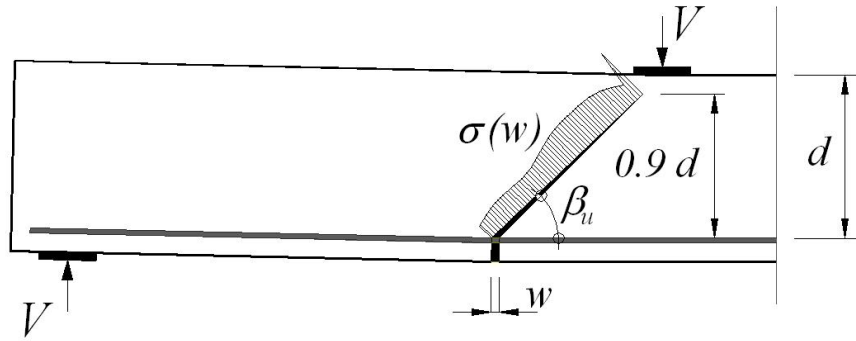


Figure 17 : Paramètres du modèle proposé dans [4].

La contribution du BFUP en traction se base sur le modèle développé pour les bétons de fibres dans [4]. La contribution des fibres correspond à l'effort transféré à travers une fissure diagonale pour une certaine ouverture w , où $\sigma(w)$ est la loi de comportement en traction du béton de fibres. Pour une section rectangulaire ou en T, la surface d'action des fibres est estimée par $S = 0,9 d b_w$ ou $S = z b_w$. L'ouverture de la fissure w est directement liée à l'allongement des armatures longitudinales ε_s au moyen de la relation suivante $w = 0,9 d \varepsilon_s$.

$$V_f = \frac{\sigma_p}{\gamma_f} \cdot \frac{1}{\tan(\beta_u)} \cdot b_w \cdot z \quad (15)$$

Comportement au cisaillement des BFUP

Avec σ_p correspondant à la contrainte moyenne transférée à travers la fissure diagonale.

$$\sigma_p = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} \sigma(w) \cdot dw \quad (16)$$

L'angle d'inclinaison des bielles β_u est considéré à 45° pour des éléments avec armatures passives. Pour des éléments précontraints l'angle des bielles β_u est défini par itération avec $\tan(2\beta_u) = 2\tau_u/\sigma_c$. K est un facteur d'orientation des fibres et γ_f est le facteur partiel de sécurité pour le BFUP en traction ($\gamma_f = 1,3$ en général). L'ouverture de la fissure est limitée aux valeurs suivantes :

$$w_u = \max(2/3 \cdot h \cdot \varepsilon_u, 0.3) \text{ avec } \varepsilon_u \leq 3\% \quad (17)$$

A noter que pour des éléments précontraints, un critère de non fissuration au cisaillement à l'ELS doit être vérifié.

4.4.2. Proposition

Bien que sécuritaire dans les cas étudiés, le calcul de la résistance au cisaillement selon les recommandations AFGC ne se basent pas sur les derniers développements en la matière. Selon le Model Code 2010 [15] la résistance au cisaillement est la somme des contributions du béton $V_{R,c}$ et des armatures transversales $V_{R,s}$. Le modèle proposé, basé sur le troisième niveau d'approximation (3th LoA), fait intervenir en plus la contribution des fibres $V_{R,f}$. La résistance de la matrice est directement fondée sur les équations de la théorie des champs de compression modifiée (MCFT) [17] et se définit de la manière suivante :

$$V_{R,c} = k_v \cdot b_0 \cdot z \cdot \sqrt{f_c}$$

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.7 \cdot z \cdot \frac{48}{16 + d_g}} \quad \text{si } \rho_w = 0 \quad (18)$$

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \quad \text{si } \rho_w \geq 0.08 \cdot \sqrt{f_c} / f_y \quad (19)$$

$$\theta = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad (20)$$

Où b_0 est la largeur participante, z le bras de levier de forces internes $z = 0.9d$, ε_x est l'allongement longitudinale à mi-hauteur dans la section de contrôle et d_g représente le diamètre des plus gros granulats, dans le cas des BFUP $d_g = 0$. Pour les BFUP, les auteurs proposent d'utiliser l'équation (19) définissant k_v . L'ouverture de la fissure w_x est le produit de l'allongement ε_x et de l'espacement des fissures s . Dans les cas étudiés, s_x a été considéré égal à $h/2$.

$$w_x = \varepsilon_x \cdot s_x \quad (21)$$

La contribution des fibres $V_{R,f}$ correspond à la composante verticale de l'intégrale des contraintes de traction sur le plan de rupture A_p . Le plan de rupture est estimé par $A_p = z \cdot b_w / \sin(\theta)$. La distribution de l'ouverture de fissure est considérée linéaire le long du plan de rupture. En connaissant la loi de comportement $\sigma(w)$, la distribution des contraintes de traction est définie le long du plan de rupture. Afin de ne pas considérer deux fois la résistance de la matrice en traction, le comportement adoucissant de la matrice est soustrait à la loi de comportement en traction.

$$V_{R,f} = \int_{A_p} \sigma_f(w) \cdot dA_p \quad (22)$$

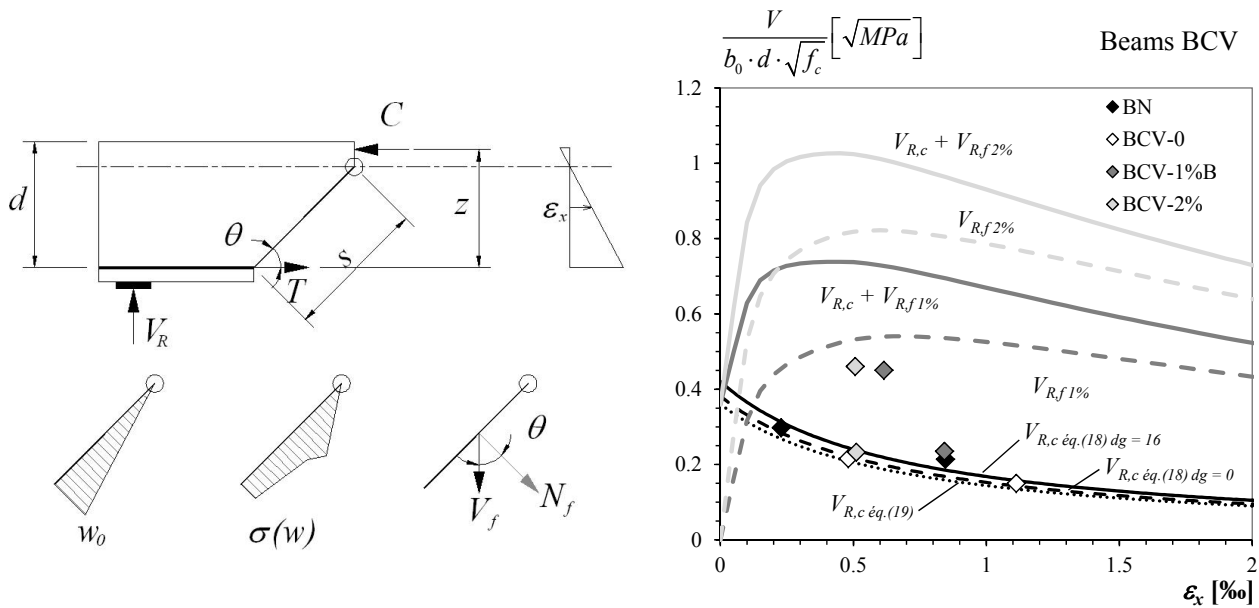


Figure 18 : Les courbes représentent les prévisions du modèle tenant compte des contributions des fibres et de la matrice.

Les critères de rupture au cisaillement pour les éléments sans fibres en béton conventionnel BN et BCV-0 montrent une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. Pour les éléments avec fibres, les critères de rupture au cisaillement ne peuvent être vérifiés compte tenu d'un mode de rupture flexionnel. Cependant, ce modèle montre une bonne corrélation avec des résultats expérimentaux sur des poutres en béton de fibres (fig. 18).

5. Comportement au poinçonnement

5.1. Essais de poinçonnement EIA-FR

Dans le but d'analyser le comportement des dalles en BFUP avec et sans armatures passives, l'EIA-FR a entrepris une vaste campagne expérimentale sur des plaques minces. L'étude expérimentale est composée d'une vingtaine de dalles carrées 960 x 960 x h mm dans le but d'analyser le comportement à la flexion et au poinçonnement. Les dalles ont été réalisées en usine par Creabéton Matériaux SA. Les paramètres principaux de cette étude étaient : l'épaisseur, le taux d'armature et la quantité de fibres. En outre, une série de dalles, dénommée BCV-2%_h_0, a été réalisée avec 2% de fibres et sans armatures passives [16].

Dénomination	Épaisseur h [mm]	Armatures ρ [%] / [mm]	Volume de fibres V_f [%]	Hauteur effective d [mm]
BCV-x_30_ρ	30	1.31 / φ5 #100 2.57 / φ7 #100	1A 1 / 2	15
BCV-x_40_ρ	40	0.98 / φ5 #100 1.92 / φ7 #100	1A 1A / 2	20
BCV-x_60_ρ	60	0.96 / φ7 #100 1.96 / φ10 #100	1A 1A / 2	40
BCV-x_80_ρ	80	1.06 / φ9 #100 1.88 / φ12 #100	1A 1A / 2	60

Tableau 6 : Caractéristiques des éléments d'essai avec armatures passives

Les essais de charges ont été réalisés à l'EIA-FR sur un banc d'essai spécialement conçu pour cette étude. Les dalles sont chargées au centre par un vérin surmonté d'un poinçon de diamètre 80 mm et retenues par 8 points d'appuis placés sur un cercle de diamètre 878 mm. Les points d'appuis sont

Comportement au cisaillement des BFUP

pourvus de rotules axiales laissant libres la rotation (fig. 19). Le chargement a été effectué par paliers jusqu'à la rupture.

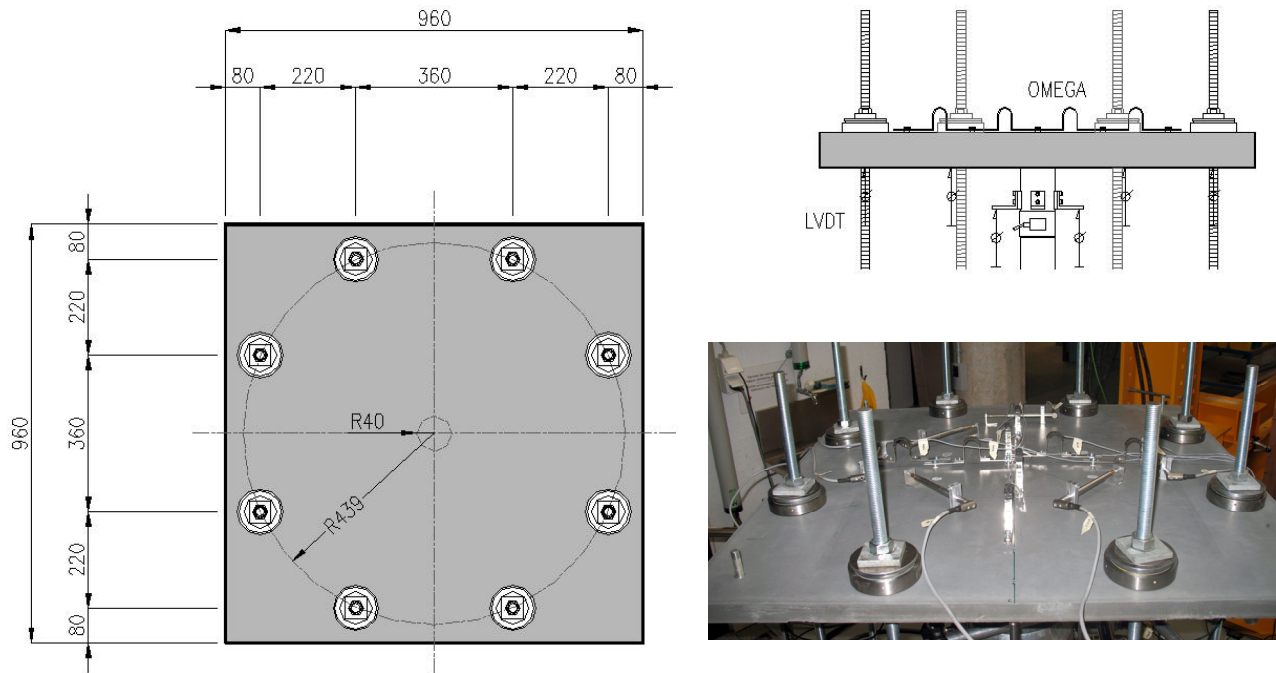


Figure 19: Configuration et points de mesures des essais de poinçonnement.

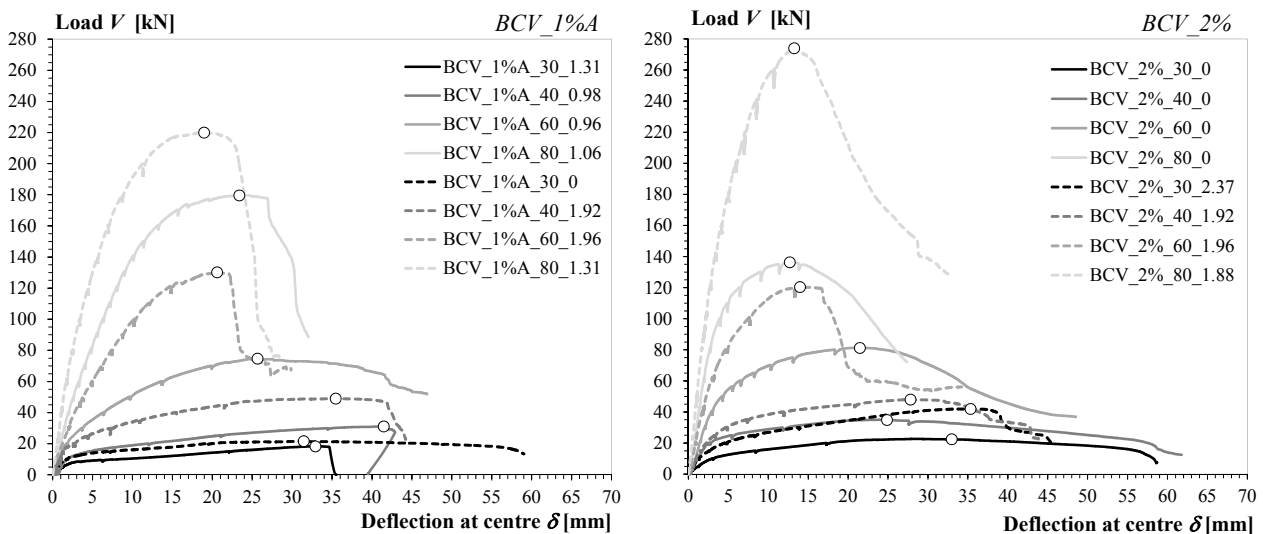


Figure 20: Courbes effort appliqué V – flèche au centre des dalles $960 \times 960 \times h$ mm représentées par rapport au dosage en fibres.

Pour des dalles en béton armé conventionnel sans armatures transversales, il a été montré que la résistance au poinçonnement est inversement proportionnelle à la capacité de déformation [18]. Autrement dit, pour des dalles présentant les mêmes caractéristiques (béton, épaisseur, système statique), plus le taux d'armature augmente plus la résistance au poinçonnement augmente. Par contre la capacité de déformation diminue. En observant les résultats le constat est similaire pour les dalles en BFUP.

Les dalles sans armatures passives ont manifesté une rupture en flexion avec un développement marqué de lignes de rupture. La distribution des lignes de rupture est toutefois aléatoire par rapport au mécanisme envisagé (fig. 21). Après découpe et analyse de la fissuration interne, aucun cône de poinçonnement marqué n'est visible. Le même constat que pour les poutres a été observé : la résistance d'éléments sans armatures passives en flexion est modérée, par conséquent le poinçonnement n'est pas déterminant dans le cas étudié.

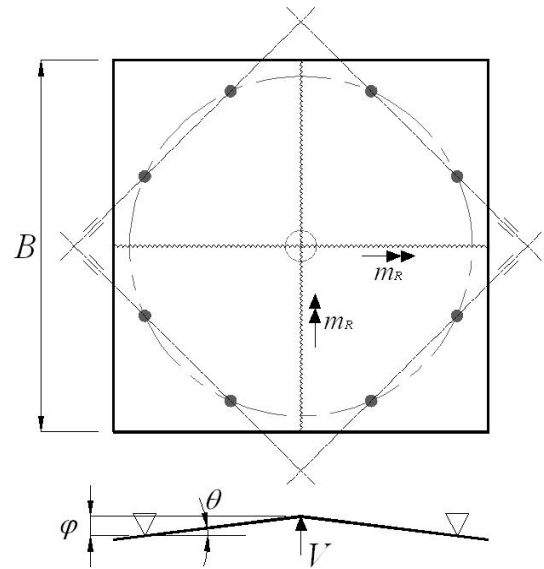
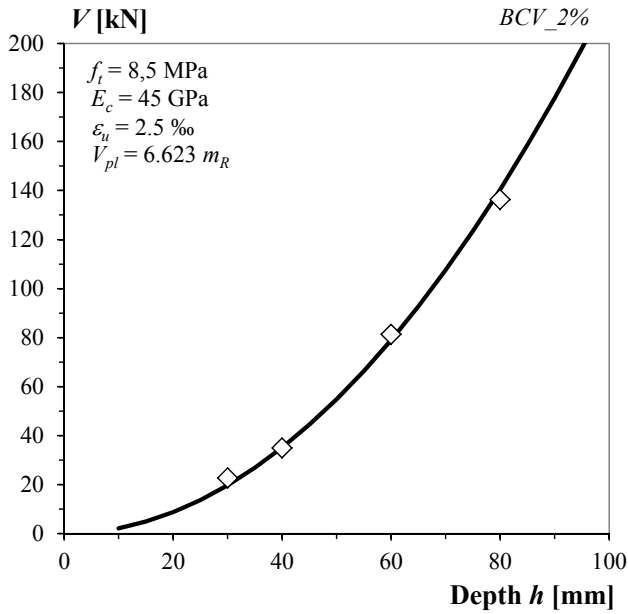


Figure 21: Résistance plastique V_{pl} selon le mécanisme envisagé et points expérimentaux.

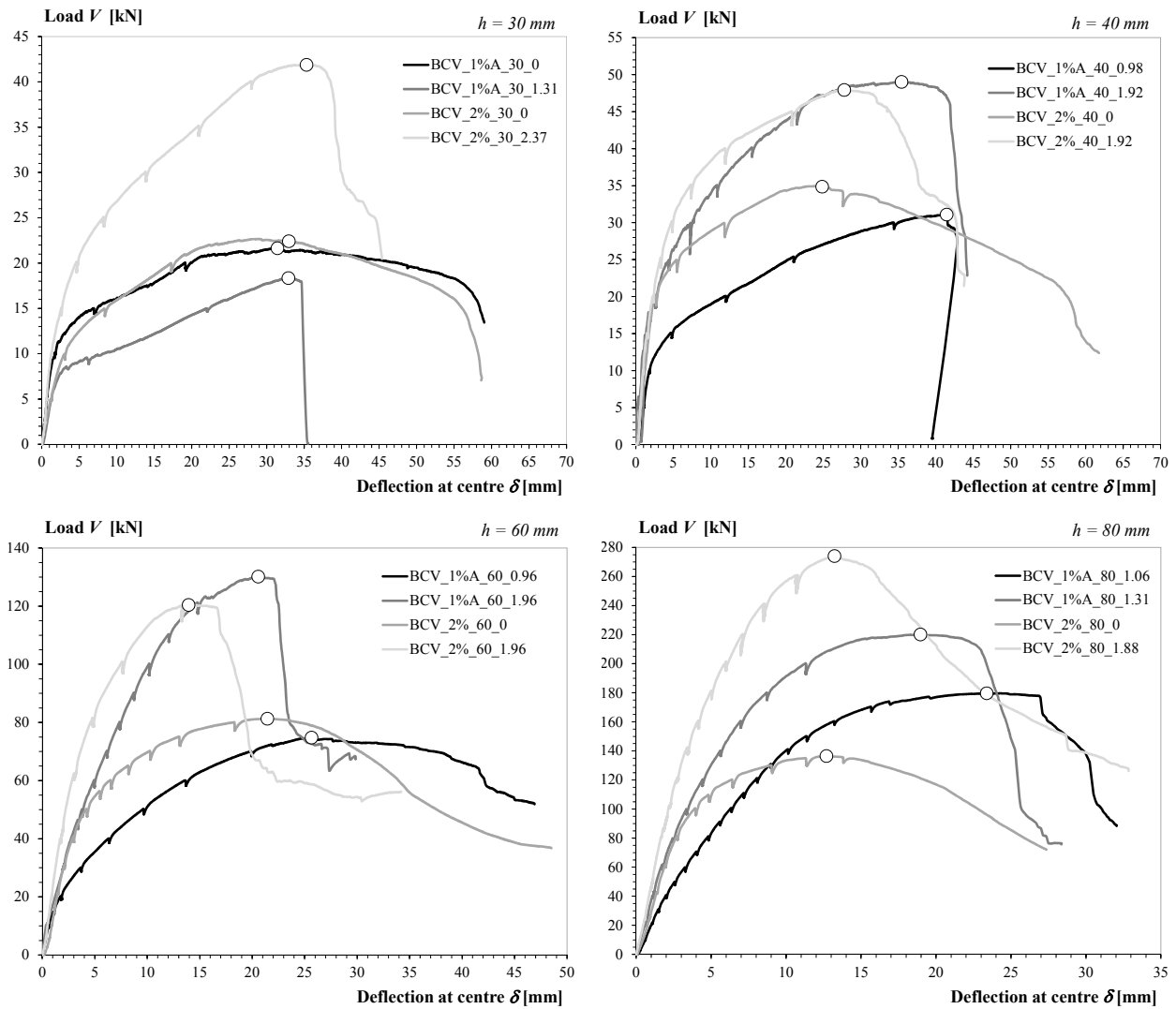


Figure 22: Courbes effort appliqué V – flèche au centre des dalles $960 \times 960 \times h \text{ mm}$ représentées par rapport à l'épaisseur.

Les dalles avec treillis d'armatures ont toutes atteintes la limite élastique des aciers d'armature suivie d'un court palier et d'une rupture par poinçonnement. La chute de résistance est plus ou moins brutale selon l'épaisseur de la dalle. Compte tenu de la disposition des treillis d'armature, nous distinguons deux types de mécanismes de ruine. Dans le premier type, le cône de poinçonnement intercepte les armatures, la résistance est élevée. Dans le second type, le cône de poinçonnement n'intercepte pas les barres, le cône de poinçonnement est concentré, la résistance est plus faible.

Les dalles BCV-2%_40_1.92 et BCV-2%_60_1.96 présentent une résistance inférieure aux dalles BCV-1% respectives. L'analyse de la fissuration tend à mettre en évidence une localisation des efforts plus importante pour les dalles BCV-2% (fig. 23). Les armatures du centre étant plus sollicitées, elles atteignent plus rapidement la limite de plastification entraînant une rupture par poinçonnement. L'analyse des résultats et de la fissuration interne est encore en cours dans le but d'affirmer ces hypothèses.

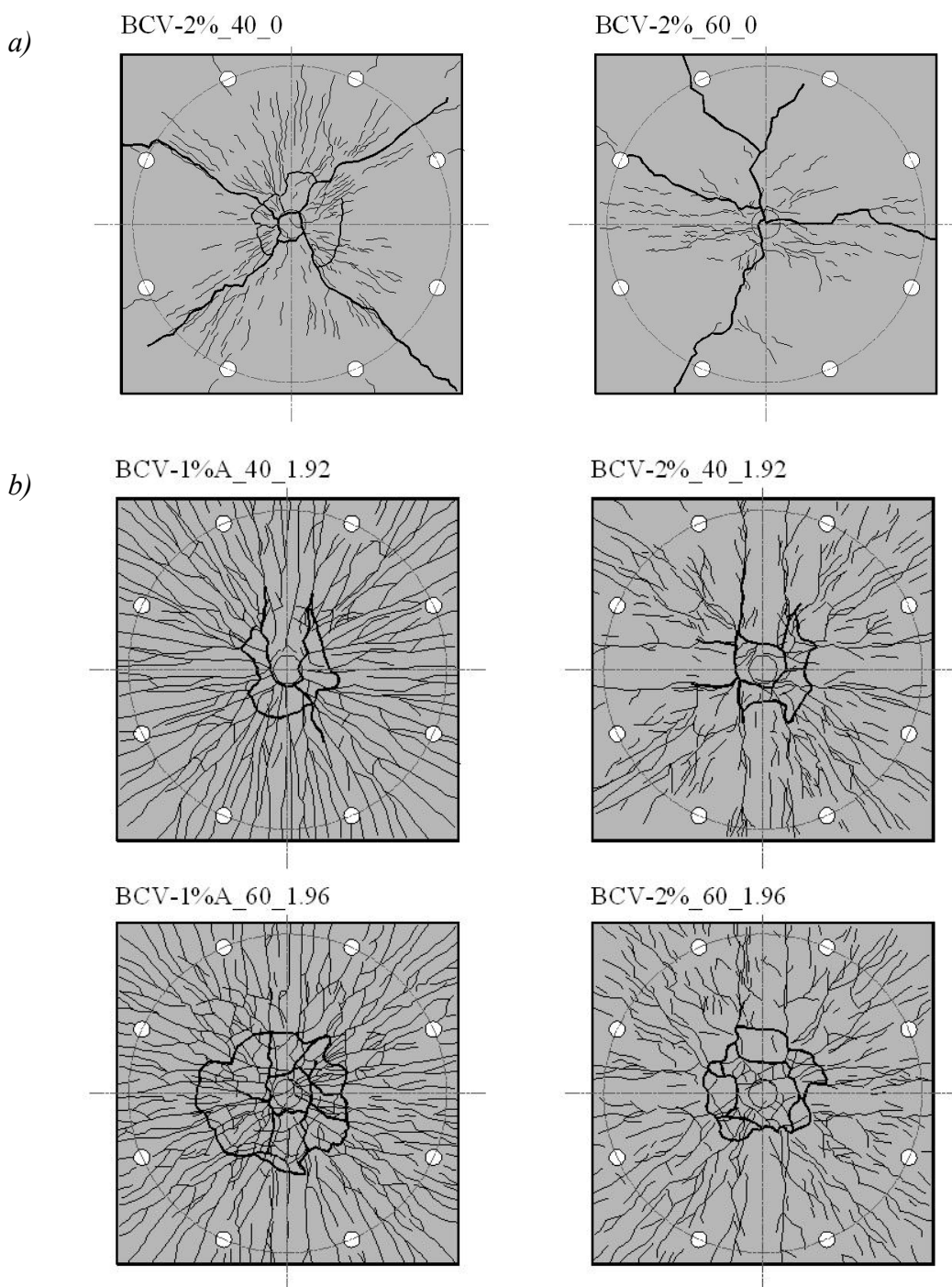


Figure 23: Aspect de la fissuration à la rupture, a) dalles sans armatures, b) dalles avec armatures.

Sur la base de la théorie de la fissure critique et d'une proposition pour les bétons de fibres développées par Muttoni et Fernandez [17], le modèle de résistance au poinçonnement a été adapté au BFUP. Le modèle fait intervenir les contributions de la matrice $V_{R,c}$ et des fibres $V_{R,f}$. Le modèle assume que la résistance au poinçonnement de la matrice est fonction de l'ouverture et de la rugosité de la fissure de cisaillement. L'ouverture de la fissure critique est assumée être proportionnelle au produit de la rotation de la dalle ψ avec la hauteur effective d . Basé sur ces hypothèses, le critère de rupture est défini de la manière suivante [18]:

$$\frac{V_{R,c}}{b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{16 + d_g}} \quad (23)$$

Où b_0 est le périmètre de contrôle, situé à la distance $d/2$ du bord de la surface d'appuis, d_g représente le diamètre des plus gros granulats, dans le cas des BFUP $d_g = 0$.

La part des fibres correspond à la composante verticale de l'intégrale des contraintes de traction sur le plan du cône de poinçonnement A_p . La distribution de l'ouverture de fissure est considérée linéaire le long du plan de rupture. En connaissant la loi de comportement $\sigma(w)$, la distribution des contraintes de traction est définie le long du plan de rupture. Afin de ne pas considérer deux fois la résistance de la matrice en traction, le comportement adoucissant de la matrice est soustrait à la loi de comportement en traction.

$$V_{R,f} = \int_{A_p} \sigma_f(w) \cdot dA_p \quad (24)$$

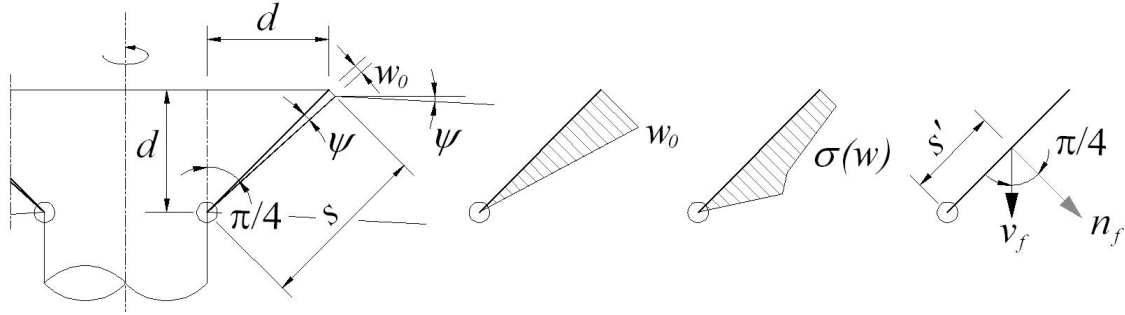


Figure 24: Modèle mécanique de la contribution des fibres dans le plan de rupture.

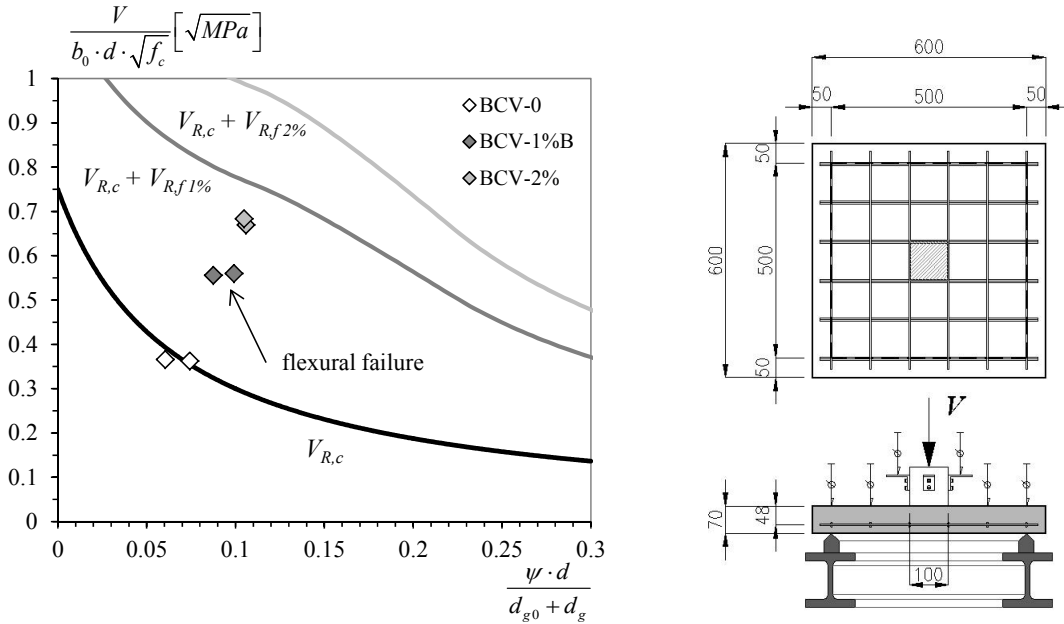


Figure 25: Critère de rupture et résultats expérimentaux de dalles en BFUP avec armatures.

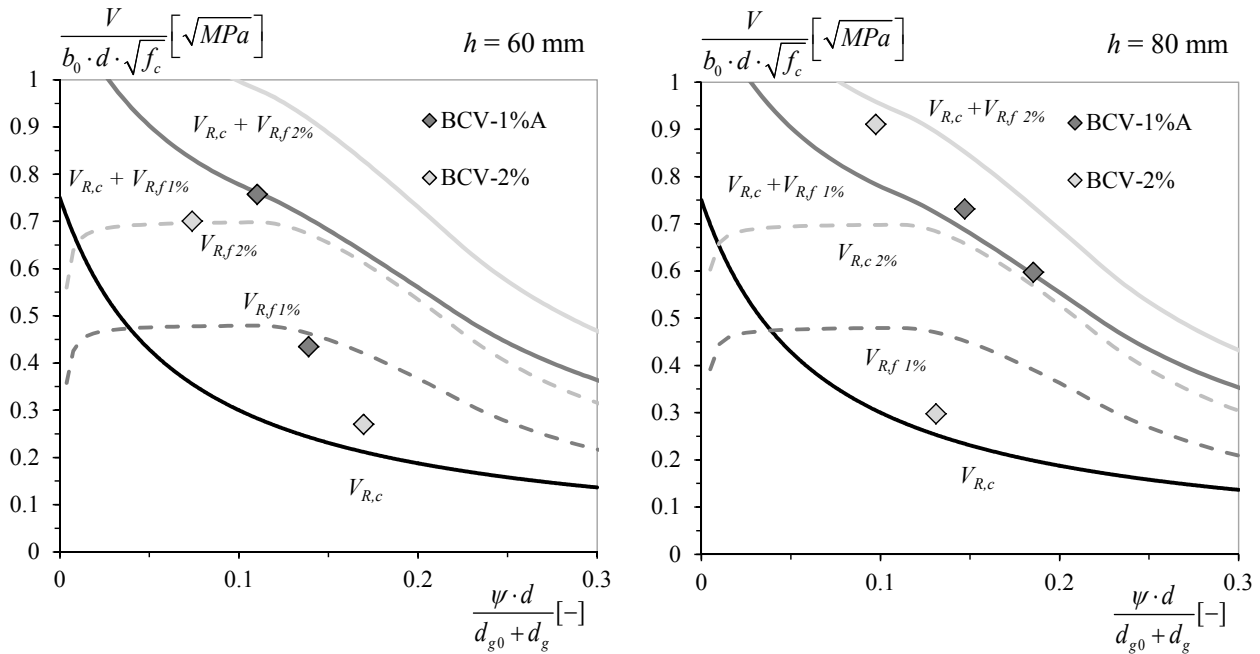


Figure 26: Critères de rupture et résultats expérimentaux de dalles BFUP $h = 60$ et 80 mm.

Pour déterminer la charge de poinçonnement, le comportement Force – rotation ψ doit être calculé préalablement. La relation $V(\psi)$ peut être modélisée par différences finies ou éléments finis [18]. L'intersection de cette courbe avec le critère de rupture correspond à la résistance au poinçonnement. Si la courbe ne coupe pas le critère, la résistance en flexion est déterminante. Dans les graphiques de la figure 26, les courbes trait-tillés représentent la contribution des fibres sur l'épaisseur h alors que les courbes trait-pleins représentent la somme des contributions de la matrice et des fibres sur la hauteur effective d . Les différents critères montrent une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux et les mécanismes observés. Cependant, le poinçonnement étant un phénomène local, des disparités dues à une mauvaise orientation des fibres peuvent avoir une influence non-négligeable.

6. Conclusions

Les études expérimentales menées à l'EIA-FR et ailleurs mettent en évidence une résistance au cisaillement élevée des éléments en BFUP. La résistance et la ténacité en traction importantes des BFUP permettent un contrôle efficace de la fissuration au même titre qu'une armature secondaire. Dans le cas où, la sollicitation de cisaillement est trop élevée pour le BFUP seul, l'élément peut être armé transversalement. Le principe de superposition de la contribution des fibres et des étiers a été démontré.

Les études expérimentales mettent aussi en évidence qu'un élément en BFUP ne comportant pas d'armatures passives ou actives a une résistance modérée en flexion, ce qui conduit à conclure que la résistance au cisaillement n'est pas un critère dimensionnant.

Le comportement en traction d'un BFUP est dépendant entre autres de la géométrie de l'élément et de la méthode de mise en œuvre. La détermination des lois de comportement doit prendre en compte une éventuelle anisotropie du matériau et la mettre en évidence.

Le dimensionnement à la flexion suivant les différentes méthodes, discontinue ou continue, montrent une bonne corrélation avec les résultats d'essais. Pour le cisaillement, les modèles des recommandations AFGC sont sécuritaires mais n'intègrent pas les derniers développements en la matière. Les modèles proposés par les auteurs vont dans ce sens mais demandent encore à être validés et simplifiés pour être opérationnels dans un dimensionnement en bureau d'études [20].

Références

- [1] TOUTLEMONDE F., RESPLENDINO J. Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development, *Proceedings of UHPFRC symposium in Marseille (France), November 17-18, 2009*, London, 2011, 814 pages.
- [2] RESPLENDINO, Jacques. Structures en bétons fibrés ultra performants - BFUP, *Journée technique EFB "Utilisation des bétons de fibres métalliques dans le domaine des structures"*, Paris, 2008, pages 69 à 96.
- [3] ROSSI, Pierre. *Les bétons de fibres métalliques*, Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, 1998.
- [4] CASANOVA, Pascal. *Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure*. Paris : Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1996.
- [5] MOREILLON L., NSEIR J., SUTER R. *Poutres précontraintes préfabriquées comportement au cisaillement*, Rapport des essais, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, 2011.
- [6] SUTER R., MOREILLON L. *Bétons à hautes performances renforcés de fibres métalliques*, Rapport de synthèse, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, 2009.
- [7] MOREILLON L., LE ROY R., SUTER R. Punching shear strength of HPFRC slabs, *Proceedings of 8th fib PhD Symposium, June 20-23, 2010, Lyngby*, page 201 à 206.
- [8] AFGC-SETRA. *Recommandations provisoires, Bétons fibrés à ultra-hautes performances*. Paris, 2002.
- [9] JSCE , *Recommendations for Design of UHSFRC Structures*, Japan Society of Civil Engineers, 2004.
- [10] JSCE , *Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Concrete Structures*, Draft, Japan Society of Civil Engineers, September, 2006.
- [11] SPASOJEVIC, Anna. *Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design*, Thèse EPFL N°4051, Lausanne, 2008, 203 pages.
- [12] REDAELLI, Dario. *Comportement et modélisation des éléments de structures en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives*, Thèse EPFL N°4298, Lausanne, 2009, 290 pages.
- [13] SUTER R., MOREILLON L. *Comportement à la flexion et au cisaillement d'éléments poutre en BFUP*, Rapport d'essai, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, 2009.
- [14] BABY, Florent et al. Shear resistance of ultra-high performance fibre-reinforced concrete I-beams, *Proceedings of FramCoS-7, May 23-28 2010, Jeju, Korea*, pages 1411 à 1427.
- [15] FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON (fib). *Model Code 2010 – First complete draft*. Bulletin 56, Lausanne, 2010.
- [16] NSEIR J., MOREILLON L., SUTER R. *Flexural and punching shear strength of thin UHPFRC slabs*, Tests report, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, 2011.
- [17] FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON (fib). *Shear and punching shear in RC and FRC elements – Workshop October 15-16, 2010, Salò*. Bulletin 57, Lausanne, 2010.
- [18] MUTTONI, Aurelio. "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without transverse Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 2008, V.105, No 4, pages 440 à 450.
- [19] LARRARD (de), François. *Structures granulaires et formulations des bétons*. Paris : Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2000.
- [20] MOREILLON, Lionel. *Shear and punching shear strength of high performance fibre reinforced concrete structures*. Thesis Université Paris-Est SIE, Champs-sur-Marne, 2012. (in redaction)

Entwurf, Bemessung und Ausführung von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen

Eugen BRÜHWILER

Prof. Dr. dipl. Bauing. ETH/SIA/IVBH

ETH Lausanne (EPFL)

1015 Lausanne

Zusammenfassung

Die Grundidee der Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise besteht darin, mit einer UHFB Schicht, die in Haupttragrichtung mit Bewehrungsstäben versehen ist, Bauteile aus herkömmlichem Stahlbeton zu verbessern. Dadurch können die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit verbessert und die bekannten Schwachstellen und Mängel der Betonbauweise eliminiert werden. Es wird ein Überblick über die Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise gegeben, indem die wesentlichen Aspekte des Tragverhaltens von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen und bisher ausgeführter Anwendungen bei der Instandsetzung und Verstärkung bestehender Betonbauten kurz dargestellt werden. Schliesslich werden Möglichkeiten des Einsatzes dieser neuartigen Bauweise beim Bau von neuen Tragwerken aufgezeigt.

1. Einleitung

Seit jeher haben neuartige Baustoffe den konstruktiven Ingenieurbau zu einer Weiterentwicklung verholfen. Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Betone (UHFB) (Bétons Fibrés Ultra-Performants BFUP, Ultra high performance fiber reinforced concrete UHPFRC) haben das Potential, als neuartige Baustoffe herkömmliche Bauweisen zu ergänzen und zu verbessern, denn UHFB zeichnet sich durch vergleichsweise hohe Festigkeiten und eine geringe Permeabilität aus.

Die Grundidee der Verbesserung herkömmlicher Bauteile aus Stahlbeton besteht darin, eine 25 – 80mm starke UHFB Schicht auf Stahlbeton aufzubringen. Die Kontaktfläche wird vorgängig mit Methoden wie Hochdruckwasserstrahlen oder Sandstrahlen aufgeraut, um einen hochwertigen Verbund zu erreichen. Indem der UHFB mit Bewehrungsstäben ergänzt wird, die einzig in Haupttragrichtung eingelegt werden, wird – in Anlehnung an den Begriff „Stahlbeton“ – der sogenannte „Stahl-UHFB“ erhalten. Die Kombination von Stahl-UHFB mit Stahlbeton führt zu Verbundbauteilen gemäss Bild 1.

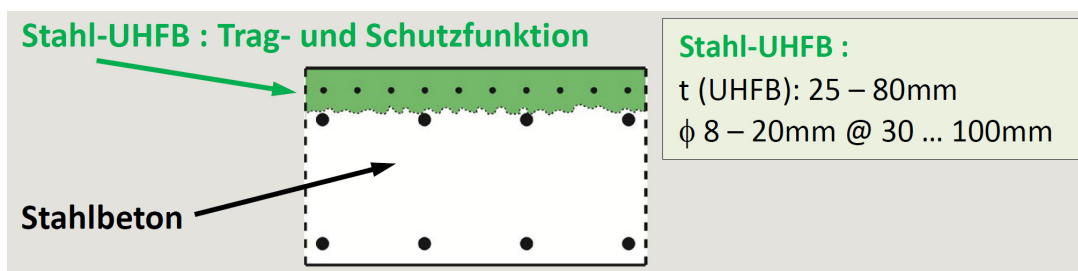


Bild 1 Grundkonfiguration von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen

Durch die Ergänzung des Stahlbetonbauteils mit Stahl-UHFB werden Verbundbauteile erhalten, die den Tragwiderstand deutlich zu erhöhen vermögen sowie im Gebrauchszustand bedeutende Zugkräfte aufnehmen und so die Steifigkeit erhöhen, ohne dass es zu einer sichtbaren und für die

Dauerhaftigkeit nachteiligen Rissbildung kommt. Damit können gleichzeitig tragende und wasserdichte UHFB-Schichten auf denjenigen Bereichen aus Stahlbeton aufgebracht werden, welche durch starke Umwelteinflüsse (z.B. Einwirkung von Tausalzen) oder hohe mechanische Einwirkungen (z.B. Fahrbahnplatten) stark beansprucht sind.

Falls die UHFB Schicht einzig eine Schutzfunktion zu erfüllen hat, dann sind Einlagen von Bewehrungsstäben nicht notwendig und die UHFB Schicht kann auf minimal 25mm Dicke reduziert werden. Die Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise kann so die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit von Tragwerken und Bauteilen verbessern. Die bekannten Schwachstellen und Mängel der etablierten Betonbauweise werden dadurch eliminiert.

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise, indem wesentliche Fragestellungen behandelt werden, die beim Entwurf, der Bemessung und Ausführung zu beachten sind. Nach einer Darstellung der grundlegenden Ideen und Qualitäten dieser neuartigen Bauweise werden die Eigenschaften von UHFB und das Tragverhalten von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen beschrieben. Bisher ausgeführte Anwendungen bei der Instandsetzung und Verstärkung bestehender Betonbauten werden aufgezeigt und die wesentlichen Erkenntnisse daraus gezogen. Die vielfältigen Möglichkeiten des Einsatzes dieser neuartigen Bauweise beim Bau von neuen Tragwerken werden erwähnt. Der Aufsatz schliesst mit Folgerungen und einem Ausblick ab.

2. Grundlegende Idee der Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise

2.1. Eigenschaften von UHFB und Stahl-UHFB

Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Betone (UHFB) bestehen aus einer feinkörnigen und kompakten, zementösen Matrix, die mit einer relativ grossen Menge von kurzen Stahlfasern bewehrt ist. Da bei der Erhärtung das Anmachwasser beinahe vollständig verbraucht wird und sich im dichten Gefüge der Matrix kaum noch Kapillarporen bilden, weist der Baustoff eine sehr geringe Permeabilität gegenüber Wasser- und Chlorideintrag auf [1].

Die Druckfestigkeit von UHFB beträgt mehr als 150MPa. Das im einachsigen Zugversuch beobachtete Zugverhalten zeigt nach Erreichen der sogenannten elastischen Zugfestigkeit, bei der die Matrix seine Zugfestigkeit erreicht, eine deutliche Verfestigung des Werkstoffs von 1 – 3%o Dehnung bei Erreichen der UHFB-Zugfestigkeit von 9 – 15MPa, gefolgt von einer ausgeprägten Dehnungsentfestigung (strain softening) mit einer spezifischen Bruchenergie von etwa 20kJ/m².

Durch die Ergänzung von UHFB mit Bewehrungsstäben, die nur in Haupttragrichtung eingelegt werden, können erhebliche Zugkräfte in Verbundbauteilen aufgenommen werden [2,3]. Gerippte und glatte Bewehrungsstäbe unterschiedlicher Festigkeiten sind für die Bewehrung des UHFB geeignet. Mit Rippenstählen werden höhere Tragwiderstände erzielt; glatte Stähle erlauben grössere Gesamtverformungen. Durch die Kombination von Stahl-UHFB mit Stahlbeton kann ein beachtlicher Steifigkeitsgewinn der Tragwerksteile und somit eine Steigerung der Gebrauchstauglichkeit erreicht werden. Zudem wird die für UHFB typische Streuung der mechanischen Eigenschaften, die herstellungsbedingt auf eine anisotrope Faserausrichtung zurückzuführen ist, durch die Verwendung von Stabstählen deutlich reduziert.

UHFB kann sowohl in Form von vorfabrizierten Bauteilen, vorwiegend für den Neubau, eingesetzt werden oder vor Ort bei Eingriffen in bestehende Tragwerke als selbstverdichtender Frisch-UHFB angeliefert und eingebaut werden.

2.2. Konzeptidee

Wie für andere hochleistungsfähige Baustoffe gilt die Strategie, den UHFB nur dort einzusetzen, wo seine vorteilhaften Eigenschaften auch genutzt werden. Der verbleibende volumenmässig

grössere Anteil des Bauteils soll in herkömmlichem Stahlbeton (oder in einer anderen etablierten Bauweise) belassen werden. Die Anwendung von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen zielt in erster Linie auf Platten als Bauteile im Hochbau und bei Kunstbauten. Wandartige Elemente können ebenfalls mit einer UHFB-Schicht versehen werden.

Als Beispiel für den Einsatz von Stahl-UHFB sei die Fahrbahnplatte von Brücken erwähnt. Bei Strassenbrücken sind die Leitmauern und die Oberseite der Fahrbahnplatte einer starken Chloridexposition ausgesetzt und benötigen somit einen hohen Eindringwiderstand oder einen Oberflächenschutz, um den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit zu genügen. Ausserdem wirken hohe konzentrierte Kräfte in Form von Radlasten auf die Fahrbahnplatte und Anprall auf die Leitmauer ein. Entsprechend werden diese stark beanspruchten Bereiche aus Stahl-UHFB ausgebildet, während die weniger beanspruchten Stellen in herkömmlichem Stahlbeton verbleiben können.

Bei bestehenden Betonbauten besteht das Ziel und der Nutzen eines Einsatzes von Stahl-UHFB darin, sowohl die Tragfunktion (Tragwiderstand gegenüber Biegung, Schub, Ermüdung) als auch die Schutzfunktion (Abdichtung) in einem Arbeitsgang herstellen zu können, was in vielen Fällen eine deutliche Reduktion der Dauer der Baustelle und damit der indirekten Kosten (Benutzerkosten) zur Folge hat. Diese Bauweise bedeutet auch einen relativ sanften Eingriff in das bestehende Tragwerk, da sein Eigengewicht nicht oder nur unwesentlich erhöht werden muss, womit Verstärkungen anderer Tragwerksteile und der Fundamente vermieden werden können.

Bei neuen Bauwerken besteht das Interesse des Einsatzes von Stahl-UHFB darin, ein wirklich dauerhaftes Tragwerk zu realisieren, das zudem einen vereinfachten Bauvorgang sowie schlankere und damit leichtere Bauteile ermöglicht.

2.3. Kosten und Wirtschaftlichkeit

In der Konzeptphase eines Einsatzes der Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise werden die Kosten und die Wirtschaftlichkeit der Bauweise auf vier unterschiedlichen Stufen betrachtet, was nachfolgend am Beispiel eines Projekts für einen Eingriff in bestehende Tragwerke erläutert wird:

- 1 Baustoffkosten: Die Baustoffkosten für UHFB liegen zwischen denjenigen von Baustahl und Stahlbeton. Der Preis für die Herstellung und Lieferung von UHFB für die Ausführung einer 30mm dicken Schicht auf einer Brückenfahrbahnplatte beträgt – aufgrund heutiger Erfahrungen – etwa 180 – 250 Franken pro m².
- 2 Baukosten: Trotz der im Vergleich zu herkömmlichem Beton relativ hohen Kosten für den Baustoff UHFB können die direkten Baukosten für eine Instandsetzung im Rahmen der Kosten für heute (noch) übliche Bauweisen gehalten werden, denn die UHFB Bauweise ermöglicht einen rationelleren Bauvorgang. Indem mehrere Funktionen in einem Arbeitsgang realisiert werden, können die Anzahl Arbeitsschritte und -stunden sowie die Dauer der Baustelle reduziert werden. Aufgrund heutiger Erfahrungen können die Baukosten der UHFB Bauweise (im Vergleich zu den herkömmlichen Methoden) geringer gehalten werden.
- 3 Gesamtkosten: Durch eine kürzere Dauer der Baustelle werden die aus volkswirtschaftlicher Sicht immer bedeutender werdenden Nutzerkosten reduziert. Die Wirtschaftlichkeit einer Baumassnahme kann so deutlich erhöht werden.
- 4 Lebenszykluskosten: Auch über die Nutzungsdauer betrachtet dürfte sich der Einsatz von UHFB gegenüber herkömmlichen Methoden als wirtschaftlich erweisen, denn es darf für das mit UHFB qualitativ verbesserte Bauwerk mit einem geringeren Aufwand für den Unterhalt und die Instandsetzung gerechnet werden. Auch kann abgeschätzt werden, dass mit dieser neuartigen Bauweise der Ressourcenverbrauch verringert wird.

Entscheidend für den Einsatz der Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise sind in Wirklichkeit immer die Baukosten, also die Stufe 2, denn die heute (noch) angewendeten

Finanzierungsmechanismen im Bauwesen berücksichtigen die Stufen 3 und 4 nach wie vor nicht explizit. Somit besteht bei einer UHFB Anwendung aus Sicht der Kosten das Ziel darin, bereits auf der Stufe 2 der direkten Baukosten gegenüber der herkömmlichen Bauweise kompetitiv, d.h. kostengünstiger, zu sein. Denn man kann nicht davon ausgehen, dass die Budgets für die Baumassnahmen aufgrund von langfristigen Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen jemals erhöht werden. Geringere Nutzerkosten und Lebenszykluskosten werden einzig bei gleichen Baukosten als qualitative Entscheidungskriterien berücksichtigt.

2.4. Nachhaltigkeit

Betrachtungen zur Umweltverträglichkeit von Baumethoden werden immer wichtiger, vor allem aus der Sicht der (öffentlichen) Bauherren und Bauwerkseigentümer. UHFB wird zwar mit vergleichsweise hohen Zementmengen hergestellt, doch kann die geforderte technische Leistungsfähigkeit mit relativ dünnen UHFB Schichtstärken erreicht werden. Es kann somit abgeschätzt werden, dass insgesamt gegenüber der herkömmlichen Betonbauweise die verwendete Zementmenge nicht grösser wird, die Kiesreserven jedoch stark geschont werden.

Auch muss weniger Baustoffvolumen hergestellt und weniger Baustoffmasse transportiert werden. Somit sind tendenzmässig der Energieaufwand und der CO₂-Ausstoss insgesamt geringer als bei herkömmlichen Bauweisen. Durch den schonenderen Umgang mit bestehender Bausubstanz, welcher der UHFB-Technologie zu Grunde liegt, können zudem vor allem bei der Erhaltung von Betonbauten die Rückbaumenge und somit der Bedarf an Deponien und Recycling vermindert werden.

Bei der Erhaltung von Bauwerken lautet das strategische Ziel, die Bauwerke derart zu verbessern, dass der weitere Aufwand für deren Erhaltung langfristig drastisch gesenkt werden kann. Dadurch sollen Geldmittel für Investitionen in neue, den Regeln der Nachhaltigkeit genügende Bausubstanz für Hochbauten und Infrastrukturbauwerke mit einem *echten* volkswirtschaftlichen Mehrwert frei werden. Dieses strategische Ziel erfordert die Zusammenarbeit von weitsichtigen Ingenieuren, Unternehmern und Bauwerkseigentümern, welche für neuartige Technologien offen sind und diese für die Anwendung auch umsetzen.

3. Tragverhalten von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen

Seit dem Sommer 1999 befasst sich die Forschungsgruppe des Autors an der ETH Lausanne (EPFL) mit der Thematik des Einsatzes von UHFB für die Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Bauwerken aus Stahlbeton, insbesondere von Brücken. Aus diesen Forschungsarbeiten gehen folgende grundlegende Erkenntnisse hervor, die in diesem Kapitel zusammengefasst werden.

Die Literaturangaben [1-18] sind eine Auswahl von Publikationen des MCS-EPFL, die einen vertieften Einblick in die verschiedenen Aspekte geben und auch auf Arbeiten anderer Forscher verweisen.

3.1. Ausgangsstoffe und Zusammensetzung von UHFB und technologische Aspekte

Der Schweizer Baustoffmarkt bietet heute mehrere UHFB-Produkte als Fertigmischungen an. UHFB kann auch direkt mit Komponenten, die auf dem Schweizer Baustoffmarkt erhältlich sind, hergestellt werden. UHFB wird mit den für Normalbeton üblichen Mischgeräten und –installationen in jedem Betonwerk oder auf der Baustelle hergestellt. Entscheidend bei der Herstellung des Frisch-UHFB ist der Herstellungsprozess, der je nach UHFB-Produkt unterschiedlich ist und genau eingehalten werden muss. Denn nur so kann der Frisch-UHFB mit den geforderten Eigenschaften betreffend Verarbeitbarkeit erhalten werden. Auch konnten in letzter Zeit selbstverdichtende Frisch-UHFB Mischungen durch die Zugabe entsprechender Zusatzstoffe entwickelt werden, die nach dem Einbau auf der Baustelle ein Gefälle von bis zu 10% halten können, ohne „davon zu fließen“.

Eine interessante, für die Qualitätskontrolle bei der Ausführung sehr wesentliche Erkenntnis aufgrund der bisherigen Erfahrungen ist, dass ein korrekt hergestellter Frisch-UHFB im erhärteten Zustand mit grosser Wahrscheinlichkeit die geforderten mechanischen Eigenschaften aufweisen wird [4, 5]. In Bezug auf den Eindringwiderstand von (chloridhaltigem) Wasser in UHFB haben diverse Kampagnen von Permeabilitätsmessungen gemäss der Norm SIA 262/1 (Anhang E) Werte ergeben, die um etwa zwei Grössenordnungen besser sind als entsprechende Permeabilitätswerte, wie sie für fachgerecht ausgeführte Normalbetone üblich sind [6].

Die Fasern sind ein wesentlicher Kostenpunkt und entsprechend kommt einem optimalen Fasergehalt eine starke Bedeutung zu. Anhand von numerischen Simulationen und analytischen Untersuchungen wurde der Einfluss des Gehalts und der Orientierung der Stahlfasern (in der Regel: Länge 10 – 13mm, Durchmesser 0.15 – 0.2mm) auf die mechanischen Eigenschaften von UHFB unter Zugbeanspruchung ermittelt [7]. Daraus konnte abgeleitet werden, dass für UHFB, der im Tragwerk vorwiegend auf Zug beansprucht wird, ein Fasergehalt von 3 Vol.-% nicht unterschritten werden sollte, denn so kann die dabei erforderliche Verfestigung des UHFB erhalten werden. Für vorwiegend druckbeanspruchte Tragwerksteile kann der Fasergehalt auch Werte im Bereich von 2 Vol.-% annehmen.

Die weitere Entwicklung des Baustoffs UHFB betrifft seine Optimierung, die in zwei Richtungen geht: Bei der Zementmatrix wird die Zementmenge reduziert und durch die Beigabe von Kalkfiller ergänzt. Bei den Fasern werden Möglichkeiten zur Substitution der Stahlfasern durch synthetische Fasern untersucht. Die Optimierungen zielen in erster Linie auf eine Reduktion der Baustoffkosten für UHFB und dann auch auf eine (noch) bessere Umweltverträglichkeit.

Die Stahlfaserspitzen an der UHFB Oberfläche korrodieren, vor allem bei Kontakt mit chloridhaltigem Wasser (Bild 6a). Diese Korrosionserscheinung ist für die Dauerhaftigkeit unbedeutend, kann aber das Aussehen unter Umständen ungünstig beeinflussen. Dieses Auftreten von „Rostpunkten“ wird durch die Oberfläche der Schalung beeinflusst. Anhand von Versuchen konnte gezeigt werden, dass sich beim Einsatz einer Schalung aus Stahl die stärkste und bei einer Holzschalung die geringste Bildung von „Rostpunkten“ ergibt bei Beaufschlagung der UHFB Oberfläche mit chloridhaltigem Wasser [6]. Eine auf der Baustelle hergestellte UHFB Oberfläche eines Randabschlusses, bei der die Oberfläche mit einer in die Schalung eingelegten Folie des Typs Zemdren bearbeitet wurde, ist beinahe frei von „Rostpunkten“ [4].

Beim Einsatz von UHFB auf Fahrbahnplatten von Strassenbrücken ist der Verbund zwischen UHFB und dem Fahrbahnbelag von grosser Bedeutung [7]. In Zusammenarbeit mit dem Strassenbaulabor LAVOC (Prof. A.-G. Dumont) an der EPFL wurde eine Belagsmischung optimiert, die mit einer Schichtstärke von nur 40mm eingebaut werden kann und die einen gemäss den Anforderungen der Normen genügenden Haftverbund ermöglicht. Dabei wurde auch die Temperatureinwirkung beim Belageinbau auf eine UHFB Schicht experimentell und numerisch untersucht und dabei festgestellt, dass die Eigenschaften des UHFB nicht beeinträchtigt werden.

3.2. Tragverhalten des Verbundbauteils

Im Verbundsystem Stahl-UHFB – Stahlbeton entstehen in der UHFB Schicht beim Erhärten Zugspannungen infolge Schwinden und Verformungsbehinderung durch den Stahlbeton-Untergrund [8,9]. Diese Zugspannungen können vom UHFB wegen dessen vergleichsweise hoher Zugfestigkeit und dem verfestigendem Verhalten aufgenommen werden. Entsprechend treten im UHFB unter Gebrauchsspannungen keine sichtbaren Risse auf. Diese Erkenntnis stützt sich auf Beobachtungen an Bauwerken und Ergebnisse von numerischen Simulationen von typischen Verbundsystemen, die in Versuchen und Ausführungen realisiert und messtechnisch aufgenommen wurden.

Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile verhalten sich monolithisch. Versuche zum Langzeitverhalten haben gezeigt, dass an der Grenzschicht und an den freien Enden keine Ablöseerscheinungen auftreten. Unter Biegebruchbeanspruchung treten Risse infolge

Scherbeanspruchung zwischen den beiden Schichten erst weit nach Überschreiten der Maximallast auf [10-13].

Die Steifigkeit, die Tragfähigkeit und der Tragwiderstand von UHFB-Stahlbeton Verbundbauteilen werden durch Bewehrung in der UHFB Schicht erhöht. Zudem wird der verfestigende Bereich des UHFB verlängert [3,11,12].

Das Tragverhalten von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen kann mit Modellen vorhergesagt werden. Das zeitabhängige Verhalten kann mit FE-Programmen simuliert werden [14,15]. Das Verhalten unter Biegung kann mit einem Querschnittsmodell erfasst werden, das eine Erweiterung des klassischen Biegemodells für Stahlbeton ist (Bild 2) [3,10,13].

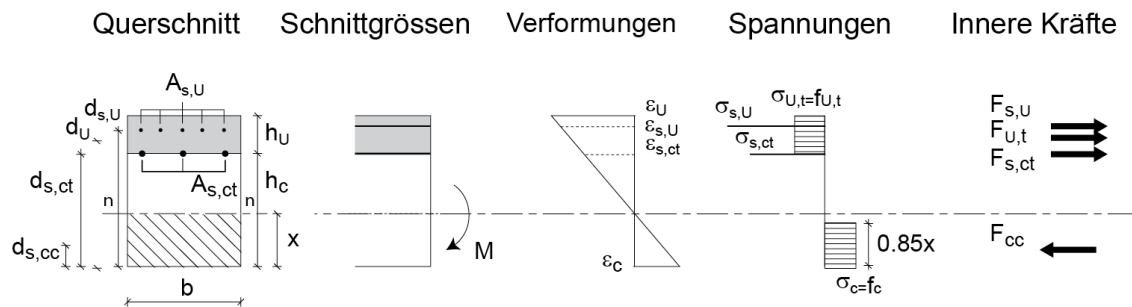


Bild 2 Modell zur Ermittlung des Biegeverhaltens von UHFB-Stahlbeton Verbundquerschnitten

Das Tragverhalten von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbalken unter kombinierter Einwirkung von Querkraft und Biegemoment wurde in einer kürzlich abgeschlossenen Dissertation untersucht [16,17]. Anhand von Versuchen konnte festgestellt werden, dass der Kräftefluss und die Tragwerksantwort des Verbundträgers von den Verbundeigenschaften zwischen dem Stahl-UHFB und dem Stahlbeton abhängen. Nach dem Auftreten des geeigneten Schubhaupttrisses im Stahlbetonteil tritt eine sich (unter entsprechender Rissbildung) entfestigende Zone ICD entlang der Grenzschicht zwischen Stahl-UHFB und Stahlbeton auf (Bild 3). Durch diesen Mechanismus kann der Stahl-UHFB seinen Tragwiderstand entwickeln, und der Verbundträger erreicht schliesslich seinen Tragwiderstand, der deutlich höher ist gegenüber demjenigen des Stahlbetonträgers allein. Basierend auf diesen Erkenntnissen wurden statische und kinematische Modelle gemäss der Plastizitätstheorie hergeleitet zur Ermittlung des Tragwiderstands und der Tragwerksantwort von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundträgern unter Biegung und Schub.

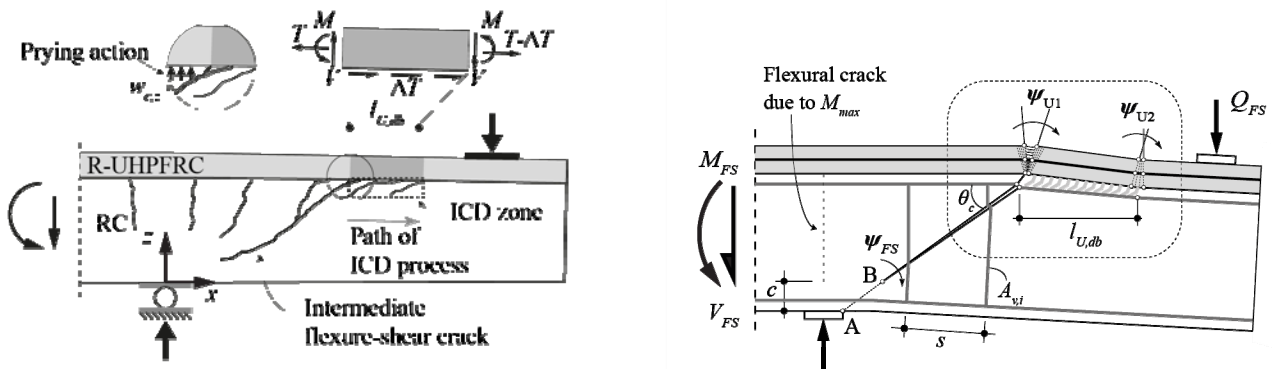


Bild 3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundträger unter Biegung und Schub: Versagensmechanismus und Modellbildung [17]

Eine weitere aktuelle Forschungstätigkeit betrifft das Ermüdungsverhalten von UHFB, Stahl-UHFB und Stahl-UHFB – Stahlbeton Plattenstreifen sowie die Verifizierung von Ergebnissen, die anhand einer Serie von Tastversuchen erhalten wurden [18].

4. Anwendungen zur Verbesserung bestehender Betonbauten mit UHFB

4.1. Einleitung

Ein wichtiges Einsatzgebiet von UHFB ist die Verbesserung bestehender Betonbauten mit UHFB, indem die bekannten, immer wieder Schäden zeigenden Bauteilbereiche in Stahlbeton mit UHFB als Baustoff mit verbesserten Eigenschaften dauerhaft instandgesetzt werden. Seit 2004 wird UHFB in der Schweiz für die Verbesserung bestehender Betonbauten eingesetzt [19].

Bei den nachfolgend kurz beschriebenen Anwendungen wurden verschiedene UHFB Mischungen eingesetzt, die sich je nach Anforderungen an die Verarbeitbarkeit und mechanischen Eigenschaften im Zementgehalt, Fasergehalt und Hochleistungsverflüssiger unterschieden. Die Betonoberfläche des instand zu setzenden Bauteils wurde jeweils mit Hochdruckwasserstrahlen (HDW) und in einem Fall mit Sandstrahlen vorbereitet. Damit konnte (ohne mechanische Verbindungselemente) ein genügender Verbund für ein monolithisches Tragverhalten der UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile erhalten werden.

Bei allen Anwendungen wurden Vorversuche durchgeführt, um den UHFB mit den im jeweiligen Anwendungsfall zur Verfügung stehenden Personen, Geräten und anderen Gegebenheiten einwandfrei herstellen und einbauen zu können. Die Durchführung dieser Vorversuche war in allen Fällen wichtig, denn es konnten letzte Korrekturen vorgenommen werden, die danach eine normal ablaufende Ausführung mit der geforderten Qualität ermöglichten.

Der Frisch-UHFB wurde bei allen Anwendungen ohne nennenswerte Schwierigkeiten in herkömmlichen Betonmischern auf der Baustelle oder im Betonwerk hergestellt und mit üblicher Gerätschaft (bei extremsten Umgebungstemperaturen von 4°C respektive 33°C) eingebaut. Die Dauer der Baustelle konnte in der Regel deutlich kürzer gehalten werden als bei herkömmlichen Methoden.

Die bisherigen Anwendungen können in drei Gruppen eingeteilt werden, welche die Verwendung von UHFB und Stahl-UHFB für die Herstellung der 1) Schutzfunktion auf horizontalen Flächen, 2) Schutzfunktion auf vertikalen Flächen, und 3) Trag- und Schutzfunktion für Platten betreffen.

4.2. UHFB für die Herstellung der Schutzfunktion auf horizontalen Flächen

Bei mehreren Anwendungen wurden die Oberflächen der Fahrbahnplatte und die Randabschlüsse von Brücken gemäss dem im Bild 4 dargestellten Konzept mit UHFB abgedichtet. Das Ziel der Instandsetzungen war die Wiederherstellung und Verbesserung der Dauerhaftigkeit. Diese Anwendungen beinhalteten viele der typischen Problemstellungen einer Instandsetzung von Strassenbrücken aus Stahlbeton: durch Chloride verursachte Bewehrungskorrosion der Randabschlüsse und der Oberseite der Fahrbahnplatte, eine Verbreiterung der Fahrbahn, und die Arbeiten mussten unter Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs ausgeführt werden.

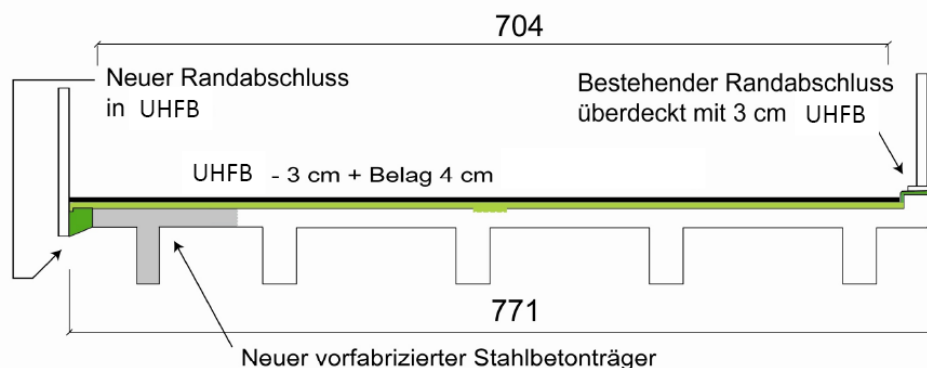


Bild 4 Querschnitt einer mit UHFB instandgesetzten und verbreiterten Brücke (Abmessungen in cm) [20]

Der UHFB wurde entsprechend der Grundidee in denjenigen Bereichen des Bauwerks eingesetzt, welche neu mit einer „Oberflächenhärtung“ den höchsten Beanspruchungen der Expositionsklassen XD2, XD3 dauerhaft standhalten müssen. Es wurden mit dem selbstverdichtenden UHFB Gefälle bis maximal 10.6% hergestellt (Bild 5b). Dazu war eine angepasste Mischung notwendig, die ein sogenannt thixotropes Verhalten des Frisch-UHFB ermöglicht, d.h. zäh fließend bei der Bearbeitung und starr an Ort bleibend nach dem Einbau. Oberflächen in Sicht-UHFB wurden roh geschalt oder in einem Fall mit einer profilierten Folie bearbeitet [21], um die Bildung von Rostpunkten an der mit chloridhaltigem Wasser beaufschlagten UHFB Oberfläche zu reduzieren und hervorstehende Fasern zu vermeiden (Bild 6).



a) b)

Bild 5 a) Einbau des Frisch-UHFB auf der Fahrbahnplatte (2004), b) Herstellung eines Gefälles von 10.6% auf einer Brückenfahrbahnplatte [22]



a) b)

Bild 6 a) Rostpunkte auf einer in einer Stahlschalung hergestellten UHFB Oberfläche, b) Bearbeitung der Oberflächen mit profilierter Folie [21]

In weiteren Anwendungen wurden Fahrbahnplatten mehrerer Strassenbrücken und in einem ersten Fall auch einer kleinen Bahnbrücke mit UHFB abgedichtet resp. geschützt. Dabei standen folgende Argumente für den Einsatz von UHFB im Vordergrund: Reduktion der Dauer der Baustelle, Verlängerung der Wirksamkeit des Oberflächenschutzes, Vermeidung von Anpassungen vor/nach der Brücke, Reduktion von Bau- und Nutzerkosten, verbesserte Wirtschaftlichkeit.

4.3. UHFB für die Herstellung der Schutzfunktion auf vertikalen Flächen

Bei diesen Anwendungen wurde eine UHFB-Schicht in vertikaler Richtung auf bestehende wandartige Bauteile aufgebracht mit dem Ziel, eine langfristige Schutzfunktion zu erreichen. Im September 2006 wurden die Leitmauern einer Autobahnbrücke mit einer 30mm dicken UHFB-

Schicht beschichtet, um eine möglichst dauerhafte Leitmauer zu erhalten, denn künftige Instandsetzungen von herkömmlichen Schutzsystemen hätten sehr hohe Nutzerkosten zur Folge [23]. Die Herausforderung bestand darin, den selbstverdichtenden Frisch-UHFB in der richtigen Konsistenz in den 30mm schmalen Hohlraum zwischen Schalung und der mit HDW vorbereiteten Oberfläche der Leitmauer über eine Höhe von rund 120cm einzubringen (Bild 6a und 6b).



Bild 7 a) Einbringen des Frisch-UHFB, b) Ansicht der Leitmauer mit UHFB Beschichtung, c) vorfabrizierte UHFB-Schalenelemente ummanteln einen Brückenpfeiler.

Im Frühjahr 2007 wurde ein durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion stark beschädigter Brückenpfeiler einer Bahnüberführung mitten in einer stark befahrenen Autobahn instandgesetzt, indem der Pfeiler mit vorgefertigten Elementen aus UHFB mit einem dauerhaften Schutzschild gegen das Eindringen von Chloriden und Wasser geschützt wurde. Wegen der begrenzten Zugänglichkeit des Brückenpfeilers erwies sich die Vorfabrikation als vorteilhaft. Nach dem HDW-Abtrag des mit Chloriden verseuchten Betons wurden die einzelnen, 40mm dünnen und bis zu 4m hohen UHFB-Panels montiert und mit einem 2-Komponenten-Epoxy-Kleber verbunden; der Hohlraum hinter dem „UHFB-Schild“ und dem bestehenden Pfeiler wurde mit einem selbstverdichtenden Mörtel verfüllt (Bild 7c).

4.4. Herstellung der erforderlichen Trag- und Schutzfunktion für Platten und Decken

Die Stahlbetondecke der Fahrzeughalle in einem Gebäude wies eine unzureichende Tragfähigkeit für die kommende Generation von Fahrzeugen auf, worauf der Ersatz der bestehenden Decke vorgesehen wurde. Eine in den Baukosten deutlich günstigere Unternehmervariante wurde ausgeführt, indem die bestehenden Rippendecke mit einer rund 40mm starke Stahl-UHFB Schicht verstärkt wurde, die anstelle des zuvor vorhandenen Überzugs aufgebracht wurde (Bild 8). Diese bauliche Massnahme erwies sich zudem in Bezug auf die Nutzerkosten als vorteilhaft, indem die Nutzung des Gebäudes während der Bauarbeiten relativ wenig beeinträchtigt wurde. Zudem waren die Bauzeit kürzer und damit die Lärm- und Staubentwicklung geringer.

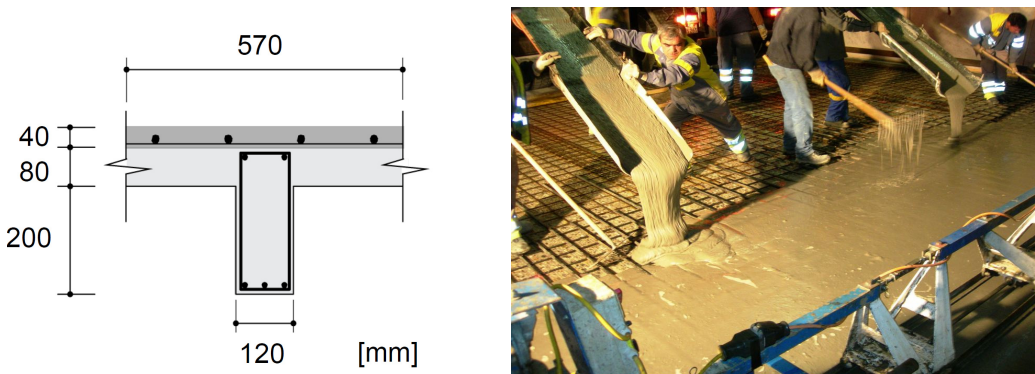


Bild 8 Querschnitt über Auflager der mit bewehrtem Stahl-UHFB verstärkten Rippendecke und Einbringen des Frisch-UHFB (2007)

Im Falle einer Instandsetzung und Verstärkung der Fahrbahnplatte einer Brücke von hohem kulturellem Wert, die dem lokalen Verkehr in einem Dorf dient, wurde eine Schicht aus Stahl-UHFB für die Wiederherstellung der Trag- und Schutzfunktion der Fahrbahnplatte aufgebracht (Bild 9a). Der frische UHFB wurde in einer nahe gelegenen Betonzentrale hergestellt, mit Lastwagen angeliefert und eingebaut. Es wurde eine direkt befahrbare UHFB-Fahrbahnfläche hergestellt, indem durch Einstreuen von Splitkies eine für den gegebenen Verkehr genügende Rauigkeit der Oberfläche erzielt werden konnte. Damit erfüllt die Stahl-UHFB Schicht drei Aufgaben: Steigerung des Tragwiderstands, Abdichtung der Fahrbahnplatte, befahrbare Deckschicht der Fahrbahnplatte.

In einer kürzlich ausgeführten Anwendung wurde die Fahrbahnplattenoberseite einer Strassenbrücke mit Stahl-UHFB verstärkt, indem die erforderliche Schub- und Biegetragfähigkeit wiederhergestellt wurde (Bild 9b).



a)

b)

Bild 9 Wiederherstellung der Trag- und Schutzfunktion durch Stahl-UHFB: a) Fahrbahnplatte als Zuggurt einer Bogenbrücke (2008), b) Biege- und Schub-Verstärkung über Stützen einer massiven Platte (2011)

4.5. Weitere Anwendungsmöglichkeiten

Mehrere künftige Anwendungen im Zusammenhang mit der Instandsetzung und Veränderung von Betonbauten sind in der Machbarkeitsstudie oder in der Bauprojektphase.

Die Eigenschaften von Stahl-UHFB bieten ein vermutlich weites Feld von weiteren Anwendungsmöglichkeiten, die noch nicht ausgekundschaftet sind. Nachfolgend werden ein paar Konzeptideen beschrieben, die noch nicht im Detail untersucht wurden:

- *Vorfabrizierte Randabschlüsse:* Die Randabschlüsse von vielen Brücken weisen frühzeitig Schäden in Form von Bewehrungskorrosion auf. Eine Instandsetzungsmethode besteht darin, den beschädigten Randabschluss abzutrennen und zu ersetzen. Dazu können vorfabrizierte UHFB Randabschlüsselemente (mit entsprechend reduzierten Abmessungen) mit vor Ort eingegossenem UHFB über die freigelegte Bewehrung der Platte mit dem bestehenden Tragwerk verbunden werden.
- *Schliessen von Fahrbahnübergängen:* Die meisten bestehenden Fahrbahnübergänge sind wasserdurchlässig, und der dadurch mit dem chloridhaltigen Wasser in Kontakt stehende Stahlbeton weist entsprechend frühzeitige (Korrosions-)Schäden auf. Heute eingebaute Systeme für Fahrbahnübergänge sind zudem wenig zuverlässig in Bezug auf die Wasserdichtigkeit. Gerade bei Gerbergelenken ergeben sich dadurch gefährliche Situationen.

Die meisten dieser Fahrbahnübergänge bestehender Brückentragwerke könnten aus Gründen des Tragwerkverhaltens heute ohne weiteres geschlossen werden, da die Schwind- und Kriechverformungen der Betonkonstruktion weitgehend abgeklungen sind. Die Idee besteht somit darin, zunächst die Bewehrung der beiden zu verbindenden Teile freizulegen und das Detail mit UHFB ergänzt mit entsprechenden Bewehrungszulagen zu verschliessen (Bild 10). Die Abmessungen dieser UHFB „Plombe“ ergeben sich aus den aufzunehmenden Beanspruchungen. Dadurch entsteht ein integrales (fugenloses) Tragwerk mit einem entsprechend geringerem Unterhaltsbedarf. Bei Fahrbahnübergängen im Bereich der Widerlager (von kürzeren Brücken) kann mit der kraftschlüssigen Stahl-UHFB-Verbindung mit der Schleppplatte eine dauerhafte monolithische Konstruktion hergestellt werden.

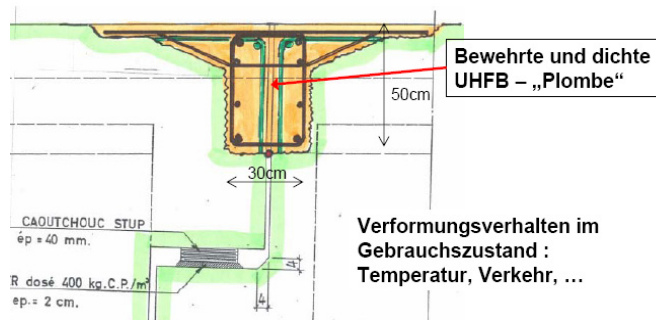
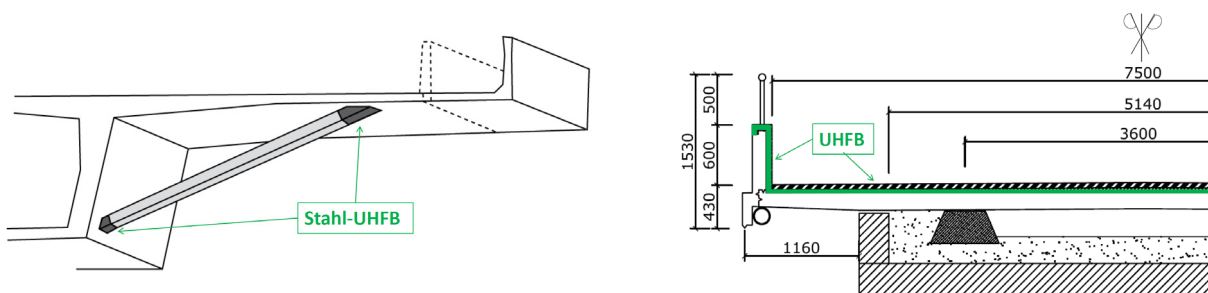


Bild 10 Bewehrte UHFB – „Plombe“ für das Schliessen von Dilatationsfugen

- Eine weitere Idee besteht darin, neuartige vorfabrizierte *Fahrbahnübergänge in Stahl-UHFB* herzustellen und auf dem Bauwerk mit der bestehenden Konstruktion (nach Freilegen der Anschlussbewehrung) mit UHFB zu vergiessen.
- Bei der Verbreiterung von bestehenden Brückenfahrbahnplatten besteht ein Konzept darin, die auskragende verbreiterte Platte mit Hilfe von geneigten Streben abzufangen. Diese Streben müssen über einen *Strebenfuss- resp. Strebenkopfblock* mit der bestehenden Konstruktion verbunden und verankert werden [24]. Diese Blöcke können vor Ort mit Hilfe von Stahl-UHFB in einer Schalung gegossen werden, nachdem die vorfabrizierten Streben in der endgültigen Lage vormontiert worden sind (Bild 11a).
- Aufgrund des vorhergehenden Beispiels ist es naheliegend, den Einsatz von Stahl-UHFB jeweils in Situation zu prüfen, bei denen *hohe konzentrierte Kräfte* eingeleitet werden müssen wie z.B. Ankerblöcke, Verankerungen, Knoten, Auflager.



a)

b)

Bild 11a) Strebenfuss- resp. Strebenkopfblock aus Stahl-UHFB, b) vorfabrizierte Fahrbahnelemente mit einer UHFB „Innenauskleidung“ als Abdichtung (Oberflächenschutz)

- Der Ersatz oder die Verbreiterung der Fahrbahnplatte von Brücken oder der Einbau einer (wasserdichten) Fahrbahnplatte bei Natursteinmauerwerksbrücken (Bild 11b) kann mit Hilfe von vorfabrizierten Elementen ausgeführt werden, die in Längsrichtung mit Vorspannkabeln zusammengespant und deren in Querrichtung verlaufende Fugen verklebt werden. Die *vorfabrizierten Fahrbahnelemente* werden dabei bei deren Herstellung mit einer Schicht UHFB

oder Stahl-UHFB als bereits eingebaute Abdichtung versehen. Diese Bauweise ermöglicht einen schnellen Bauvorgang mit einer entsprechend kurzen Behinderung der Nutzung der Brücke. (Auch ist denkbar, diese vorgefertigten Fahrbahnelemente aus Stahl-UHFB in Leichtbauweise herzustellen.)

- UHFB kann in der Vorfabrikation verwendet werden, um *Ausrüstungsteile* wie Randsteine oder Rad- resp. Fahrzeug-abweisende Elemente herzustellen.
- Aufgrund seiner vergleichsweise hohen Festigkeit dürfte UHFB auch widerstandsfähig gegenüber Abrasion sein. So könnten Oberflächen, die mechanischen Verschleisseinwirkungen ausgesetzt sind, mit UHFB dauerhafter als mit herkömmlichen Baustoffen geschützt werden. Entsprechende Anwendungen sind beispielsweise bei Industriebauten für Flächen, die mit Raupenfahrzeugen und/oder schweren Fahrzeugen befahren werden, oder für die Sohle von Hochwasserentlastungskanälen, die durch Geschiebetransport und Wasserfluss sehr stark auf Abrasion beansprucht sind. Allerdings sind bezüglich Abrasionswiderstand von UHFB noch systematische Untersuchungen notwendig.

Diese Konzeptideen sind nicht auf bestehende Bauwerke begrenzt. Sie können analog auch im Neubau umgesetzt werden.

5. Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbau für den Neubau

5.1. Projekt einer Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbrücke

Ist es sinnvoll, Stahlbetonbauten mit Querschnitten aus demselben Beton herzustellen? Wenn man sich überlegt, welche Bereiche eines Tragwerks wie beansprucht sind, kommt man zum Schluss, dass die Verwendung nur einer Betonqualität nicht effizient sein kann. Die Mischbauweise, bei der „edlere“ Baustoffe in stark beanspruchten Bereichen eingesetzt werden, wird im Maschinenbau und in der Natur („Bau“ von Pflanzen und Bäumen) seit langem angewendet.

Im Betonbau besteht die Idee darin, die als Schwachpunkte bekannten Bereiche eines Bauwerks aus Stahlbeton mit UHFB zu verbessern. Als Beispiel dient das Projekt für den Neubau einer zweifeldrigen Autobahnüberführung, die nach dem Prinzip entworfen wurde [25], UHFB einzig in den stark exponierten Tragwerksbereichen einzusetzen, d.h. die Oberseite der Fahrbahnplatte, die Brückenkappen sowie den Bereich des Auflagers über dem Mittelpfeiler (Bild 12). Alle anderen Teile des Brückentragwerks verbleiben in herkömmlichem Stahlbeton, denn diese Teile sind einer nur mittleren Exposition ausgesetzt. Das Bauprogramm für den Überbau sieht eine Dauer von nur 30 Tagen vor.

Dieses Neubauprojekt kann gemäss folgendem Bauvorgang realisiert werden. Die vorgefertigten Spannbetonträger werden zunächst auf der Baustelle montiert, und zur kraftschlüssigen Verbindung wird der Raum zwischen den Trägern über dem Mittelaufleger mit UHFB aufgefüllt. Dabei werden gleichzeitig ein UHFB Gelenk und ein 100mm starker Stahl-UHFB Zuggurt zur Aufnahme der hohen Zugkräfte auf der Oberseite des Brückenträgers über dem Mittelaufleger in „einem Guss“ hergestellt (Bild 12b). Danach werden die Längsfugen zwischen den vorgefertigten Trägern mit UHFB ausgegossen, und es wird eine 30mm dicke UHFB Schicht als Abdichtung der gesamten Fahrbahnplatte aufgebracht (Bild 12c). Die Brückenkappenelemente werden in UHFB vorgefertigt und auf der Fahrbahnplatte mit einem Epoxyleber befestigt. Schliesslich wird der Strassenbelag eingebracht. In diesem Beispiel wird UHFB in unterschiedlichen Mischungen als Ortbeton und auch in der Vorfabrikation eingesetzt.

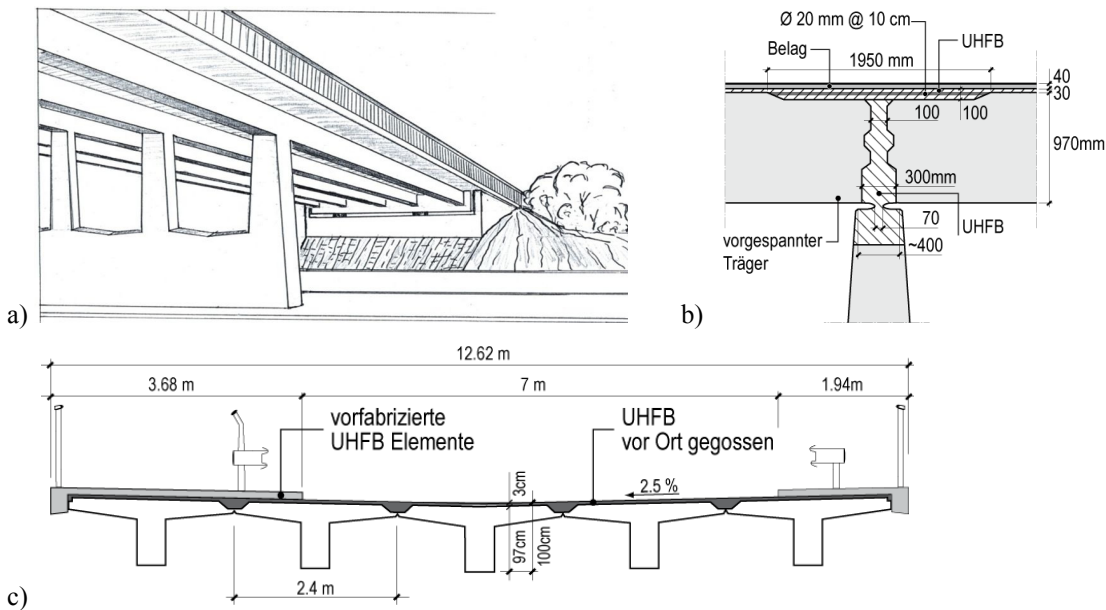


Bild 12: Neubau einer Brücke in Mischbauweise aus UHFB und herkömmlichem Stahlbeton: a) Ansicht, b) Detail über dem Mittelaufleger, c) Querschnitt in Feldmitte

5.2. Weitere Konzeptideen für den Neubau

Vorfabrikation: Die Festigkeiten von Stahl-UHFB sowie des Verbunds zwischen gerippten Bewehrungsstäben und UHFB sind wesentlich höher als diejenigen von Stahlbeton und des Verbunds zwischen Betonstahl und Normalbeton. Entsprechend besteht eine naheliegende Idee darin, vorfabrizierte Betonfertigbauteile mit UHFB zu verbinden. Damit entstehen Verbindungen aus Stahl-UHFB, und es ist denkbar, diese Stahl-UHFB Verbindungen in den Abmessungen zu reduzieren. Mit dem Einsatz von UHFB könnte einem wesentlichen Nachteil der Betonvorfabrikation, nämlich die Verbindungen der Fertigteile, begegnet werden.

Stahl-UHFB – Holz Verbundbau: Das Giessen einer massiven Platte auf einen Balkenrost aus Holz wurde schon mehrmals ausgeführt mit dem Ziel, die Tragfähigkeit einer Holzkonstruktion zu erhöhen. Der Nachteil der Holz – Beton Verbundbauweise ist die aus konstruktiven Gründen notwendige, vergleichsweise schwere Stahlbetonplatte, deren Tragwiderstand nur wenig genutzt werden kann. Die Idee ist, die Stahlbetonplatte zu ersetzen durch dünne vorfabrizierte Stahl-UHFB Plattenelemente, die gemäß Bild 13 mit der Holzkonstruktion durch im Holzbalken eingelassene Schubverbinder verbunden werden. Dieses Konzept wurde im Rahmen eines Masterprojekts [26] untersucht und beinhaltet verschiedene Vorteile: Leichtbauweise, zuverlässiger Verbund zwischen Stahl-UHFB und Holz, vergleichsweise geringe Deckenstärke.

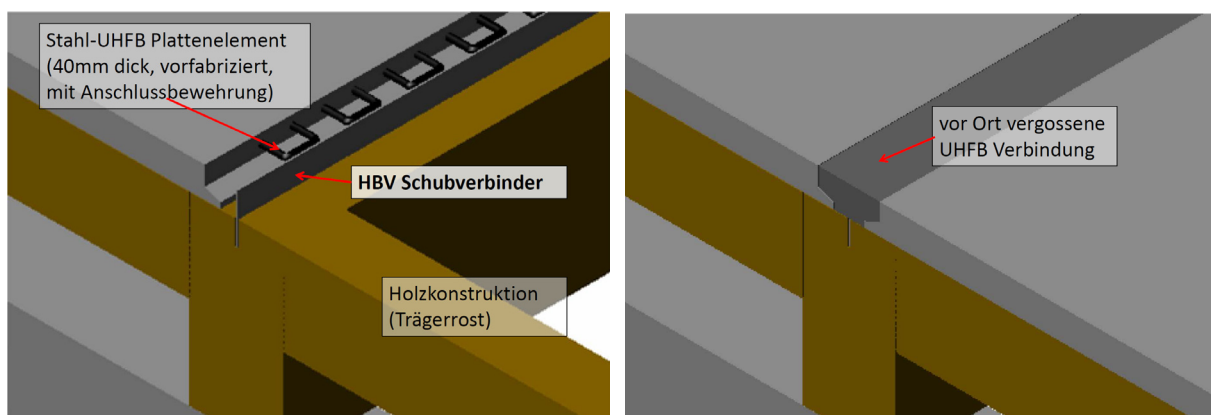


Bild 13 Stahl-UHFB – Holz Verbundbau mit eingeklebten HBV-Schubverbindern (TiComTec) [26]

Stahl-UHFB – Stahl Verbundbau: Eine wesentliche Schwachstelle der Stahl–Beton Verbundbauweise ist jeweils die Stahlbetonplatte, die unter Zugbeanspruchung (negative Momente) reisst und somit eine nur bescheidene Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit aufweist. Der qualitativ hochwertige Baustoff Baustahl sollte eigentlich auch mit einem qualitativ besseren Baustoff (als Stahlbeton) kombiniert werden. Folglich bietet sich der Verbund von Stahl-UHFB mit Stahlträgern an. Diese Konzeptidee könnte ein beträchtliches Potential aufweisen, das ausgekundschaftet werden sollte.

6. Regelwerke

Eine wichtige Voraussetzung für die breite Anwendung einer neuartigen Technologie ist ein Regelwerk und damit die Anerkennung als „Stand der Baukunde“. Ein Regelwerk würde zudem die Anwendung einer neuartigen Technologie durch die Projektierenden und Ausführenden erleichtern. Die bisherigen UHFB-Anwendungen stützten sich auf „Empfehlungen“ ab, die aufgrund der Erfahrungen laufend aktualisiert wurden und deren Stand Ende Jahr 2009 sich im Bericht [6] befinden.

Der heutige Stand der Technik wurde im Hinblick auf diese Fachtagung aktualisiert, was zum Entwurf (Datum: 10. Oktober 2011) für ein Regelwerk unter dem Titel „Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) – Entwurf, Bemessung und Ausführung“ gemäss dem Anhang im Tagungsband geführt hat. Dieser Entwurf behandelt sowohl die Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise als auch die Stahl-UHFB Bauweise für neuartige Tragwerke in Leichtbauweise.

Auf internationaler Ebene sind vor allem die Empfehlungen der AFGC [27] und des JSCC [28] bekannt. Die *fib* Task Group 8.6 erarbeitet ebenfalls Empfehlungen für den Neubau mit UHFB [29].

7. Folgerungen

Mit dem Einsatz von Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) können das Tragverhalten im Gebrauchszustand, der Tragwiderstand und die Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Stahlbeton verbessert werden.

Die Eigenschaften von UHFB ermöglichen neuartige Lösungen für die dauerhafte Instandsetzung und Verstärkung sowie für den Neubau von Betonbauten.

Die Anwendungen unter echten Baustellenbedingungen zeigen, dass die UHFB Technologie reif ist für die breite Anwendung.

Dank: Der Autor bedankt sich bei den Institutionen, welche die bisherigen Forschungen am MCS-EPFL finanziell unterstützt haben: Bundesamt für Bildung und Wissenschaft (BBW), Schweizerischer Nationalfonds, Kommission Technologie und Innovation, Stiftung Cemsuisse der Schweizer Zementindustrie, Swiss Steel AG, Europäische Union, Bundesamt für Strassen.

Alle bisherigen Anwendungen konnten nur dank einer professionellen Zusammenarbeit von Bauwerkseigentümern, Projektingenieuren, Unternehmern und Betonherstellern erfolgreich durchgeführt werden. Der Autor dankt den zahlreichen Personen, die bei den verschiedenen Anwendungen beteiligt waren.

Folgende Personen der „UHFB-Gruppe“ am MCS-Lehrstuhl an der ETH Lausanne (EPFL) haben seit 1999 zum Inhalt dieses Aufsatzes beigetragen: Dr Emmanuel Denarié, Dr Katrin Habel, Prof. Jean-Philippe Charron, Dr Aicha Kamen, Dr John Wüst, Dr Andrin Herwig, Dr Cornelius Oesterlee, Dr Hamid Sadouki, Prof. Minoru Kunieda, Dr Agnieszka Switek, Talayeh Noshiravani, Hadi Kamyab, Tohru Makita und Maléna Bastien Masse.

Literaturangaben

Die nachfolgenden Literaturangaben sind eine Auswahl von Publikationen des MCS-EPFL über UHFB und die UHFB – Beton Verbundbauweise. Auf Arbeiten anderer Forscher wird jeweils in diesen Publikationen verwiesen.

- [1] Charron, J.-P., Denarié, E., Brühwiler, E., Permeability of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) under high stresses, *Materials and Structures*, Vol. 40, No 3 (March), 2007, pp. 269-277.
- [2] Oesterlee, C., Brühwiler, E., Denarié, E., Tragverhalten von Verbundbauteilen aus bewehrtem UHFB und Stahlbeton, *Beton- und Stahlbetonbau* 104, Heft 8, 2009, pp. 462-470.
- [3] Oesterlee, C., Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members, Doctoral Thesis No 4848, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2010.
- [4] Denarié, E., Recommendations for the tailoring of UHPFRC recipes for rehabilitation, Deliverable D06, European Research Project ARCHES - Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures, November 2009.
- [5] Wuest, J., Denarié, E., Brühwiler, E., Model for predicting the UHPFRC tensile hardening response, *Proceedings, The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, March 05 - 07, 2008, Kassel, Germany.
- [6] Brühwiler, E., Denarié, E., Oesterlee, C., Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton, VSS Bericht, Forschungsauftrag AGB 2005/004, VSS Zürich, Januar 2010.
- [7] Wuest, J. : Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans les éléments composés. Thèse de doctorat No 3987, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2007.
- [8] Kamen, A., Denarié, E., Sadouki, H., Brühwiler, E., Thermo-mechanical response of UHPFRC at early age - experimental study and numerical simulation. *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, Issue 6, June 2008, pp. 822-831.
- [9] Habel K., Charron J.P., Denarié E., Brühwiler E., Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC in structures, *Magazine of Concrete Research*, 58, No 3, 2006, pp.135–156.
- [10] Habel, K., Denarié, E., Brühwiler, E., Structural response of elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes and reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 11, 2006, pp. 1793-1800.
- [11] Habel K., Denarié E., Brühwiler E., Experimental Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members, *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No 1, 2007, pp. 93-101.
- [12] Habel, K., Denarié, E., Brühwiler, E., Bauteile aus Ultrahochleistungsfähigem Faserbeton (UHPFRC) und traditionellem Stahlbeton - Eine innovative Lösung zur Instandsetzung und Veränderung bestehender Betonbauten, *Beton- und Stahlbetonbau*, 100. Jahrgang, Heft 2, 2005, S. 124-131.
- [13] Habel, K., Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete, Doctoral Thesis No 3036, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2004.
- [14] Kamen, A., Denarié, E., Sadouki, H., Brühwiler, E., Numerical simulations of early age thermal effects, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, Issue 6, 2008, pp. 822-831.

- [15] Oesterlee, C., Sadouki, H., Brühwiler, E., FE analysis of a composite bridge structure combining UHPFRC and prestressed concrete, Proceedings, UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, March 05 - 07, 2008, Kassel, Germany.
- [16] Noshiravani, T., Brühwiler, E., Behaviour of UHPFRC-RC composite beams subjected to combined bending and shear, Proceedings, 8th FIB PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, June 20-23, 2010.
- [17] Noshiravani, T., Structural response of R-UHPFRC - RC composite beams subjected to combined bending and shear, Doctoral Thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2011 (submitted).
- [18] Herwig A., Ermüdungsversuche mit Mischbauteilen aus ultra-hochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton und Stahlbeton, Tagungsband Doktorandensymposium 45. Forschungskolloquium des DAfStb, Wien 6. – 7. Oktober 2005.
- [19] Brühwiler, E., Rehabilitation of bridges using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete, Proceedings, New York City Bridge Conference, August 17 – 18, 2009.
- [20] Brühwiler, E., Denarié, E., Putallaz, J.-C., Instandsetzung einer Betonbrücke mit Ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHLFB), Beton- und Stahlbetonbau, 100. Jahrgang, Heft 8, 2005, S. 822-827.
- [21] Denarié, E., Recommendations for the use of UHPFRC in composite structural members, Deliverable D14, European Research Project ARCHES - Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures, November 2009.
- [22] Denarié, E., Kazemi-Kamyab, H., Brühwiler, E., Haddad, B., Nendaz, S., Béton fibré ultra performant pour la maintenance, un nouvel élan, Tracés, no 12, 2011, pp. 20-23.
- [23] Oesterlee, C., Denarié, E., Brühwiler, E.: In-situ casting of UHPFRC protection layer on crash barrier walls. Proceedings, Advances in Construction Materials – Symposium in honour of Hans W. Reinhardt: July 23-24, 2007, University of Stuttgart, Germany.
- [24] Menétrey, Ph., Brühwiler, E., Design and experimental investigation of the joints of inclined struts for the widening of bridge deck slabs, Structural Engineering International, IABSE Zurich, November 2008, pp. 337-342.
- [25] Brühwiler, E., Fehling, E., Bunje, K., Pelke, E. 2007, Design of an innovative composite road bridge combining reinforced concrete with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings, IABSE Symposium “Improving Infrastructure Worldwide”, Weimar, September 2007.
- [26] Hügli, S., Développement de structures composites bois-BFUP, Projet de Master effectué au MCS-EPFL, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Section de Génie Civil, juin 2008.
- [27] AFGC/SETRA, Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances, Recommandations provisoires, éditées par Association Française de Génie Civil et Service Technique des Routes et des Autoroutes, ref. SETRA: F0211 (in French and English) (2002)
- [28] Japan Society of Civil Engineers, Recommendations for design and construction of ultra-high strength fiber reinforced concrete structures, JSCE Guidelines for Concrete No 9, September 2009.
- [29] *fib* Recommendations for UHPFRC, Fédération Internationale du Béton – *fib* Task Group 8.6: “Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete - UHPFRC” (work in progress).

Béton fibré Ultra Performant BFUP

Application sur chantier

Joël PURRO

Ingénieur ETS/HES

Responsable de Section

Implenia Construction SA

1213 Onex, GENEVE

Philippe AMADIO

Ingénieur INSA

Conducteur de Travaux

Implenia Construction SA

1213 Onex, GENEVE

Résumé

Implenia Construction SA vous présente l'utilisation du BFUP sur deux de ses chantiers et plus particulièrement le chantier de réhabilitation du PI Genthod près de Genève.

Mots clés : coûts ; fabrication ; mise en œuvre.

1. Introduction

Suite à une première expérience dans la mise en œuvre de béton fibré ultra performant sur le chantier de la caserne des pompiers à Genève, Implenia Construction SA a renouvelé cette application sur un chantier de réfection d'Ouvrage d'Art.

Les travaux de la caserne des pompiers réalisés en 2007 concernaient le renforcement structurel d'une dalle nervurée. Le renforcement de la dalle a été réalisé à l'aide d'une couche de BFUP de 4 cm, le BFUP ayant été fabriqué en centrale par un prestataire. La solution initiale prévoyait la démolition de la dalle existante puis la reconstruction d'une nouvelle dalle en béton armé.

Une variante a été proposée en BFUP et a été retenue car elle offrait la possibilité de laisser la partie du bâtiment en sous-sol en service et permettait de conserver les installations techniques fixées sous-dalle.

Nous nous intéresserons ici plus particulièrement à la réfection d'un Ouvrage d'Art, le passage inférieur du Creux de Genthod, réalisé par les équipes d'Implenia Construction SA en 2010 dans le canton de Genève. Contrairement à la caserne des pompiers, le BFUP a été produit directement sur le chantier à l'aide d'une centrale à béton.

L'ouvrage est en pente dans les deux directions, la pente moyenne résultante étant de 5% (Fig. 1).

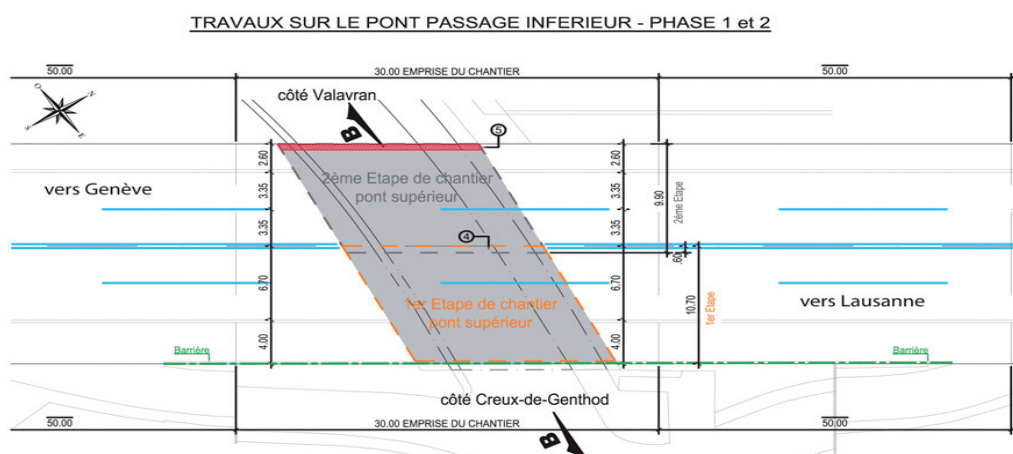


Fig.1 : Travaux sur le PI du Creux de Genthod – Phases 1 et 2

Cet ouvrage est situé entre Bellevue et Versoix (RC 8), dans le canton de Genève et jouxte la voie CFF. Il s'agit d'un pont dalle biais de 10.60 m de portée et 20 m de largeur, avec quatre voies de circulation.

Le trafic très soutenu sur cette route au bord du lac (21 000 véhicules par jour en 2009) impose de réduire au minimum la durée des travaux de maintenance et les nuisances associées.

Dans cette perspective, et dans le cadre du projet d'intervention réalisé en automne 2010, le maître de l'ouvrage (DCTI – Direction des Ponts et chaussées) a opté pour une solution de remise en état de la face supérieure de la dalle de roulement avec du BFUP.

Après démolition de la chape existante et hydrodémolition de la surface du tablier, une couche de 30 à 40 mm de BFUP a été appliquée. Un enrobé bitumineux de 4 cm d'épaisseur a été alors disposé directement sur le BFUP (Fig. 2).

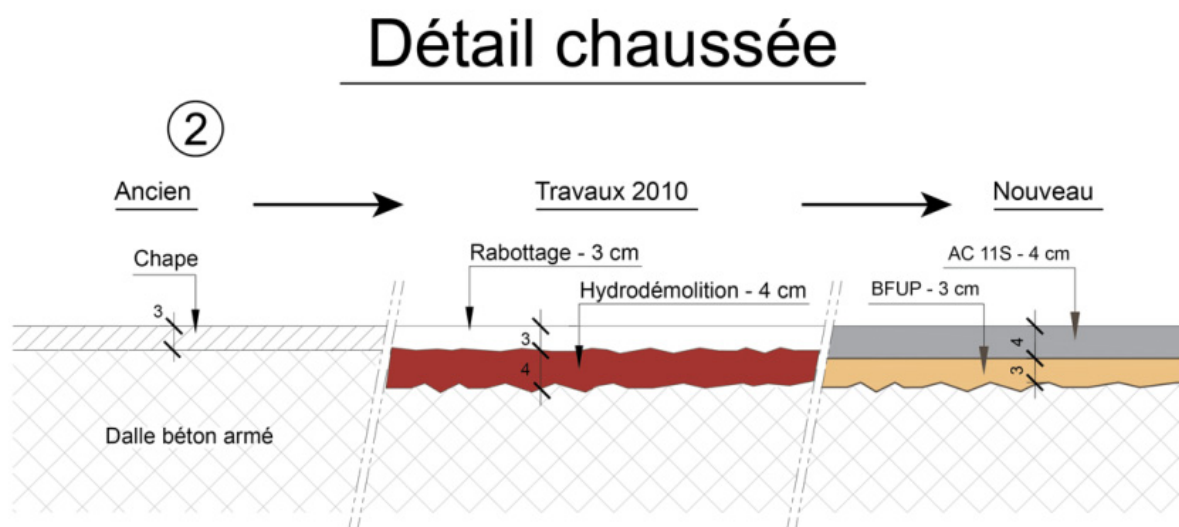


Fig. 2 : Coupe type sur l'ouvrage

La position des barres d'armature, à proximité de la surface de la chaussée existante, était telle que seule une solution d'épaisseur minimale BFUP plus enrobé bitumineux permettait de réaliser les travaux sans reprofiler la chaussée et évitant, ainsi, de longs et coûteux travaux sur la route en béton adjacente au pont.

Les travaux ont été réalisés par demi-chaussée, avec déplacement de l'installation entre les deux étapes afin de pouvoir maintenir la circulation sur cet axe durant les travaux.

2. Réhabilitation du PI Creux de Genthod

2.1. Préparation du support

L'ouvrage existant était constitué d'une dalle en béton armé de 60 cm d'épaisseur revêtue d'une chape béton d'épaisseur moyenne 3 cm faisant office de couche de roulement, la chaussée adjacente étant, elle aussi, en béton.

La démolition de la chape a été réalisée à l'aide d'une raboteuse de chaussée en veillant à adapter la profondeur en fonction de l'épaisseur variable de la chape.

Suite au rabotage, l'ouvrage a été hydrodémolit sur une épaisseur moyenne de 4 cm de manière à dégager le 1^{er} lit de la nappe d'armature supérieure. Cette hydrodémolition a été réalisée au robot afin de garantir une homogénéité dans l'épaisseur.

Les armatures ont été traitées à l'aide d'un produit de protection active et passive.

La position des armatures existantes dans l'ouvrage étant très variable, avec notamment d'importantes disparités entre les appuis et la travée centrale, cela a nécessité une vigilance particulière afin de ne pas blesser les armatures existantes au rabotage tout en garantissant une épaisseur suffisante pour le BFUP lors de l'hydrodémolition.

Les flashes sur la dalle après hydrodémolition ont été comblés avec un mortier 0/8 mm dosé en ciment à 400 kg/m³ de manière à éviter d'éventuelles surconsommations de BFUP.

Enfin, avant mise en œuvre du BFUP sur le support, ce dernier a été lavé au Karcher puis séché afin d'éliminer les restes de gravats et autres salissures amenés par la demi chaussée en fonctionnement lors des travaux.

2.2. Fabrication foraine de BFUP

Afin de simplifier la mise en œuvre et de se prémunir d'éventuelles difficultés de transport, le BFUP a été réalisé sur le chantier.

2.2.1. Installation de production



Le BFUP a été réalisé à l'aide d'une centrale de chantier avec silo à ciment de 40 To. (Fig. 3).

Le malaxeur à axe vertical de type SIPE TTM 800 E avait une capacité nominale de 500 litres de béton.

Une plateforme spéciale a été réalisée à hauteur de la trappe du malaxeur afin de pouvoir introduire les matériaux selon le protocole défini. Des gâchées de 283 et 340 L ont été réalisées sur le chantier ce qui permettait de garder une réserve de puissance nécessaire du malaxeur afin d'obtenir un BFUP bien mélangé.

La centrale a été déplacée sur la seconde demi-chaussée entre les deux étapes de chantier.

Le transport du BFUP depuis la centrale jusqu'à la dalle a été effectué avec un dumper de 1.5 m³.

Fig. 3 : Centrale à béton avec silo à ciment – Capacité 500 L

2.2.2. Main d'Œuvre

La centrale à béton était dirigée par un machiniste spécialisé. Deux autres ouvriers assuraient le remplissage du malaxeur avec les différents matériaux entrant dans la composition du BFUP.

Un second machiniste était responsable du transport du BFUP et de l'approvisionnement en matériaux pour les ouvriers se trouvant sur la plateforme.

2.2.3. Matériaux

La recette utilisée est la recette CM34_35 mise au point par le laboratoire MCS de l'EPFL (1). Cette recette a d'abord été éprouvée le jour précédent le coulage sur une planche d'essai qui reproduisait les caractéristiques exactes de l'ouvrage (pente et position de l'armature).

Les matériaux ont tous été livrés en sacs ou cartons hormis le ciment qui, lui, a été livré en vrac. L'adaptation des gâchées en fonction du conditionnement des matériaux a permis d'obtenir une recette relativement simple à préparer pour les ouvriers, limitant ainsi le risque d'erreur. Les tolérances de pesage des composants BFUP étaient de 2 et 3% de masse et ont été respectées.

Une modification sensible du dosage en eau permet de régler l'ouvrabilité du mélange.

2.2.4. Process de fabrication

Le BFUP a été réalisé selon la séquence de malaxage ci-dessous, le malaxeur étant toujours en rotation lors de l'introduction des matériaux (Fig. 4).

Temps (min)	T0	0 à 4'	4'	10'	13 - 14'
Action	Introduction ciment dans malaxeur	Ajout Filler + fumée de silice + Thixo + sable	Introduction eau + adjuvant	Introduction des fibres	Fin de la séquence

Fig. 4 : Process de fabrication du BFUP

On notera l'influence importante de la durée du malaxage sur la thixotropie du mélange.

Les pertes de matériaux sont très faibles étant donné la consistance du mélange.

2.3. Mise en œuvre du BFUP



Après transport depuis la centrale, le mélange était directement déversé depuis la benne du dumper sur la dalle (Fig. 5).

Ce mélange a alors pu être réparti uniformément par les ouvriers, à l'aide de râteliers et d'une pelle à neige pour le lissage.

Fig. 5 : BFUP déversé directement sur la dalle depuis le dumper



Afin de maîtriser les quantités mises en place, une zone a été matérialisée au sol en fonction de l'épaisseur déterminée et du volume de chaque gâchée de manière à garantir l'épaisseur de la couche de BFUP (Fig. 6).

Fig. 6 : Mise en place et réglage du BFUP

L'adéquation entre les moyens de production et de personnel sur le chantier pour la mise en œuvre, nous a permis d'atteindre la cadence de 1 m³/h de BFUP fabriqué et mis en place.

2.4. Cure du BFUP

Les conditions météorologiques difficiles et notamment les températures relativement froides pour la période du chantier, ont nécessité de recourir à une cure du béton spécifique. Cela a permis d'assurer un durcissement assez rapide afin de pouvoir procéder à la pose des enrobés dans les délais.

En effet, le BFUP a été recouvert au fur et à mesure du bétonnage d'une feuille plastique afin de le maintenir humide. Des nattes thermiques ont été mises en place à la fin du bétonnage de manière à limiter les effets du froid et du vent sur le BFUP (Fig. 7).



Fig. 7 : Cure du BFUP

2.5. Enrobés

La couche d'accrochage sur les BFUP était composée d'un primer CTW HK dosé à 60 g/m² et d'une émulsion de bitume polymère CTW Webacid HCP avec 120 g/m² de liant résiduel.

L'enrobé AC 11 S a été réalisé avec un bitume modifié aux polymères (type CH-E pour sollicitations élevées) et une faible teneur en vides afin de maximiser la surface d'accrochage sur le BFUP. Les granulats étaient 100 % concassés à arêtes vives et le filler rigidifiant.

L'enrobé était posé sur l'émulsion bitumineuse et le primer appliqué après, au minimum, sept jours de cure humide du BFUP.

3. Considérations économiques

3.1. Introduction

Chaque chantier étant unique, le prix de production du BFUP peut varier selon les conditions d'application dans des proportions relativement importantes. Toutes les valeurs citées dans cet article sont basées sur l'exécution du chantier du passage inférieur du Creux de Genthod, avec une production de BFUP foraine.

Le coût de production du BFUP est fonction de différents facteurs. Les principaux étant la quantité de BFUP à produire, le nombre d'étapes, ainsi que la quantité de béton à mettre en place pour chacune de ces étapes. Les frais fixes étant élevés, plus le volume de BFUP de l'ouvrage sera élevé, plus le prix de fourniture diminuera.

Il est donc judicieux, pour autant que le projet le permette, de prévoir des volumes à mettre en place par étape, en corrélation avec la durée de travail quotidien. Au démarrage de la production de chaque recette, il y a lieu de faire une à deux gâchées d'essai, afin de régler la consistance du mélange. Ces gâchées doivent être prises en compte dans l'analyse du prix.

L'éventuel déplacement des installations entre 2 étapes, ainsi que le type et la capacité du malaxeur ont également une influence.

3.2. Production d'un m³ de BFUP

Pour environ 12 m³ de BFUP, soit 2 étapes d'environ 6 m³ (Fig. 8).

Prix de production du BFUP : 6'400.- frs/m³.

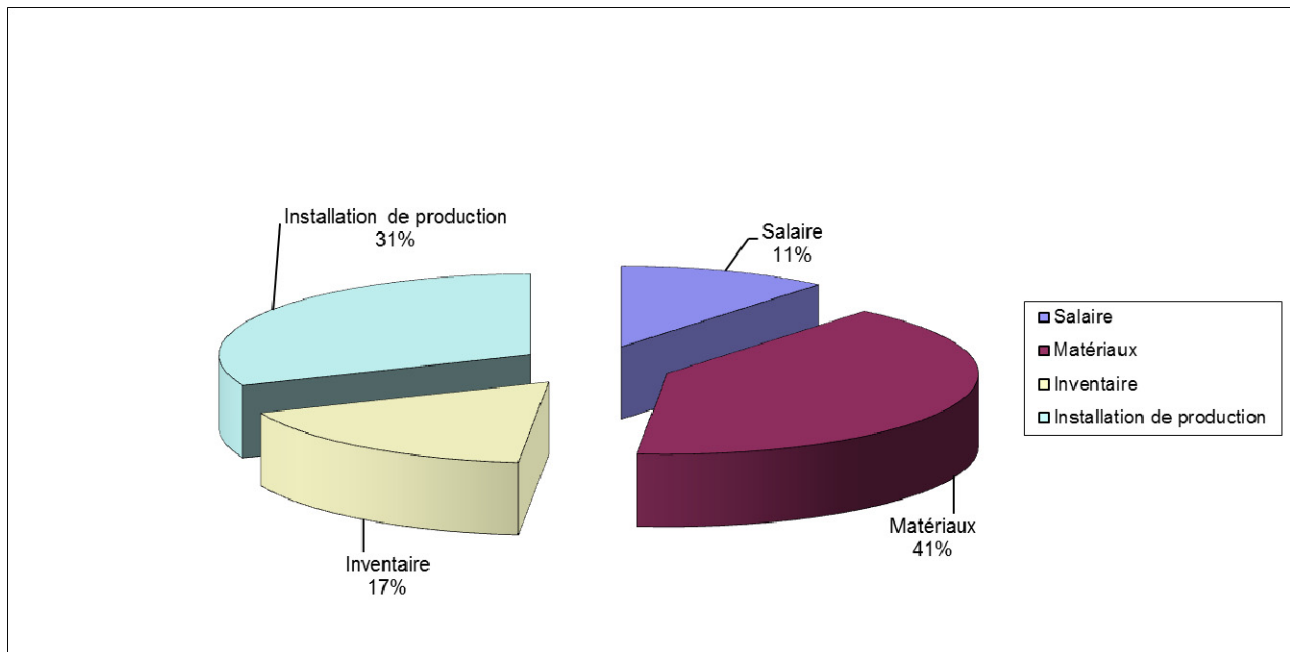


Fig. 8 : Répartition des coûts de production du BFUP

3.2.1. Salaire

Sont compris dans ce poste la pesée et la préparation des composants, la manutention et l'introduction de ceux-ci dans le malaxeur, ainsi que le centraliste.

3.2.2. Matériaux

Le prix des matériaux devra comprendre la perte que représentent les restes des différents composants de la recette. Il diffère légèrement selon les recettes à produire.

3.2.3. Inventaire

Ce poste comprend le chariot élévateur pour amener les composants au niveau du malaxeur, la génératrice pour la production d'électricité, la location de la centrale à béton, et les transports.

3.2.4. Installation de production

Ce poste comprend le transport, le montage et démontage de la centrale à béton, le déplacement de celle-ci entre les deux étapes ainsi que les échafaudages pour introduire les différents matériaux dans le malaxeur.

3.3. Analyse de prix pour la mise en place d'un m³ de BFUP

Pour 2 étapes de 150 m² : épaisseur moyenne de BFUP 4 cm (Fig. 9).

Prix de mise en place du BFUP : 55.- frs/m².

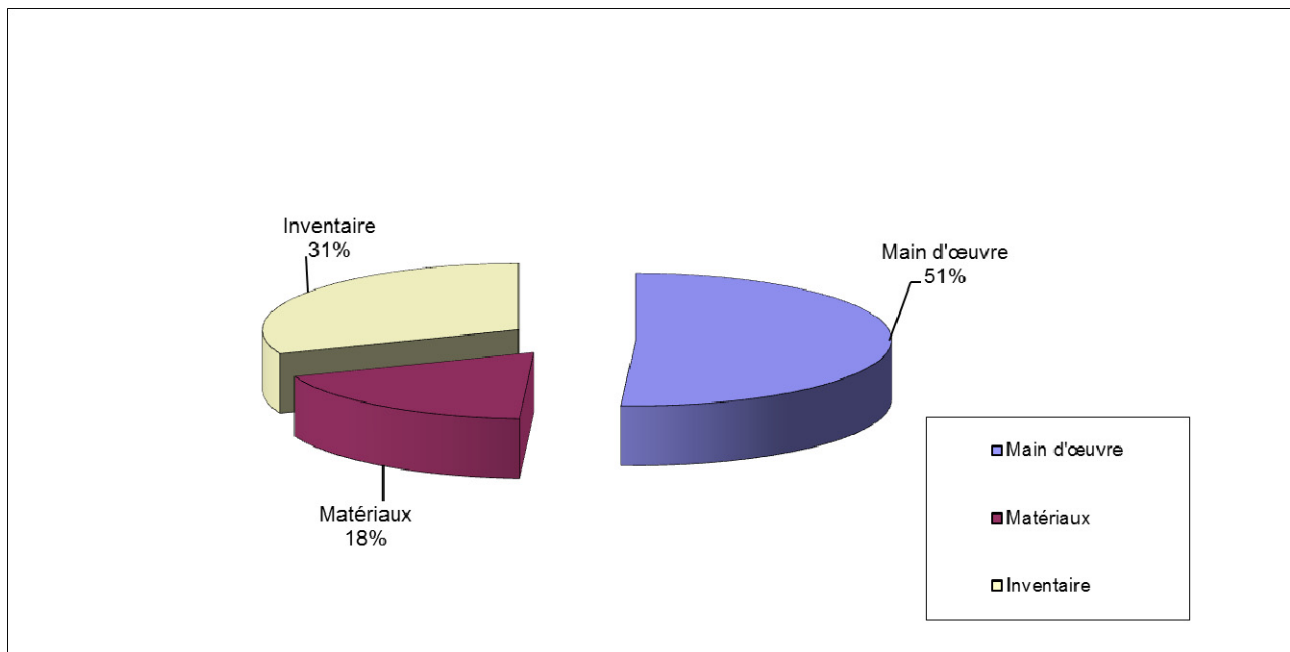


Fig. 9 : Répartition des coûts de préparation du support et de mise en place du BFUP

3.3.1. Salaire

Sont compris dans ce poste la préparation du support c'est-à-dire le reflashage de certaines zones, le nettoyage, la mise en place du BFUP, les essais et la cure.

3.3.2. Matériaux

Nattes thermiques pour la cure, mortier de reflashage, bennes de déchets.

3.3.3. Inventaire

Dumper, karcher etc. : ce poste comprend le transport du BFUP du lieu de production au lieu d'application.

3.4. Coût d'une variante en BFUP

Pour 2 étapes de 150m² : épaisseur moyenne de BFUP 4cm.

Rabotage de la chape ép. 3 cm, hydro démolition du support ép. 4 cm	180.- frs /m ²
Fourniture et mise en place de BFUP ép. 4 cm	311.-frs/m ²
Enrobé y compris couche d'accrochage	109.- frs/m ²
Coût de la variante BFUP	600.- frs/m ²

L'économie réalisée par rapport à une variante traditionnelle est de l'ordre de 30%.

4. Conclusion

A ce jour, la production de BFUP forain est bien maîtrisée.

Nous avons constaté que les volumes de BFUP restant dans le malaxeur sont très faibles.

En supprimant le temps de transport entre les centrales à béton et le lieu de mise en place, nous avons éliminé un facteur de risque pouvant péjorer la consistance du BFUP. Avec une fabrication foraine, nous avons exécuté les travaux de jour car nous n'étions pas subordonnés à la mise à disposition d'une unité de fabrication en centrale.

Aussi, bien que le prix au m³ du BFUP soit élevé, il convient de prendre en considération le coût global de la solution lors de la comparaison de variante d'exécution. Il faut également tenir compte des délais réduits d'exécution par rapport à une autre variante.

Référence

- [1] Denarié E., Kazemi-Kamyab H., Brühwiler E., Haddad B., Nendaz S., "Béton Fibré Ultra Performant pour la maintenance, un nouvel élan", Tracés - Bulletin Technique de la Suisse Romande, N°12, 29 Juin 2011, pp. 20-23.

Exemples de concepts d'utilisation du BFUP

Blaise FLEURY

Ingénieur civil EPFL
Holcim (Suisse) SA
1312 Eclépens

Cornelius OESTERLEE

Dr. Ing. EPFL
Holcim (Suisse) SA
8050 Zürich

Kerstin WASSMANN

Dipl.-Ing.
Holcim (Schweiz) AG
5303 Würenlingen

Résumé

Après un bref rappel des principes de base et des propriétés principales des BFUP, cet article s'oriente sur des applications ciblées, exploitant principalement les aspects de durabilité du matériau, tant pour des nouveaux ouvrages que pour des réhabilitations. L'accent est principalement mis sur les propriétés de résistance à l'abrasion et aux attaques acides, démontrées par des essais normalisés réalisés en laboratoire ainsi que des mesures in situ d'un BFUP industriel. La connaissance et la prise en compte optimale des propriétés de ce matériau relativement nouveau permettent de concevoir et d'obtenir des exemples convaincants, durables et économiquement viables.

1. Matériau

1.1. Introduction

Durant ces dernières décennies, le béton armé s'est imposé comme un matériau fiable, robuste, polyvalent et convenant à la plupart des applications. Grâce aux développements successifs dans le domaine de la technologie du béton, l'éventail de produits s'est continuellement élargi pour répondre aux exigences les plus diverses des concepteurs. Parallèlement à la résistance mécanique, d'autres propriétés telles que la durabilité et l'écroutissement sous sollicitation de traction ont fait l'objet d'études approfondies qui ont débouché sur la mise au point d'un nouveau type de béton, dénommé béton fibré à ultra-hautes performances ou béton fibré ultra performant (BFUP). Ce nouveau béton haut de gamme permet d'atteindre des résistances mécaniques particulièrement élevées (résistance à la compression, à la traction directe et à la flexion), ainsi qu'une durabilité exceptionnelle. L'application judicieuse de BFUP, pour les éléments fortement sollicités mécaniquement ou par l'environnement, constitue indéniablement une voie vers une plus grande durabilité des constructions, intégrant également les objectifs du développement durable.

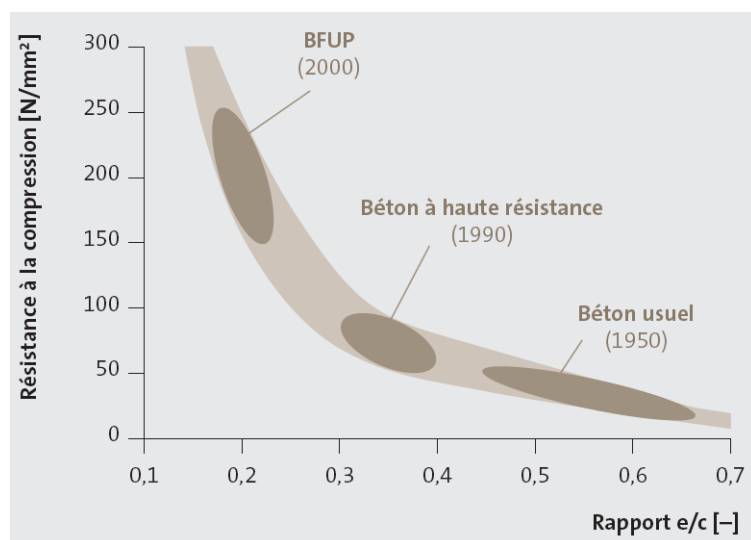


Fig. 1 Relation entre le rapport e/c et la résistance à la compression

Le BFUP se distingue du béton à haute résistance ou du béton usuel par sa formulation, en particulier le diamètre maximal du granulat et le rapport eau/ciment (e/c). La Fig. 1 illustre la relation entre le rapport e/c et la résistance à la compression tout en définissant les domaines des trois types de bétons cités, ainsi que leurs périodes approximatives d'apparition dans la pratique actuelle.

Le Tab 1 reprend cette désignation en indiquant les références normatives applicables en Suisse.

Désignation	Propriétés	D _{max} [mm]	Rapport e/c	Normes
Béton usuel	Classe de résistance jusqu'à C50/60	32	0.45 - 0.65	SN EN 206-1, SIA 262
Béton à haute résistance	Classe de résistance comprise entre C55/67 et C100/115	16 - 32	0.30 - 0.40	SN EN 206-1, SIA 262
Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP)	Résistance à la compression > 150 N/mm ² , haute résistance et comportement écrouissant en traction, durabilité exceptionnelle	< 1	0.15 - 0.25	Non normé, essais à définir de cas en cas, dimensionnement par analogie avec la norme SIA 262 ou d'autres publications scientifiques reconnues

Tableau 1 Classification des différents types de bétons et références normatives

1.2. Bases technologiques du matériau

Le BFUP se distingue par une très haute résistance à la traction et à la compression, une excellente durabilité et une très faible perméabilité. Ces propriétés exceptionnelles résultent des trois développements technologiques fondamentaux suivants:

1.2.1. Optimisation du squelette granulaire

La granularité est élargie dans les fractions très fines par l'utilisation de fumée de silice, qui a pour effet de remplir de façon optimale les interstices entre les grains de ciment. De plus, la diminution de la taille maximale du granulat (remplacement des granulats grossiers par du sable de quartz) conduit à une très grande compacité et une excellente homogénéité. La matrice ainsi obtenue présente une réduction drastique de la taille des défauts internes.

1.2.2. Réduction du rapport e/c (< 0.20)

Comparativement à un béton usuel ou à un béton à haute résistance, le BFUP présente une quantité d'eau de gâchage similaire et un dosage en ciment nettement supérieur. Il en résulte un rapport e/c nettement plus bas, donc une forte réduction de la porosité de la pâte de ciment durcie. En outre, la taille moyenne des pores ainsi que leur interconnexion s'en trouvent fortement réduites. De par le très faible rapport e/c, les grains de ciment ne peuvent s'hydrater complètement et agissent, dans la matrice, comme un filler de haute qualité. Ceux-ci peuvent, en cas de pénétration ultérieure d'eau, continuer leur hydratation, ce qui confère au béton un excellent potentiel d'auto-cicatrisation. La consistance du béton frais est garantie par l'utilisation de fluidifiants de nouvelle génération.

1.2.3. Addition de fibres métalliques ou synthétiques

Un haut dosage en fibres métalliques (2 à 6% en volume) confère à la matrice cimentaire, en soi très résistante mais extrêmement fragile, une résistance post-fissuration, une grande ductilité (capacité de déformation sans rupture brutale) et, dans certains cas, un comportement écrouissant en traction. La répartition homogène des fibres permet d'armer efficacement toute la section de l'élément, jusqu'à sa surface. L'efficacité du fibrage dépend du dosage, du matériau et de la géométrie des fibres ainsi que de leur orientation.

1.3. Caractéristiques d'un BFUP

Les résistances à la compression, à la traction et à la flexion sont influencées par la géométrie des éprouvettes et l'orientation des fibres, elle-même dépendante de la géométrie de l'élément et du mode de coulage du BFUP. Les valeurs données dans le Tab. 2 sont donc à considérer comme indicatives et uniquement valables pour le BFUP testé. Il faut encore signaler que ces valeurs ont été obtenues sur des éprouvettes non soumises à une cure thermique.

Propriété	Unité	Age [jours]	BFUP (Holcim 707)	
			avec 3% de fibres	sans fibres
Rapport eau/liant	[-]		0.18	0.18
Masse volumique du béton frais	[kg/m ³]		2'425	2'260
Résistance à la compression ¹⁾	[N/mm ²]	7	140-170	80-100
		28	180-210	120-140
Résistance à la flexion ¹⁾	[N/mm ²]	7	35-45	15-20
		28	40-50	20-25
Résistance à la traction directe	[N/mm ²]	28	8-12	5-7
Ecouvissage en traction (ductilité)	[%]	28	1-3	0
Module d'élasticité	[N/mm ²]	28	45'000-50'000	40'000-45'000
Retrait (HR = 70%, T = 25°C)	[%]	28	0.40-0.70	0.60-0.90
		180	0.55-0.85	0.85-1.15
Perméabilité à l'eau q _w ²⁾	[g/m ² h]	7	1.8	
Résistance aux chlorures D _{cl} ²⁾	[m ² /s·10 ⁻¹²]	7	2.4	
Résistance au gel en présence de sels de déverglaçage m ²⁾	[g/m ²]	7	8.0	

¹⁾ Mesuré sur prismes 4x4x16 cm par analogie avec la norme SN EN 196-1

²⁾ Mesuré selon la norme SIA 261/1

Tableau 2 Caractéristiques principales d'un BFUP

2. Applications

2.1. Domaines d'applications

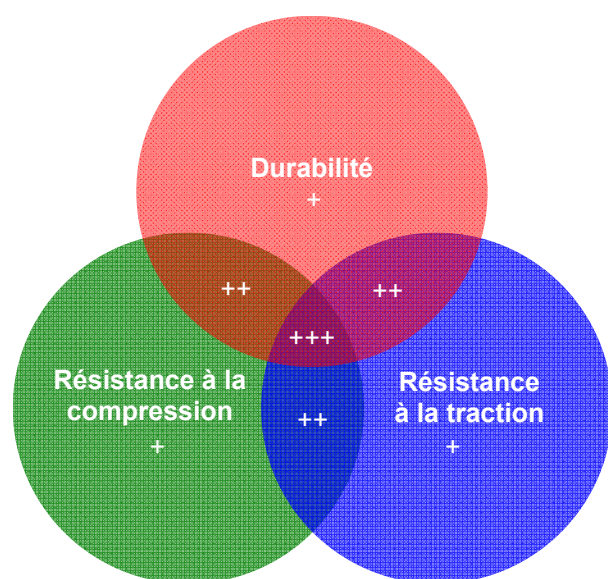


Fig. 2 Optimisation de l'emploi du BFUP
Degré d'efficacité: + = bon, ++ = très bon, +++ = excellent

L'emploi du BFUP sera plus efficace et concurrentiel, si plusieurs de ses propriétés particulières (durabilité, résistance à la compression et à la traction) peuvent être exploitées simultanément (Fig. 2).

Les domaines d'applications du BFUP sont très variés. Le BFUP, muni ou non d'une armature passive, peut être utilisé seul ou lié de façon monolithique avec un béton usuel ou des poutres métalliques pour fonctionner comme une structure mixte. Ceci aussi bien dans le cadre du renforcement d'une structure existante que pour une nouvelle structure ou pour des éléments non structurels (Tab. 3).

	Nouvelles constructions (utilisation générale ou locale)	Renforcement et/ou réhabilitation de structures (éléments mixtes BFUP-Béton)	Eléments non structuraux
Types d'armature	- Fibres métalliques ou synthétiques - Armature passive - Précontrainte	- Fibres métalliques - Armature passive	- Non fibré - Fibres synthétiques
Utilisations envisageables	- Dalles minces ou nervurées - Poutres légères - Eléments de façade architectonique - Coffrage perdu servant de peau aux éléments très exposés - Réservoirs - Têtes de poinçonnement - Têtes d'ancrages - Caissons de stores - Parois anti-bruits - Pieux battus - Consoles de balcons	- Couches minces appliquées sur un élément en béton existant afin d'en augmenter sa durabilité, son étanchéité et/ou sa capacité portante - Eléments localement très sollicités mécaniquement - Couche de protection étanche et à haute résistance à l'abrasion pour l'industrie ou les ouvrages hydrauliques - Elément de protection contre les actions dynamiques	- Mobilier - Œuvres d'art - Objets design

Tableau 3 Principaux domaines d'utilisation du BFUP

3. Exemples

3.1. Réhabilitation du pont de Dalvazza (GR)



Fig. 3 Pont de Dalvazza en cours de réhabilitation

Ce pont en béton armé, construit dans les années 1920 et présentant une grande importance historique, nécessitait une réhabilitation complète.

Des méthodes usuelles d'assainissement du béton ont été utilisées pour les montants. La dalle de roulement, d'une longueur d'environ 23 mètres, a été renforcée par une couche de BFUP contenant 3% de fibres métalliques et munie d'une armature passive uniquement dans le sens longitudinal.

Cette couche de BFUP, d'épaisseur moyenne de 50 mm, devait assurer simultanément plusieurs fonctions importantes:

- Renforcement de la dalle de roulement (flexion, effort tranchant et poinçonnement)
- Protection et ancrage de l'armature longitudinale de renforcement de la dalle servant de tirant pour l'arc (bow-string).

- Etanchéité de la dalle de roulement assurant aussi la protection des entretoises situées en-dessous
- Revêtement routier (absence d'enrobé bitumineux). La fonction antidérapante est assurée par un gravillonnage appliqué frais sur frais.

La méthode d'exécution exploitant parfaitement les multiples avantages du BFUP a permis une forte réduction de la durée des travaux. Le bétonnage du BFUP s'est déroulé sur une journée et le pont a pu être rendu au trafic après sept jours seulement. L'inspection visuelle, effectuée trois ans après la réalisation, a montré un fonctionnement parfait des éléments en BFUP. Le gravillonnage ne s'est pas déchaussé et aucune microfissuration n'a été constatée sur le BFUP.

3.2. Renforcement d'un garage à véhicules de pompiers, Genève

La dalle nervurée de la halle aux véhicules de la caserne des pompiers de Genève, construite en 1957, ne présentait pas une sécurité structurale suffisante pour accueillir la nouvelle génération de camions de pompiers et nécessitait un renforcement. Le projet original, prévoyant une démolition et reconstruction à neuf, a été avantageusement substitué par une variante d'entreprise.

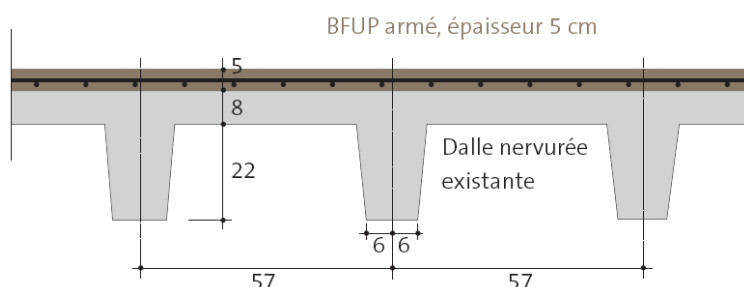


Fig. 4 Coupe type de la dalle nervurée et de son renforcement

Celle-ci, était basée sur un renforcement de la dalle existante par une couche de BFUP armée, appliquée en six étapes de 8 m³, à une cadence hebdomadaire. Le niveau final de la couche de BFUP a été assuré par l'emploi d'une poutre vibrante. La cure a été effectuée à l'aide d'un produit de cure usuel.

Les principaux avantages de cette variante BFUP sont les suivants:

- Conservation totale de la dalle existante
- Pas d'augmentation du poids propre
- Très faible entrave à l'exploitation de la caserne des pompiers (en alerte permanente) par la possibilité d'une exécution par étapes
- Emissions de bruits et de poussières très limitées (environnement urbain sensible)
- Aucune perturbation de l'utilisation des locaux de l'étage inférieur
- Maintien de l'équipement technique suspendu sous la dalle
- Renforcement à la flexion et à l'effort tranchant
- Réduction drastique des transports de matériaux (très peu de matériaux de démolition et volume de nouveau BFUP très limité)
- Réduction de la durée des travaux

3.3. Réfection d'une pile de pont sur l'A1, Killwangen

La pile centrale d'un passage supérieur de l'autoroute A1, situé à proximité de Killwangen, présentait une très forte contamination par les sels de déverglaçage, ainsi que des dégâts de gel et de corrosion de l'armature.

La réhabilitation consistait à protéger la pile par une sorte de blindage préfabriqué en BFUP.

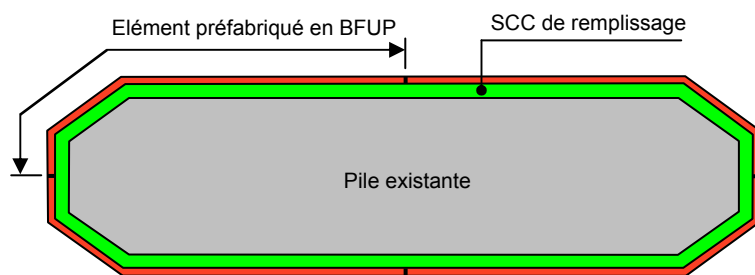


Fig. 5 Coupe type de la pile de pont (3.90 x 1.05 m) après réhabilitation

Le béton contaminé a préalablement été enlevé et les armatures mises à nu. La pile a ensuite été enveloppée par quatre boucliers préfabriqués en BFUP de 4 cm d'épaisseur, reprenant pratiquement la géométrie d'origine. L'interstice d'environ 10 cm entre la pile et les boucliers en BFUP, servant de coffrage, a finalement été comblé par un béton autocompactant (SCC).

Les éléments préfabriqués ont été coulés verticalement pour éviter toute reprise de bétonnage dans les angles et garantir la continuité du fibrage. La face intérieure du coffrage a été munie d'une matrice. La rugosité ainsi obtenue permet d'assurer la liaison entre le BFUP et le SCC de remplissage.



Fig. 6 Éléments préfabriqués



Fig. 7 Pile de pont après intervention

La hauteur des boucliers préfabriqués en BFUP a été fixée à 3 m, ce qui permet d'éviter des joints horizontaux entre éléments dans la partie inférieure, fortement exposée aux projections d'eau chargée de chlorures. Les éléments ont été collés entre-eux par une résine époxy. Ce type d'exécution avec du BFUP présente ici les avantages suivants:

- Simplification de l'exécution dans une zone de chantier dangereuse, confinée entre les voies d'une autoroute extrêmement chargée
- Raccourcissement de la durée du chantier grâce à la préfabrication
- Garantie d'une très haute durabilité dans une zone pratiquement inaccessible pour des travaux d'entretien
- Contrôle qualité optimal des éléments préfabriqués
- Utilisation des éléments BFUP comme coffrage

3.4. Etanchéité d'un nouvel aqueduc sous une voie CFF

La réhabilitation d'un canal sous une voie ferrée implique généralement des travaux coûteux et d'importantes perturbations du trafic.

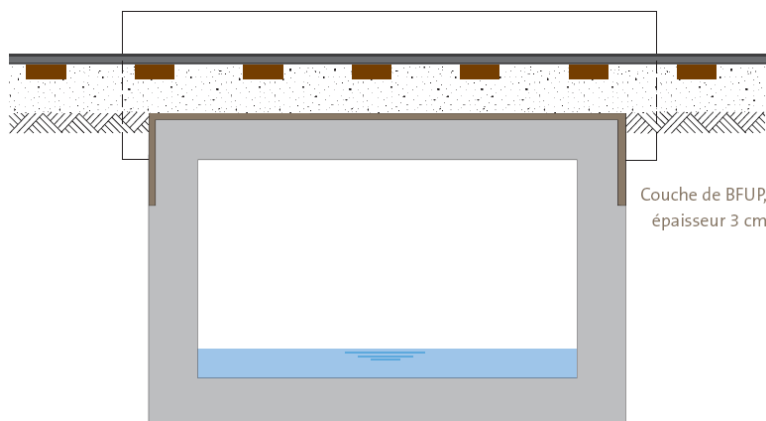


Fig. 8 Coupe longitudinale à l'axe de la voie de l'aqueduc et de sa couche protectrice en BFUP

Dans le but d'accroître la durabilité de tels ouvrages, il a été décidé de réaliser un projet pilote constitué d'un aqueduc en béton armé muni d'une couche de protection et d'étanchéité en BFUP de 3 cm d'épaisseur. Le canal en béton armé a été préfabriqué sur le chantier. Le BFUP a été produit sur site à l'aide de deux malaxeurs mobiles à axe vertical. La mise en place de l'élément s'est déroulée durant une nuit, avec une interruption minimale du trafic ferroviaire.

L'emploi du BFUP pour cette variante présente les avantages suivants:

- Nette augmentation de la durée d'utilisation en comparaison d'une étanchéité classique
- Réduction des coûts à moyen et long terme grâce à un entretien réduit
- Réduction de la hauteur statique grâce aux propriétés mécaniques du BFUP

3.5. BFUP et ouvrages soumis à l'abrasion

Certains ouvrages hydrauliques doivent faire face à de très fortes sollicitations d'abrasion, en particulier en cas de fort charriage et de haute vitesse d'écoulement de l'eau. Les mesures usuelles telles que l'emploi d'un béton à haute résistance, l'utilisation d'un granulat dur (basalte), l'ajout de fumée de silice ainsi qu'une cure parfaite permettent d'augmenter la résistance à l'abrasion. Celle-ci peut cependant être encore nettement améliorée par l'emploi d'un BFUP (Tab. 3).

Profondeur moyenne d'usure en surface [mm]		
Béton de référence C30/37	Béton fibré à haute résistance C70/85	BFUP (Holcim 707)
4.87 (100%)	3.34 (69%)	2.10 (43%)

Tableau 4 Essais d'abrasion selon DIN 52108 (Böhme humide)

Par rapport à un béton C30/37 de référence, l'emploi d'un béton à haute résistance C70/85 permet une diminution d'environ 30% de la profondeur d'abrasion. Cette amélioration est encore augmentée d'un facteur 2 pour atteindre pratiquement 60% dans le cas du BFUP testé.

En cas de forte abrasion d'un béton armé, l'enrobage, progressivement érodé, n'est plus en mesure d'assurer la protection des armatures passives. Si celles-ci se détériorent, la capacité portante de l'élément de structure risque de tomber rapidement à zéro. Les fibres métalliques du BFUP, uniformément réparties dans la section, permettent de s'affranchir des armatures passives et assurent pratiquement l'intégralité de la résistance de l'élément, même en cas de perte de matière en surface. Dans un tel cas, la perte éventuelle de résistance se fait donc de façon progressive et non dangereuse pour la structure.

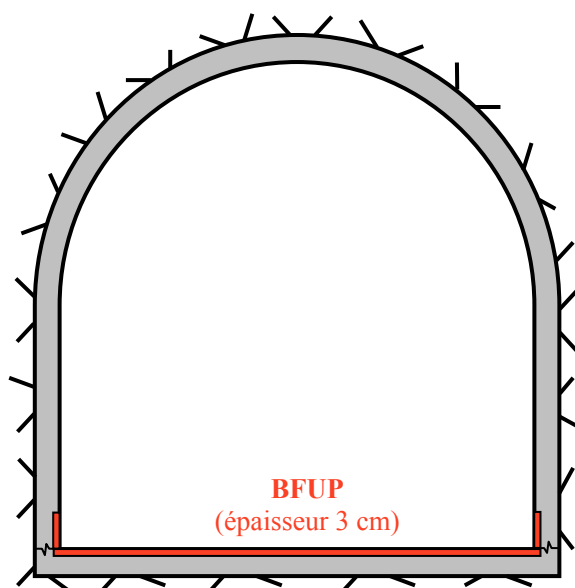


Fig. 9 Coupe type d'un projet de galerie d'amenée d'eau

Une galerie d'amenée d'un aménagement hydro-électrique présentant une importante érosion due à l'abrasion a fait l'objet d'un projet de remplacement. Celui-ci présente à la fois une section supérieure à celle de la galerie existante afin de réduire la vitesse d'écoulement, un fond plat, plus favorable pour lutter contre le phénomène d'abrasion et une couche de protection en BFUP sur le radier et en pieds de parois. Ces mesures devraient garantir un entretien minimal pour les 30 prochaines années. Il est prévu de bétonner la couche BFUP peu après et à la même cadence que le radier et la voute en béton traditionnel. Il s'agit ici d'une application ciblée et judicieuse, employant le BFUP en mince couche et uniquement où il est nécessaire dans une section mixte béton-BFUP.

3.6. Ouvrages fortement exposés aux attaques chimiques



Fig. 10 Erosion de la surface d'un béton usuel suite à une attaque acide

Sous l'effet biologique de micro-organismes, le traitement des eaux usées peut conduire à la formation d'un biofilm à la surface du béton de certains bassins de stations d'épuration (STEP). Ce biofilm peut provoquer localement une forte baisse du pH (jusqu'à environ 4 à 5) alors que le pH moyen de l'eau contenue dans le bassin est de l'ordre de 7. Il peut en résulter une attaque acide tellement forte que même les granulats calcaires sont susceptibles d'être dissous (Fig. 10). Ce phénomène est décrit en détails dans les références [1] et [2].

Malgré toutes les mesures liées à la formulation et à la cure, il n'est généralement pas possible d'éviter l'érosion d'un béton traditionnel en cas d'attaque acide.

La perte de matière en surface peut évidemment être compensée par une augmentation de l'enrobage, mais cette mesure n'assure que la protection des armatures et conduit à un risque de bouchage des conduites par les matériaux détachés des parois. Fort de ce constat, il a été décidé d'entreprendre une campagne d'essais en immergeant des éprouvettes de différents bétons dans des conditions réelles d'un bassin de STEP. Les bétons usuels sont tous confectionnés avec un diamètre maximal du granulats de 32 mm, un dosage en ciment de 325 kg/m³ et un rapport e/c = 0.48. Seul le type de ciment varie. Le BFUP testé est le Holcim 707. L'érosion moyenne des bétons usuels est comprise entre 120 et 300 µm/an alors qu'elle ne vaut que 40 µm/an pour le BFUP (Tab. 5).

Tableau 5 Essais d'érosion de cubes de béton immergés durant 2 ans dans un bassin biologique de station d'épuration

Profondeur moyenne d'érosion [µm/an]	
Différents bétons usuels de référence	BFUP (Holcim 707)
120 à 300	40

Ces mesures démontrent clairement la durabilité d'un BFUP dans un environnement chimiquement agressif. Dans le cas d'une réfection d'un bassin existant il est donc tout à fait possible de protéger le support existant par une couche de BFUP de 3 à 4 cm d'épaisseur.

Ce principe a été appliqué dans le cadre de la réfection du bassin d'une station de pompage d'eaux industrielles dont le pH varie entre 4.0 et 12.0. En plus de l'attaque acide, il fallait considérer la très forte variation de température des eaux rejetées provoquant d'importants chocs thermiques.

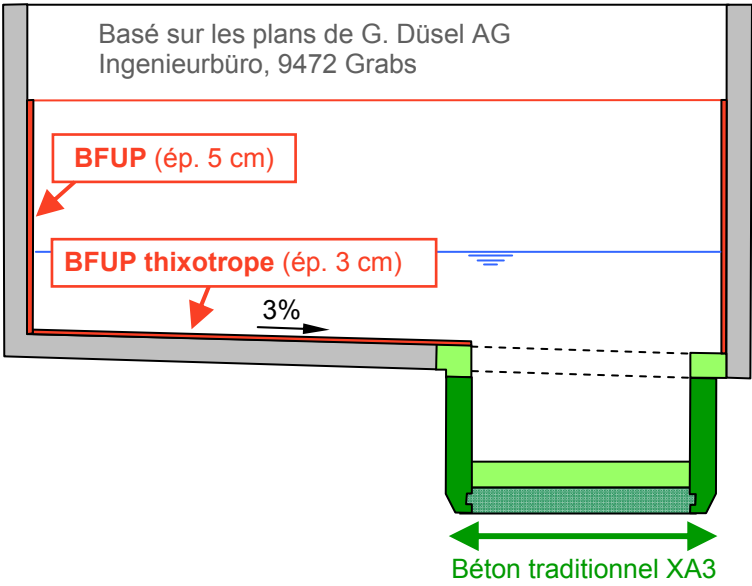


Fig. 11 Coupe type d'une station de pompage d'eaux industrielles et de sa couche de protection en BFUP

La variante d'un surbéton traditionnel de 15 cm d'épaisseur a rapidement été rejetée car elle conduisait à une perte de volume utile du bassin. Suite à de mauvaises expériences sur un joint d'étanchéité existant, les revêtements synthétiques n'étaient pas admis. La durée d'interruption de service devant être limitée à deux semaines (vacances de l'usine) la variante excavation, démolition totale et reconstruction à neuf n'était pas possible. Suite à toutes ces contraintes, il a été décidé de n'utiliser un béton traditionnel XA3 que pour la fosse, partiellement préfabriquée pour gagner du temps. Les murs et radier existants ont été conservés et protégés par une couche de BFUP coulée en place.

La partie verticale, d'une épaisseur de 5 cm est constituée d'un BFUP autocompactant de type Holcim 707, produit dans une centrale à bétons, transporté par camion malaxeur puis mis en place dans un coffrage.

Le BFUP appliqué sur le radier a été produit sur place par l'entreprise à l'aide d'un petit malaxeur mobile. N'étant pas fixé par le mode de mise en place, l'épaisseur de BFUP a pu être réduite au strict minimum, soit 3 cm. Le support présentant une pente longitudinale d'environ 3 %, la recette a été légèrement adaptée afin d'obtenir un BFUP thixotrope tenant la pente (Holcim 707 G).

Les bétonnages en BFUP, illustrés par les Fig. 12 et 13, se sont déroulés sur deux fois une demi-journée.



Fig. 12 Mise en place du BFUP des murs



Fig. 13 Mise en place du BFUP du radier

Références

- [1] Cahier technique CT 01 cemsuisse "Erosion du béton dans les bassins biologiques des stations d'épuration", Berne, juin 2010
- [2] "Erosion du béton dans les bassins biologiques des stations d'épuration – Rapport explicatif du cahier technique 01 cemsuisse", édité par Betonsuisse Marketing SA, Berne 2010

UHFB Fertigteilelemente - Markt und Anwendungen

Roger RACORDON

Leiter Projektengineering
Creabeton Matériaux AG
Lyss, CH

Adrian FORRER

Unternehmensleiter
Creabeton Matériaux AG
Lyss, CH

Agnès PETIT

Leitering Entwicklung
Creabeton Matériaux AG
Lyss, CH

Zusammenfassung

Ultrahochfester Faserbeton (UHFB) bietet dank seinen Eigenschaften neue Kundenvorteile und eröffnet für den Baustoff Beton zusätzliche Marktsegmente. Die aktuellen Anwendungsgebiete erstrecken sich vom strukturellen Bereich mit seinen architektonischen Qualitäten bis in den Designbereich mit filigranen und komplexen Formen.

Die Formulierung des Werkstoffes ist ausgereift und bietet gemäss dem spezifischen Verwendungszweck die entsprechenden Lösungen. Die erprobten Formgebungen und die dazu geeignete Verarbeitung ermöglichen kundenspezifische Projekte. UHFB ist in der Fertigteilproduktion ein erprobter Werkstoff. Mit einer engen Zusammenarbeit zwischen Planern und Fertigteilwerk über den gesamten Projektprozess kann für den Kunden ein optimales Ergebnis erreicht werden.

Keywords: Ultrahochfester Faserbeton (UHFB), Hochfester Faserbeton (HFB), Vorfabrikation, Elementbau, Creabeton Matériaux AG, Vifort, BCV, Fassaden, Design, Architektur, Struktur.

1. Einführung

Creabeton Matériaux AG ist eine Unternehmung der Vigier. Vor fast 140 Jahren gründete Robert Vigier das erste Zementwerk der Schweiz. Heute bezeichnet sein Name eine Gruppe von fünf Bereichen mit über 1000 Mitarbeitenden tätig in den Sparten Zement, Sand/Kies, Transportbeton, Betonwaren und Entsorgung.

Seit 2001 gehört Vigier zum international operierenden französischen Konzern Vicat. Eine logische Verbindung: Robert Vigier und Louis Vicat waren beide grosse Visionäre. Vicat erfand 1817 den industriell gefertigten Zement. Später entdeckte er den Klinker, mit dem von 1840 an Portlandzement hergestellt werden konnte. Robert Vigier seinerseits errichtete 1871 im Alter von 28 Jahren die erste Portlandzement-Fabrik der Schweiz.

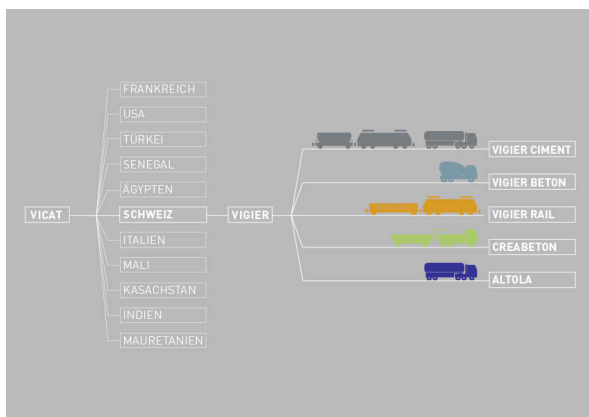


Fig. 1: Organigramm

VICAT ist spezialisiert auf die Herstellung von Zement, Frischbeton und mineralischen Rohstoffen. Dank dieser Einbettung profitiert die Creabéton Matériaux AG von grosser Stabilität, breitem Know-how und einem multinationalen Netzwerk.

Die Creabéton Matériaux AG beschäftigt rund 435 Mitarbeitende mit einer Jahresproduktion von 310'000 t für ein Gesamtsortiment Betonwaren mit über 4300 Artikeln und Produkten nach Mass mit einem Gewicht bis zu 30 t.

Die Creabéton Matériaux AG sieht im Werkstoff UHFB ein grosses Potential für die Zukunft mit einem hohen Mehrwert für die Gesellschaft und engagiert sich deshalb zusammen mit der VICAT France und dessen Labor Sigmabéton stark für die Entwicklung und Anwendung des UHFB.

Im Rahmen einer partnerschaftlichen Zusammenarbeit mit der Hochschule für Technik und Architektur Freiburg (HTA-FR) und dem Ingenieurbüro Mantegani & Wysser Biel zur Erprobung von objektspezifischen Betonelementen, wie die Fertigteile für die Fussgängerbrücke in Lauterbrunnen und die komplexen Fassadenelemente für das Hochhaus der SAS Marseille von Jean-Nouvel, sowie einem Forschungsprojekt zur Erarbeitung von Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB konnten sich alle Beteiligten ein umfangreiches Wissen über den Entwurf, die Bemessung und die Herstellung von Fertigteilelementen in UHFB aneignen.

2. Mehrwert für den Kunden dank UHFB

- **Leichter**
Durch die höhere Leistungsfähigkeit von UHFB kann das Eigengewicht von Tragstrukturen um bis zu 50% reduziert werden und damit auch die Einwirkungen auf die Konstruktion
- **Dauerhafter**
Durch die hohe Packungsdichte und die tiefe Permeabilität gegenüber Flüssigkeiten und Gasen resultiert eine erhöhte Dauerhaftigkeit.
- **Schlanker**
Die Materialeigenschaften in der Verarbeitung sowie die Festbetoneigenschaften erlauben schlankere Konstruktionen.
- **Stärker**
Die hohe Tragfähigkeit des Materials erlaubt Lasten abzuleiten.
- **Freier in der Formgebung**
Mit dem Einsatz von Faserarmierung ist der Gestaltungsspielraum unendlich höher.
- **Schöner**
Die hohe Dauerhaftigkeit und die Homogenität decken hohe ästhetische Ansprüche
- **Günstiger**
Schnellere Nutzung dank Vorfabrikation, reduzierter Unterhalt und längere Nutzungsdauer durch die hohe Dauerhaftigkeit reduzieren die Lebenszykluskosten.
- **Umweltschonender**
Die Materialeinsparungen durch die schlanken Konstruktionen reduzieren die Umweltbelastung.

3. Betontechnologie

3.1. Zusammensetzung

Der von der Creabéton Matériaux AG verwendete UHFB ist der Vifort[®] Structure, ein Kompositbeton entwickelt durch die Gruppe Vicat, entsprechend den Empfehlungen der Association Française de Génie Civil (AFGC) [1]. Der Vifort[®] Structure hat eine Granulometrie von 0 - 3 mm und weist einen tiefen E/ B - Wert und eine sehr hohe Packungsdichte auf. Abgeleitet vom Vifort[®] Structure hat die Creabéton Matériaux AG eine Betonfamilie Vifort[®] entwickelt, welche den Anforderungen der einzelnen Produktsegmente in den Bereichen Design und Architecture entsprechen. Neben Zement als Bindemittel werden die reaktiven Zusatzstoffe Mikrosilikate und Flugasche eingesetzt. Die Mischzeiten betragen bis zu 15 Minuten.

3.2. Eigenschaften

Der Vifort[®] ist ein selbstverdichtender Beton und weist je nach Formulierung ein Ausbreitmass von 750 - 1'000 mm auf.

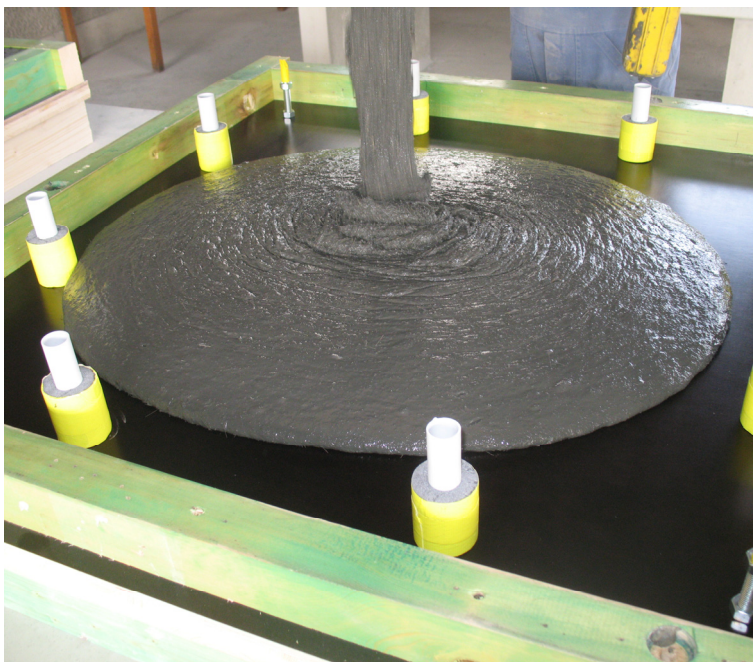


Fig. 2: Selbstverdichtend

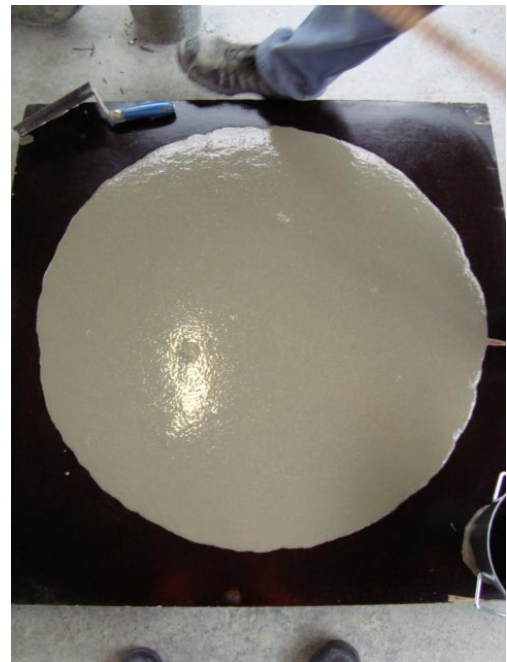


Fig. 3: Ausbreitmass Slump

Festbetoneigenschaften von Vifort[®] Structure:

Die Werte beziehen sich auf einen Stahlfasergehalt von 1 bis 2%.

Frischbetonrohddichte	[kg/m ³]	2'300 - 2'400
Würfelddruckfestigkeit nach 7 Tagen	f _{cc 7} [MPa]	85 - 105
Würfelddruckfestigkeit nach 28 Tagen	f _{cc 28} [MPa]	130 - 160
Biegezugfestigkeit Vifort [®] Structure V _f 2%	f _{flex} [MPa]	25 - 30

Tab. 1: Festbetoneigenschaften Vifort[®] Structure

4. Bewehrung

4.1. Faserbewehrung

Grundsätzlich werden in der Vorfabrikation Metall- und synthetische Fasern verwendet.

Als Metallfasern kommen hauptsächlich Stahlfasern zum Einsatz, für spezielle Anwendungen werden rostfreie Fasern eingesetzt. Die Dosierung der Stahlfasern beträgt zwischen 80 bis 240 kg/m³ Frischbeton. Verwendet wird häufig eine Mischung aus kurzen, 13 mm, und langen, 20 mm, Fasern in einem Verhältnis von 1 zu 2.

Die synthetischen Fasern haben kaum Einfluss auf die Festbetoneigenschaften. Sie werden hauptsächlich zur Verhinderung der Schwindrisse eingesetzt. Zum Einsatz kommen sogenannte PVA Fasern (Polyvinylacetate). Ihre Dosierung beträgt ca. 20 kg/m³ Frischbeton.



Fig. 4: Stahlfasern



Fig. 5: PVA Fasern

4.2. Kombination der Bewehrung

Neben der Faserbewehrung wird auch Stabbewehrung und Vorspannung eingesetzt. Als wirtschaftlich hat sich eine Kombination von Faser- und Stabbewehrung erwiesen, wobei die Stabarmierung nur in den Zonen der Hauptbeanspruchung zu liegen kommt.



Fig. 6: Bewehrung in Winkelquerschnitt



Fig. 7: Bewehrung Hauptbeanspruchung

4.3. Konzipierung der Bewehrung

Durch die hohe Packungsdichte und die tiefe Permeabilität gegenüber Flüssigkeiten und Gasen kann die Betonüberdeckung stark reduziert werden.

5. Schalungsbau

Grundsätzlich können die gleichen Materialien für den Schalungsbau eingesetzt wie im übrigen Elementbau. Wegen der flüssigen Konsistenz, der feinen Körnung und dem hohen Anteil an Bindemittel sind die Anforderungen in Bezug auf die Dichtheit der Schalung sehr hoch.

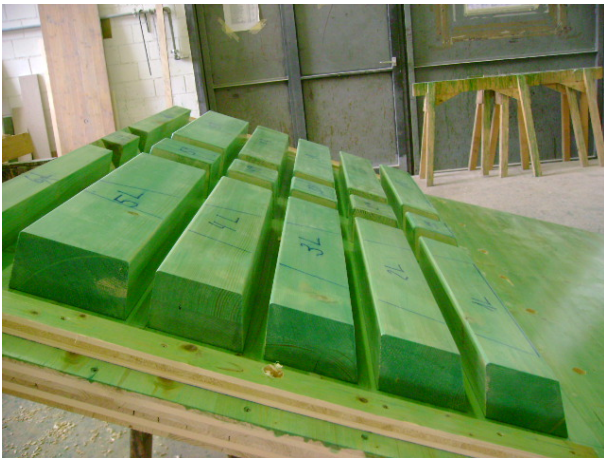


Fig. 8: Holzschalungsdetail



Fig. 9: Holzschalung Sonnenschutzelement

Um den ästhetischen Ansprüchen gerecht zu werden ist ein sauberes Arbeiten unabdingbar. Dies trifft auch auf die Verarbeitung des Schaltrennmittels zu. Kleine Unebenheiten und eine unterschiedliche Textur in der Schalhaut werden durch den UHFB auf den Betonelementen akkurat wiedergegeben. Unterschiedliche Ausschulfristen wirken sich ebenfalls massgeblich auf das Erscheinungsbild der Elemente aus.

Um den Gestaltungsspielraum und die freie Formgebung optimal ausnützen zu können, werden oft auch Schalungen aus Kunststoffen wie Polyurethan und Silikonen eingesetzt.



Fig. 10: PUR-Schalung Fassadenelement Vena



Fig. 11: PUR-Schalung Schale Lunar

Für grosse Stückzahlen werden die Schalungen aus Metall gefertigt.



Fig. 12: Stahlschalung Fassadenelement DYB



Fig. 13: PUR-Schalung Paso



Fig. 14: Schalung Vena



Fig. 15: PUR-Schalung Vena

6. Herstellung der Betonelemente

6.1. Betoniervorgang

Der Betoneintrag kann mittels Kübel oder Pumpe erfolgen, wobei die Leistung bzw. Geräte auf die Filigranität der Bauteile abzustimmen ist. Die Beherrschung des Einbringprozesses ist von ausschlaggebender Bedeutung. Die Ausrichtung der Fasern im Frischbeton erfolgt massgeblich parallel zur Fliessrichtung des Betons und damit auch parallel zu der begrenzenden Schalung, was das Tragverhalten direkt beeinflusst. Zudem beeinflusst die Art und die Menge der Faserdosierung das Fliessverhalten stark.



Fig. 16: Giessen von Fassadenelement Vena



Fig. 17: Giessen mit Betonkübel



Fig. 18: Beton gepumpt

6.2. Nachbehandlung / Lagerung

Nachbehandlung: Die filigranen und dünnwandigen Fertigteile weisen eine geringe Masse mit einer grossen Oberfläche auf und sind daher nach dem Entschalen konsequent gegen schwankende Temperaturen und Feuchtigkeit zu schützen.

Lagerung: Um eine Deformation durch Kriechen und Schwinden von grossflächigen Elementen zu vermeiden, sind sie entsprechend zu lagern und stützen.

7. Referenzen

7.1. SAS Marseille [2]

Testserie Fassadenelemente mit Servicesteg und Sonnenschutz

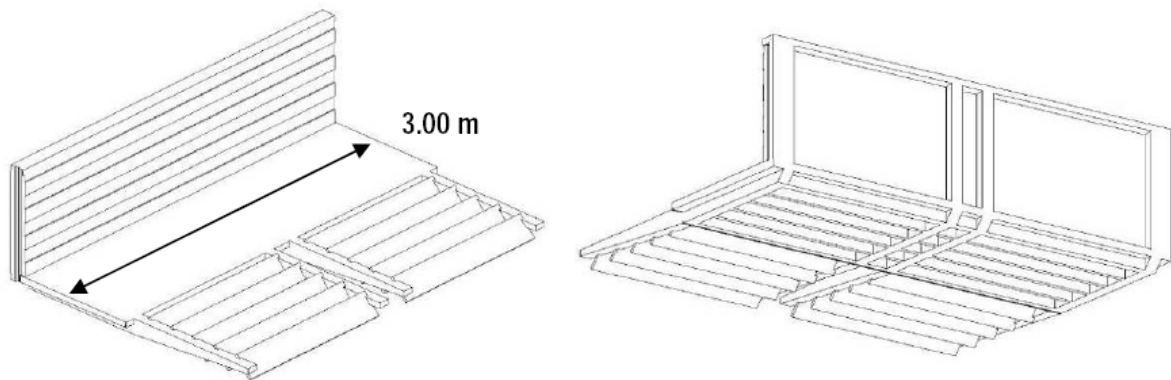


Fig. 19: Perspektive Fassadenelement



Fig. 20: Ansicht Fassadenelement

7.2. Fussgängerbrücke Lauterbrunnen

Brückenplatten: 170 x 76 cm, Dicke 4 cm. Bewehrung: Stabbewehrung und Stahlfasern in der unteren Plattenhälfte, Synthetische Fasern in der oberen.



Fig. 21: Belastungsprüfung (Creabeton)



Fig. 22: Ansicht Brücke

7.3. Fassadenelemente DYB (Swatch Group) Cormondrèche CH

Fassadenfläche: 900 m², 377 Elemente, 285 kg/ Element



Fig. 23: Detail Element



Fig. 24: Ansicht Fassade

7.4. Fassadenelemente VENA®

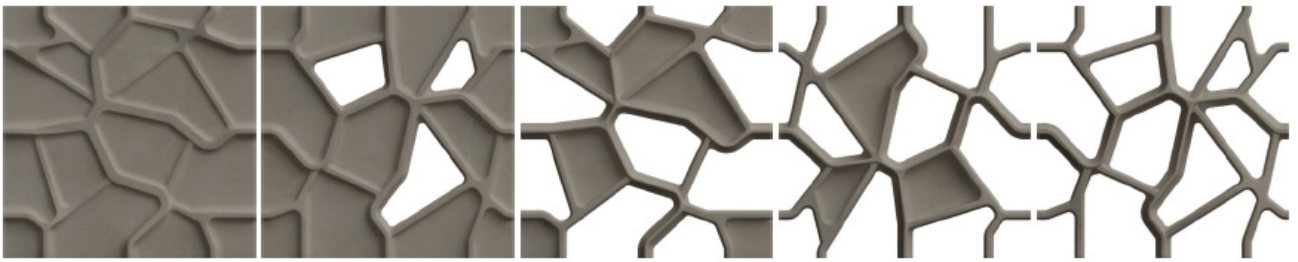


Fig. 25: Fünf verschiedene Elemente



Fig. 26: Ansicht Fassade



Fig. 27: Detail Element

7.5. Design



Fig. 28: Paso



Fig. 29: Lunar



Fig. 30: Fiore



Fig. 31: Luana

8. Schlussfolgerungen

Über sechs Jahre Forschung und Entwicklung in den Labors der Gruppe VICAT France und der Creabéton Matériaux AG, in enger Zusammenarbeit mit der Hochschule HTA-Freiburg und dem Ingenieurbüro Mantegani & Wyseier Biel, führten zur Entwicklung des Vifort[®] Structure bzw. Béton Composite Vicat (BCV[®]) und der Erarbeitung der Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen aus UHFB.

Der Einsatz von UHFB bringt für den Kunden einen Mehrwert durch die zusätzliche Gestaltungsfreiheit im Entwurf und durch die erhöhte Dauerhaftigkeit; einen kleineren Unterhaltsaufwand und langlebige Bauten. Der reduzierte Ressourcenaufwand schont zudem die Umwelt.

Durch die Erweiterung zur Betonfamilie mit Vifort[®] Structure, Vifort[®] Design und Vifort[®] Architecture ergibt sich die Möglichkeit, vom UHFB über den HFB bis zum SVB, die für den Verwendungszweck optimale Rezeptur einzusetzen.

Einsatzgebiete/ Anforderungen	Vifort [®] Design	Vifort [®] Architecture	Vifort [®] Structure	SVB
Design	+++	++	+	+
Statik	+	++	+++	+
Design/ Statik	++	+++	+	++
Werkstoffkosten	++	+++	+	++++
Filigrane Abmessungen	+++	++	++	+
Festigkeitsklasse	100 N/mm ²	100 N/mm ²	>130 N/mm ²	75 N/mm ²
Bauteilstärke	6-20 mm	30-80 mm	20-80 mm	50-160 mm
Substitut Material	Diverse Materialien im Designbereich	Aluminium/ Naturstein	Stahl	Beton

Tab. 2: Vifort[®] - Produktelinie

References

- [1] AFGC. Recommandations provisoires, Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Paris, 2002.
- [2] SUTER R., MOREILLON L., CLERGUE C., RACORDON R., Using UHPFRC for Complex Façade Elements. *UHPFRC symposium in Marseille (France), November 17-18, 2009*, London, 2011, pp. 405-420.

Future of UHPFRC as a structural design material

Joost WALRAVEN

Professor of Concrete Structures
Delft University of Technology
The Netherlands

Summary

Ultra high strength concrete is a relatively new material. Since the strength and the ductility of this material are much larger than that of conventional concrete, new applications are possible. The material offers a number of perspectives. It is for all important to judge on the effect of UHPFRC on the basis of integral project costs. UHPFRC can play an important role with regard to strengthening and refurbishment of existing structures like bridges. The material itself can still be improved, especially regarding the effect of hybrid reinforcement. A very important condition for a large scale application of UHPFRC is the availability of appropriate international design recommendations

Keywords: ultra-high strength fibre concrete, perspectives, potential, design recommendations

1. Introduction

Ultra High Performance Concrete started as an academic material. It was not believed that such a material, very carefully composed with regard to particle composition and fibers, could ever become a material that would have a serious chance in structural engineering. The most important draw-back was the price of the material per unit volume. Moreover the strict rules to be followed when producing an UHPFRC concrete were regarded not to be in line with the traditions of concrete execution. Utmost care at the construction site cannot be guaranteed, which seemed to be a major obstacle in the acceptance of this special material. Nevertheless the development of UHPFRC is a typical example of a “technology-push” innovation. (Fig. 1) shows the Danish researcher Hans Hendrik Bache, who published already in 1981 about the potential of ultra-high performance concrete [1].

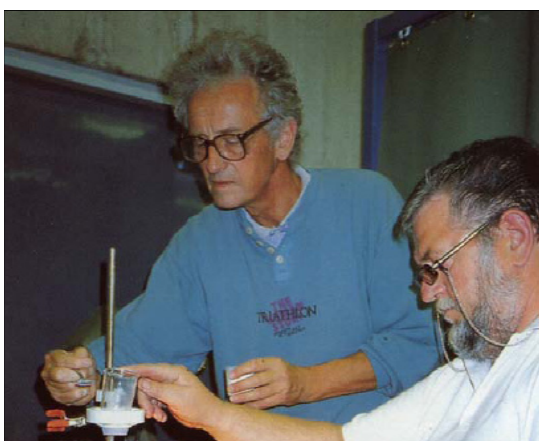


Fig. 1. Hans Hendrik Bache, pioneer in the development of ultra-high fine particle based materials

His paper was published at an international conference on superplasticizers in concrete and therefore did not get the recognition which it deserved. Bache focused most of all on combinations of high volumes of fibers and high reinforcement ratio's. His idea was that thin structural elements with high amounts of traditional reinforcement might be a very interesting contribution to the realization of more slender structures. However, in the case of a combination of thin concrete members with high reinforcement ratio's the splitting effects, especially in the regions where bars have to be anchored or overlap, would make such a solution impossible. However, adding a sufficient amount of fine fibers would solve this problem, because it would equip the material with large toughness and as such cope with splitting effects.

Soon the material was seen as an interesting extension of the existing structural materials. However, the status was initially not more than that of a niche product. Meanwhile however, the attitude of designers is changing slowly. After the introduction of service life design the development of criteria for sustainable design will become an important drive for the development of new structural concepts. In design the cost of a material per m^3 should not be a leading criterion for judgment of its potential anymore, but the role of the material in the total structural concept and its inherent cost should be considered on a wider context. Moreover the development of the material itself is by far not at its end. Advanced mix design methods will lead high performance concrete with even better properties for a lower price. An important aspect for the introduction and acceptance of UHPFRC is, just like for any other innovative material, the availability of appropriate design rules. Those rules should not only offer the option to take optimum profit of the superior properties of the material, but as well be transparent and user-friendly enough to be handled by design engineers. In the following a number of aspects are treated which represent chances for future applications.

2. Use of ultra-high performance concrete in optimum conceptual design

Already during the first applications of ultra-high performance concrete it was pointed out that the cost of the material as an absolute parameter is misleading. As an estimation, one m^3 of UHPFRC may cost 4-5 times as much as a traditional concrete with strength class C55/65. Not only the volume of the material UHPFRC needed to realize the structure is, in case of a smart design, much smaller than that of a comparable design in C55/65. Also the costs of transportation are smaller, the speed of construction can be increased and the maintenance cost can be substantially lower. If this is regarded the overall project cost can be smaller in spite of the higher costs of the composing materials per unit volume. An impressive demonstration of this is the construction of the new runway of the Haneda Airport in Tokyo, Japan, (Fig. 2).

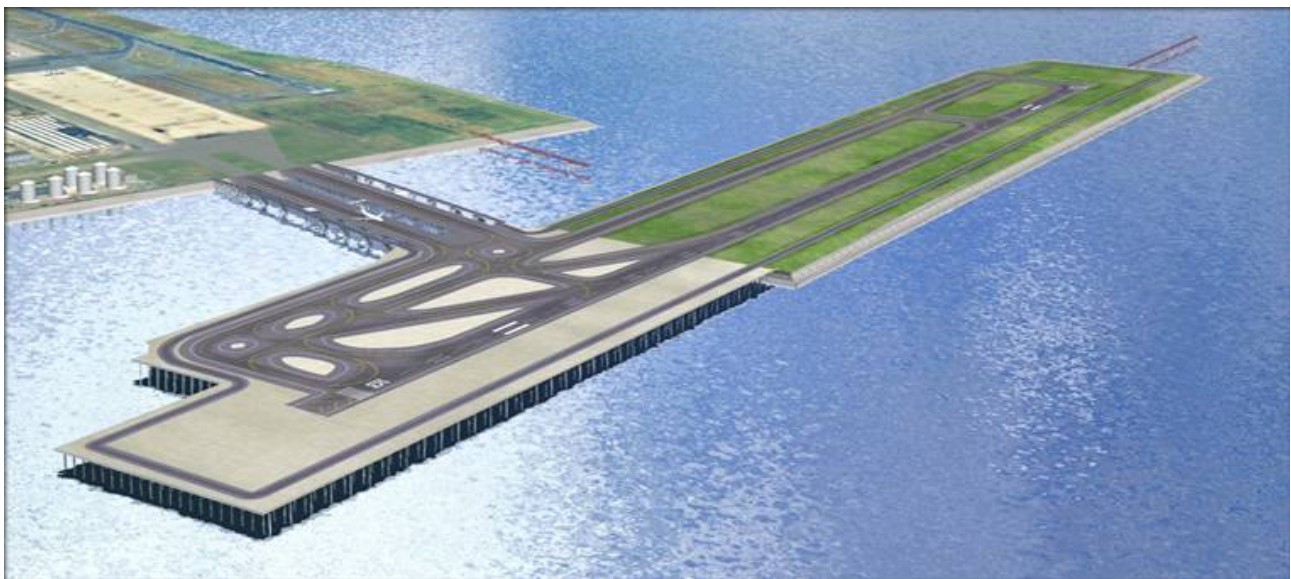


Fig.2. New runway of Haneda airport in Tokyo, Japan.

Due to lack of space the new runway had to be constructed in open sea. A landfill as a basis for the runway was not possible. The flow of a river, with an open entrance to the sea, would be obstructed. Therefore half of the runway had to be built as a platform supported by foundation piles. Those piles, however, have a length of 70m, because locally the sea is very deep. Because of the marine environment and the relatively high temperatures, corrosion is an important problem to be solved. The steel piles were surrounded by stainless steel pile capes with a length of about 15m. Design calculations showed, that ultra-high strength fiber concrete would be the optimum material for the deck. Not only the material has such a high durability that the service life of 100 years can be reached with confidence, but as well the thickness of the concrete deck could be reduced to 50% compared with a solution in traditional concrete. This gives considerable savings for the bearing structure and the foundation. The use of UHPFRC leads therefore to the most economical solution in spite of the much higher cost of the material itself per m^3 !

3. UHPFRC as a material for bridge repair

Thousands of concrete bridges in many countries have to be strengthened in order to cope with the increased traffic loads. A problem is here that the weight of the upper structure should not too much be increased by the new deck, since the piers and the foundation have not been designed for those extra loads. In recent years a number of bridge decks have been replaced by a new deck of ultra-high strength fibre concrete or provided with an additional topping of this material.



Fig. 3. Casting a high performance concrete bridge deck for bridge renovation in the Netherlands.

Figure 3 shows the casting of a new bridge deck on an old bridge in the Netherlands. After removing the old asphalt layer the deck was provided with an epoxy layer, on which gravel split was sprayed. This created a layer with sufficient roughness to transmit the shear stresses between the new bridge deck and the bearing structure. The deck was reinforced with 2 or even three layers of reinforcing mesh in combination with steel fibres. In this way a strong new deck was obtained with a thickness of not more than 50mm. Initially the significance of the most appropriate technology of casting the new concrete layer was underestimated. Problems occurred with the consistency of the new layer which was initially too dry, so that compaction could not be fully obtained in some areas. An analysis showed that the reducing the reinforcement and the amount of fibres would lead to a better quality and still sufficient bearing capacity. A number of successful bridge deck repairs have been realized meanwhile. Especially optimizing the technology of the mixture design in combination with the execution and the quality control procedures still may lead to further improvement of this solution and wider application.

This file corresponds to a template of the paper in .doc file format.

4. Using the synergy obtained by hybrid types of reinforcement

4.1 Combining short and long fibers

An interesting area where considerable progress is still possible is the combination of different types of reinforcing materials. It was already demonstrated that combining long and short fibers may lead to a significant improvement of the behaviour of fiber reinforced concrete. The short fibers bridge the microcracks and as such arrest their further development. So, the material remains in a quasi-elastic state until high loads are reached. When finally macrocracks occur, the long fibers take over the function of the short fibers. In this way a material with elastic-plastic properties occurs, with favourable behaviour both in the SLS and the ULS. It was shown by Markovic [2] that

combinations of a relatively small volume of short and long fibers can lead to a pronounced hardening behaviour in centric tension, which is remarkable for those low amounts of fibers. Tests on specimens subjected to bending showed that the bending tensile strength of fibre concrete with 1 vol.-% of short and 1 Vol.-% of long fibers can reach values of about 40 N/mm^2 . It is felt that further optimization is still possible.



Fig. 4. Hardening behaviour of a mixture with 1Vol.-% long (60/07) and 0,5Vol.-% short (13/0,2) fibers [2].

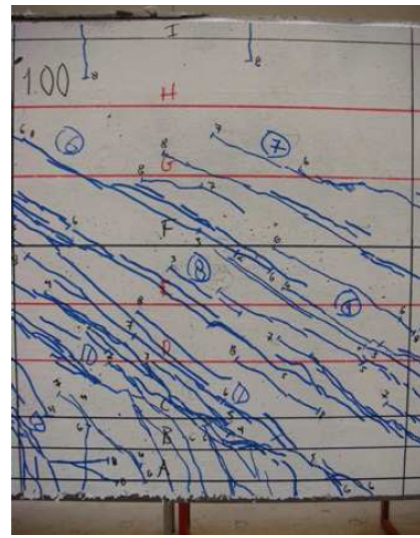


Fig. 5. Inclined cracks in a shear loaded beam reinforced with traditional stirrups and steel fibers.

4.2 Combining fibers with traditional reinforcement

Combining fibers with reinforcing steel is a very interesting (hybrid) solution to get optimized material and structural behaviour. Reinforcing steel has the advantage that it can be oriented in the principal bearing direction. Fibers have the advantage that they guarantee a reliable tensile strength and add ductility to the concrete behaviour. This allows the design of very thin structural elements. Fig. 5 shows a part of a thin-walled prestressed beam, which was reinforced in shear with traditional stirrups. Remarkably the shear carrying effect of stirrups and fibers together was larger than that of the sum of the single components. Obviously a synergy effect occurs by virtue of the combination of those materials. Fig. 5 shows that the inclined cracks are mostly not formed as single discrete cracks, but as crack bands, with up to three cracks at small distance. Probably the shear friction capacity of a bundle of fine smeared cracks is larger than that of a single wider crack leading to this positive effect. Optimizing the behaviour of structural members with such types of mixed reinforcement is another challenge.

5. From ultra-high strength concrete to ultra-high performance concrete

For years there is a difference in opinion on what is “high strength concrete” and what is “high performance concrete”. Here especially the definition of high performance concrete is regarded. The term “high performance” should be used when the properties of a material perfectly fit to the application. As such a material with a low strength can as well be a “high performance material”. An example is a gravity structure where the most important property is the weight of the concrete, independent of its strength. A better definition, which avoids misunderstanding, is defined-performance concrete or tailor-made concrete. An example of a high performance fiber concrete in this respect is the application of fiber concretes with “intermediate strength” in bridge deck repair. This applies predominantly to bridges with steel decks, which are damaged by fatigue cracks. Applying a deck in ultra-high strength fiber concrete would not be the optimum solution, because the low weight of the deck would not prevent the occurrence of new fatigue cracks in future. Therefore fiber concrete with a strength of 130 MPa fits better to the solution than an ultra-high strength concrete. The Brienenoordbrug in Rotterdam was strengthened in this way.



Fig. 6. Repairing a bridge deck with a fiber reinforced concrete C130, aiming at both durability and avoidance of further fatigue cracking.

6. High fiber content – low matrix strength ?

ECC (Engineered Cementitious Composites) or “Bendable concrete” was the result of “thinking out of the box” by Victor Li. His idea was that reducing the strength of the mortar is another way of creating “high performance concrete”. Where concretes with ultra-high mortar strength require a proportional amount of fibres to keep sufficient ductility, reducing the strength of the matrix leads to another interesting property. If a high fiber content is combined with a very high volume of fibers, this means that the force leading to cracking of the concrete is reintroduced over a very short distance into the concrete. This implies that the crack distance will be very small, resulting in the well known concept of “bendable concrete”. In this respect as well interesting options are waiting to be investigated. A special challenge is to make more economic mixtures, keeping upright the particular properties of high ductility concrete (“ecological concrete”).

7. Development of appropriate building codes for fiber reinforced materials as a must for further introduction of high performance fibre concrete

With regard to code recommendations there is an important principal discussion on how fiber reinforced concrete, and in particular ultra-high performance concrete, should be treated. Since there is already a widely accepted recommendation for conventional concrete (RILEM TC162), the first option is to prepare a complementary code for high performance fiber concrete. This is the actual task of *fib* task group TG 8.6. The producers and experienced users of well known types of UHPCR, however, would prefer a tailor-made approach for such special mixtures. An example of such a tailor made code is the French Code [3]. This code particularly applies to concretes with a strength between 150 and 250 MPa. A disadvantage of this approach is that there is a large range of application left between conventional reinforced fiber concrete (up to about C55) and UHPFRC (starting from C150). In the intermediate area a large number of interesting applications in structural engineering are possible. Another option, coping with the problem described previously, is to develop a recommendation for all fiber concrete’s, making no distinction in strength, types of fibers and hardening or softening behaviour. A step ahead is even the integration of fiber reinforcement into the total concept of structural concrete, which is applicable for all types of reinforcement. Such a recommendation, valid for reinforced, prestressed and fiber concrete, and especially combinations of those types of reinforcements, would stimulate the general acceptance of

fiber concrete as a mature option to be used in various cases. In the sequel one example of a tailor-made approach and another example of an integrated, more general, approach are given.

7.1 Example of a tailor-made approach for UHPFRC: the French method

The French method, valid for fiber concretes with a strength from B150 to B250, takes due account of the effect of fiber orientation. For testing the properties of UHPFRC two types of tests are distinguished: thin and thick specimens. This procedure intends to represent the behaviour of thin and thick elements in practice.

If the bending behaviour of a *thin* element is regarded, the standard test should be carried out on a specimen where the cross sectional height is smaller than $3L_f$, L_f being the fiber length. By choosing a standard bending test specimen with such a small thickness, Fig. 7, the stress-strain relation obtained includes implicitly the effect of fiber alignment by the boundary conditions, which is expected to occur in the structural elements as well.

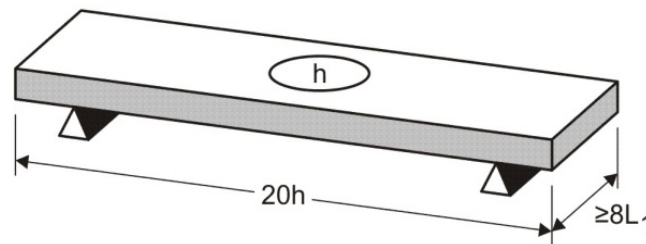


Fig. 7. Standard test for thin UHPFRC members [3].

This test is not regarded as “the absolute truth”, since it is advised to apply a correction factor $1/K$ to the results obtained from a test on the actual structural element.

For the design of *thick* elements ($h \geq 3L_f$) the following procedure is advised: “Cast and notch a prism. Perform a flexural test with it. Conduct inverse analysis to determine a post-cracking stress – crack width (σ - w) relation. Correct this relation derived from this test as to integrate size and boundary effects associated with the specimen shape and casting method. Weight this law with a reduction coefficient $1/K$ representing the difference between a flexural test result for a cast prism and what would have been obtained on prisms sawn from an actual structural element. To determine an exact factor K for the particular application considered, make components that are representative for the actual geometry and manufacturing method used for the structure, and take specimens along the directions of principal stress”.

A disadvantage of this method is that in both cases (thin and thick) the standard test does not pretend to give a basic relation. The stress – crack opening curve is rather arbitrary and has only a value as a general reference in relation to more detailed tests on samples taken from the structural element. For different types of elements advisory values for $1/K$ could be given, but this needs a lot of further research and experience. Principally, this method comes very near to “type testing” of complete elements.

7.2 Integrated approach

In the fib Model Code for Concrete Structures 2010, fiber concrete has been integrated in a more general code for “structural concrete”. So, fibers can be used as reinforcement, eventually in combination with other types of reinforcement. Moreover the method applies to any concrete strength, so no difference is made between conventional fiber concrete, high performance and ultra-high performance concrete. A new aspect is that fiber concrete is classified in a system of behavioural classes. As such, the designer can assume a certain design class and make the design calculations based on the properties given for this class. As a part of the production, it should be proven by standardized control tests on the mixture used, that the mixture satisfies the design assumptions. Basically, such a procedure is common practice in conventional concrete, where it should be demonstrated by cylinder or cube tests that the concrete satisfies the strength class assumed in the design. Fig. 8 shows the standard specimen used for the bending test (according to

EN 14651 (dimensions in mm). Fig. 9 shows the load-deflection relation obtained with a number of reference values (F_i, CMOD_i), where F_i is the force exerted at a certain stage of loading, and CMOD_i the corresponding value of the Crack Mouth Opening Displacement CMOD_i (measured crack opening at notch A).

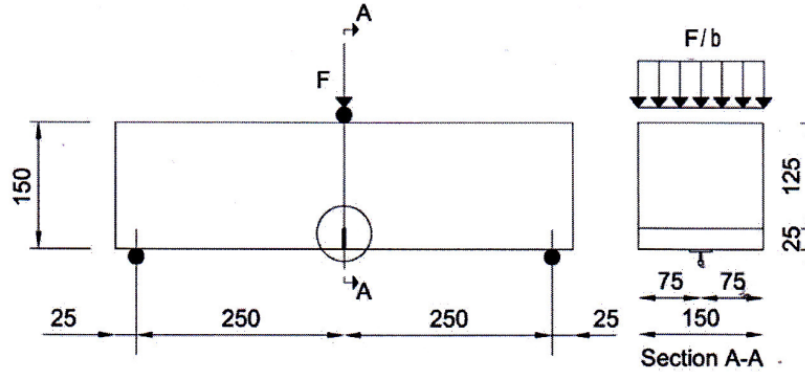


Fig. 8. Standard bending test on a notched FRC beam

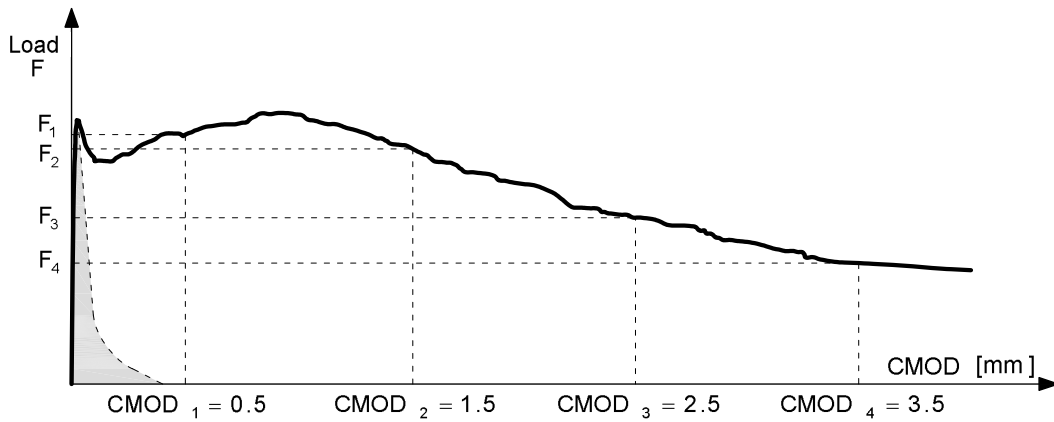


Fig. 9. Typical load $F - \text{CMOD}$ curve for FRC.

The classification of fiber concrete is done in the following way:

In order to classify the post-cracking strength of FRC a linear elastic behaviour can be assumed, by considering the characteristic residual strengths for serviceability (f_{R1k}) and ultimate (f_{R3k}) conditions. In particular two parameters are relevant, namely f_{R1k} (representing the strength interval) and a letter a, b, c, d or e (representing the ratio f_{R3k}/f_{R1k}).

The strength interval is defined by two subsequent numbers in the series:

$$1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, \dots [\text{MPa}]$$

while the letters a, b, c, d, e correspond to the residual strength ratios:

- a. If $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.7$
- b. If $0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.9$
- c. If $0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.1$
- d. If $1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.3$
- e. If $1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$

For instance, a material denoted as “3b” has a strength ranging between 3 and 4 MPa and a f_{R3k}/f_{R1k} ratio ranging between 0.7 and 0.9.

From the bending tests two simplified stress-crack opening laws can be deduced (Fig. 10): a rigid plastic relation, or a linear post-cracking relation (hardening or softening) as schematically shown in Fig 10, where f_{Fts} represents the serviceability residual strength, defined as the post-cracking strength for serviceability crack openings, and f_{Ftu} represents the ultimate residual strength. The solid and dashed lines refer to softening and hardening post-cracking behaviour respectively.

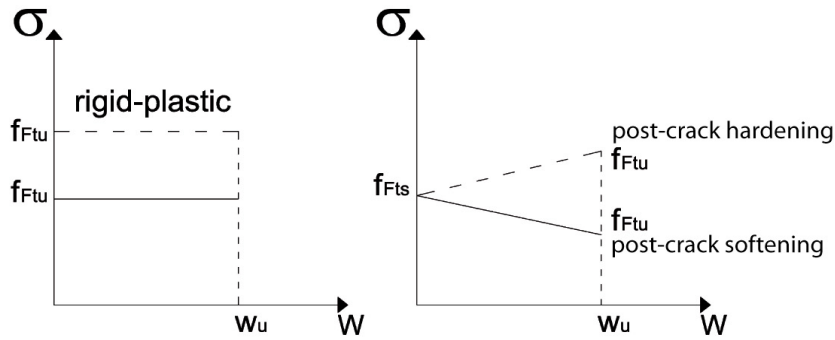


Fig. 10. Simplified post-cracking constitutive laws: stress crack opening.

It is mentioned that the behaviour observed in standard tests can deviate substantially (in a beneficial and a non-beneficial way) from the behaviour of the corresponding FRC in the structural element. Thus the manufacturing method and the concrete consistency should be taken into account by the designer.

8. Discussion, Conclusions and Acknowledgements

The material Ultra-High Performance Concrete is a material with a large potential. The mechanical properties can still be improved. High Performance Concrete includes the property of high strength, but is not synonymous to it. High Performance Concrete is a concrete with the most appropriate properties for a particular application. In this respect a considerable further potential exists, like hybrid fiber concrete or lower strength concrete with high fiber efficiency. The merits of UHPFRC should be judged on the basis of total project costs and not on the costs of the material per unit volume. The development of international design codes for UHPFRC should get high priority, in order to stimulate the further introduction and application.

References

- [1] BACHE H.H., "Densified cement / ultra-fine particle based materials", Second International Conference on Superplasticizers in Concrete", Ottawa, Canada, June 10-12, 1991.
- [2] MARKOVIC, I., "High Performance Hybrid Fibre Concrete: Development and Utilization", PhD thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.
- [3] RESPLENDINO, J., PETITJEAN, et al. "Ultra-high performance fibre reinforced concrete, Recommendations", AFGC-SETRA, Bagneux, France, January 2002

**Regelwerk (Entwurf):
Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) –
Entwurf, Bemessung und Ausführung**

Eugen BRÜHWILER

Prof. Dr. dipl. Bauing. ETH/SIA/IVBH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
1015 Lausanne

Emmanuel DENARIÉ

Dr. ès sc. techn., Ing. civ. dipl. EPFL/SIA, MER
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
1015 Lausanne

...

Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Conception, dimensionnement et exécution

Ultra-high Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) – Design and construction

Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) – Entwurf, Bemessung und Ausführung

Dieses Dokument hat zum Ziel, alle relevanten Informationen zur Bauweise in UHFB prägnant und umfassend darzustellen, um damit die Regeln der Baukunde wiederzugeben.

Entwurf E-01 : Stand 15. Oktober 2011

Autoren: Eugen Brühwiler, Emmanuel Denarié

Dieses Regelwerk (Entwurf) hat keine allgemein anerkannte Gültigkeit und darf nur unter Vorbehalten angewendet werden.



INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Vorwort	3
0 Geltungsbereich.....	4
0.1 Abgrenzung	4
0.2 Normative Verweisungen	4
0.3 Ausnahmen.....	4
1 Verständigung.....	5
2 Grundsätze	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbau	9
2.3 Stahl-UHFB Bau	10
2.4 Tragwerksanalyse und Bemessung	10
2.5 Dauerhaftigkeit.....	11
2.6 Qualitätssicherung	11
3 Baustoffe	12
3.1 Zusammensetzung von UHFB	12
3.2 Eigenschaften von UHFB.....	12
3.3 Eigenschaften von Stahl-UHFB	15
4 Tragwerksanalyse und Bemessung	16
4.1 Grundsätze	16
4.2 Charakteristische Werte.....	16
4.3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile.....	16
4.4 Tragwerksteile aus Stahl-UHFB.....	20
5 Konstruktive Durchbildung.....	22
5.1 Grundsätze	22
5.2 Bewehrungsführung	22
5.3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile.....	22
5.4 Tragwerke aus Stahl-UHFB	22
6 Ausführung.....	23
6.1 Herstellung von UHFB	23
6.2 Einbau und Nachbehandlung von UHFB	23
6.3 Prüfungen	24
6.4 Eigenschaften der UHFB Oberfläche	24
6.5 Arbeitssicherheit	24
ANHANG A UHFB Produkte.....	25
ANHANG B Publikationen.....	25
ANHANG C Biegeversuch.....	26
ANHANG D Einachsiger Zugversuch.....	27

VORWORT

Das vorliegende Regelwerk hat zum Ziel, den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von Tragwerken aus Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) zu regeln gemäss zwei grundlegenden Konzepten:

- Instandsetzung und Veränderung von Tragwerken aus Stahlbeton durch Ergänzen des bestehenden Stahlbetons mit Stahl-UHFB. Dabei entstehen Verbundbauteile bestehend aus Stahl-UHFB und herkömmlichem Stahlbeton. Dieses Konzept kann auch im Neubau umgesetzt werden.
- Bauteile aus Stahl-UHFB, die in der Regel in der Vorfabrikation hergestellt, als Elemente auf die Baustelle transportiert und dort im Montagebau zu einem Tragwerk zusammengesetzt werden.

Dieses Regelwerk richtet sich an die Fachleute der Projektierung. Zudem sind Bauherrschaften sowie Fachleute der Bauleitung und der Bauausführung angesprochen.

Dieses Regelwerk basiert auf den Tragwerksnormen des SIA.

Prof. E. Brühwiler

0 GELTUNGSBEREICH

0.1 Abgrenzung

- 0.1.1 Das vorliegende Regelwerk gilt für den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von neuen Tragwerken sowie die Instandsetzung und Veränderung von bestehenden Tragwerken unter Verwendung von Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton (UHFB) nach zwei unterschiedlichen Konzepten:
- Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise für die Instandsetzung und Verstärkung bestehender Betonbauten und für den Neubau
 - Tragwerke und Tragwerksteile aus Stahl-UHFB.
- 0.1.2 Das vorliegende Regelwerk gilt in Verbindung mit den folgenden Normen und Dokumenten:
- Norm SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
 - Norm SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke
 - Norm SIA 262 Betonbau
 - Norm SIA 263 Stahlbau
 - Norm SIA 269 Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
 - Norm SIA 269/1 Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen
 - Norm SIA 269/2 Erhaltung von Tragwerken – Betonbau
- 0.1.3 Die Bestimmungen dieses Regelwerks sind der Bedeutung des Tragwerks und dem Schwierigkeitsgrad der Problemstellung entsprechend anzuwenden.
- 0.1.4 Qualitätsanforderungen und Bestimmungen zur Ausführung sind im Allgemeinen als Mindestanforderungen zu verstehen.

0.2 Normative Verweisungen

Im Text dieses Regelwerks wird auf die nachfolgend aufgeführten Normen verwiesen.

- NF EN 12523 Méthodes d'essai pour pierres naturelles – Détermination du coefficient d'absorption d'eau par capillarité
- SN EN 206-1 Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- SN EN 206-9 Beton – Teil 9: Ergänzende Regeln für selbstverdichtenden Beton (SVB)

0.3 Ausnahmen

- 0.3.1 Ausnahmen von diesem Regelwerk sind zulässig, wenn Entwicklungen auf dem Gebiet des Baustoffs UHFB oder aussergewöhnliche Verhältnisse dies rechtfertigen. Ausnahmen müssen durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet sein.
- 0.3.2 Liegen Verhältnisse vor, die in diesem Regelwerk nicht erfasst werden, ist das Vorgehen zwischen Projektverfassern und Bauherrschaft sowie allfälligen Genehmigungsinstanzen unter allfälligem Beiziehen von Experten abzusprechen. Das gewählte Vorgehen ist stufengerecht in der Nutzungsvereinbarung und in der Projektbasis zu dokumentieren.

1 VERSTÄNDIGUNG

1.1 Fachausdrücke

Im vorliegenden Regelwerk werden die nachstehend definierten, spezifischen Fachausdrücke verwendet. Allgemeine hier verwendete Fachausdrücke werden in den Normen SIA 260 bis 262 und SIA 269, SIA 269/1 bis SIA 269/2 definiert.

Einspanngrad degré d'entrave degree of fixity	Grad der Einspannung der UHFB Schicht im Verbundbauteil durch Verbund mit dem Stahlbetonteil.
Elastische Grenzfestigkeit <i>résistance limite élastique</i> <i>elastic limit strength</i>	Spannungswert bei Erreichen der Elastizitätsgrenze von UHFB unter Zugbeanspruchung.
Entfestigungsverhalten comportement d'adoucissement strain softening behaviour	Mechanische Eigenschaft eines Baustoffs, die durch eine Abnahme der Zugspannungen bei zunehmender Verformung und nach Überschreiten der Zugfestigkeit charakterisiert ist.
Stahl-UHFB BFUP armé Reinforced UHPFRC	UHFB, der in der Haupttragrichtung mit Bewehrung versehen ist, um eine tragende Funktion zu erfüllen.
Ultra-Hochleistungs-Faserfeinkorn-Beton Béton fibré ultra-performant Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete	Aus Zement, weiteren Bindemitteln, Zuschlagsstoffen (Grösstkorn kleiner als 1 mm), Wasser unter Zugabe von Zusatzmitteln und Fasern (in der Regel aus Stahl), hergestellter Verbundwerkstoff, der im erhärteten Zustand bei vergleichsweise hohen Festigkeiten ein mehr oder weniger ausgeprägtes Verfestigungs- und Dehnungsentfestigungs-Verhalten aufweist und im Gebrauchszustand wasserdicht ist.
Verfestigungsverhalten comportement d'écrouissage strain hardening behaviour	Mechanische Eigenschaft eines Baustoffs, die durch eine Zunahme der Zugspannungen bei zunehmender Verformung und nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze charakterisiert ist.
Verbundsystem système composite composite system	Resultat einer Technik mit der zwei oder mehrere Baustoffe monolithisch miteinander verbunden werden.

1.2 Bezeichnungen

1.2.1 Lateinische Grossbuchstaben

A_{sw}	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
B, C	Beiwerte zur Ermittlung der Schwindverformung von UHFB
E_{Uc}	Elastizitätsmodul von UHFB unter Druckbeanspruchung
E_{Ut}	Elastizitätsmodul von UHFB unter Zugbeanspruchung
E_U	Elastizitätsmodul von UHFB
E_{Uk}	charakteristischer Wert des Elastizitätsmodul von UHFB
E_{Um}	Mittelwert des Elastizitätsmodul von UHFB
G_{FU}	spezifische Bruchenergie von UHFB
M_{Rk}	charakteristischer Wert des Biegewiderstands
$M_{U,max}$	Biegemoment im Stahl-UHFB Gelenk über dem Biegeschubriss
R_d	Bemessungswert des Tragwiderstands
R_k	charakteristischer Wert des Tragwiderstands
V_{Rk}	charakteristischer Wert des Querkraftwiderstands
V_{Rck}	charakteristischer Wert des Querkraftwiderstands des Betons
V_{Rsk}	charakteristischer Wert des Widerstands der Bügelbewehrung
V_{RUK}	charakteristischer Wert des Querkraftwiderstands von Stahl-UHFB

1.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a, b	Beiwerte zur Ermittlung der zeitabhängigen Kriechzahl von UHFB
b_w	Stegbreite
f_{ck}	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit von Beton
f_{sk}	charakteristischer Wert der Fliessgrenze von Betonstahl
$f_{U5\%}$	5%-Fraktilwert der Festigkeit von UHFB
f_{Uc}	Druckfestigkeit von UHFB
f_{Uck}	charakteristischer Wert der Druckfestigkeit von UHFB
$f_{Uc5\%}$	5%-Fraktilwert der Druckfestigkeit von UHFB
f_{Um}	Mittelwert der Festigkeit von UHFB
f_{Ut}	Zugfestigkeit von UHFB
f_{Utk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von UHFB
f_{Ute}	elastische Grenzfestigkeit von UHFB
f_{Utek}	charakteristischer Wert der elastischen Grenzfestigkeit von UHFB
h_{neu}	Schichtstärke von UHFB
h_{neu}	Schichtstärke des Untergrunds aus Stahlbeton
l_c	Weglänge vor der Risspitze des Biegeschubrisses bei Erreichen des Tragwiderstands
$l_{U,db,max}$	maximale Länge der Entfestigungszone entlang der Grenzschicht zwischen Stahl-UHFB und Stahlbeton
m	Parameter für die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von UHFB

n	Verhältnis des Schichtstärken von UHFB zu Stahlbeton
p	mechanische Eigenschaft von UHFB
r	Reaktionsgrad
r_0	Reaktionsgrad bei Beginn der Festigkeitsentwicklung
s	Stababstand
s_{Uc}	Standardabweichung der Festigkeit von UHFB
s_{Uc}	Standardabweichung der Druckfestigkeit von UHFB
s_{Ut}	Standardabweichung der Zugfestigkeit von UHFB
t	Zeit, Dauer, Alter
t_0	Alter des UHFB bei Beginn der Beanspruchung
t_∞	Alter des UHFB nach unendlich langer Zeit
w	Durchbiegung, Rissöffnung
$w_{Ut,1}$	Öffnung des diskreten Risses beim Knickpunkt im bilinearen Entfestigungsdiagramm von UHFB
$w_{Ut,2}$	maximale Öffnung des diskreten Risses im UHFB
w_{Uel}	elastische Durchbiegung von Tragwerksteilen aus Stahl-UHFB im Gebrauchszustand
$w_{U\varphi}$	Durchbiegung von Tragwerksteilen aus Stahl-UHFB unter Berücksichtigung des Kriechens von UHFB
x	Höhe der (Biege)Druckzone
z	Hebelarm der inneren Kräfte

1.2.3 Griechische Kleinbuchstaben

α	Druckfeldneigung
α_U	Temperaturausdehnungskoeffizient von UHFB
β	Neigung einer Bügelbewehrung
γ_m	Partialfaktor für eine Baustoff- oder Baugrundeigenschaft (berücksichtigt ungünstige Abweichungen vom charakteristischen Wert)
γ_M	Widerstandsbeiwert ($=\gamma_R \gamma_m$)
γ_R	Partialfaktor für den Tragwiderstand (berücksichtigt die Unschärfen im Widerstandsmodell)
ε_U	Verformungswert von UHFB bei Erreichen der Zugfestigkeit
ε_{Uc}	Kriechdehnung von UHFB
ε_{Uel}	elastische Dehnung von UHFB
$\varepsilon_{U,fat}$	Zugdehnung von UHFB im Grenzzustand der Tragfähigkeit Typ 4 (Ermüdung), (gegebenenfalls inklusive Dehnung infolge Eigenspannungen im Verbundsystem Stahl-UHFB - Stahlbeton)
$\varepsilon_{U,ser}$	Zugdehnung von UHFB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, (gegebenenfalls inklusive Dehnung infolge Eigenspannungen im Verbundsystem Stahl-UHFB - Stahlbeton)
ε_{Us}	Schwindmass von UHFB
$\varepsilon_{U,sc}$	Endschwindmass von UHFB
$\varepsilon_{U,hard}$	Verformungswert der Dehnungsverfestigung von UHFB
$\varepsilon_{U,soft}$	Verformungswert der Dehnungsentfestigung von UHFB
η_U	Einspanngrad der UHFB Schicht im Verbundsystem
η_K	Faserorientierungsbeiwert von UHFB
η_t	Beiwert zur Berücksichtigung der Langzeitbeanspruchung des UHFB im Bauteil

η_{fU}	Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des verformungsarmen Bruchverhaltens von UHFB unter Druckbeanspruchung
μ_U	Einspanngrad der UHFB Schicht im Verbundsystem
ν_U	Querdehnzahl von UHFB
ρ_U	Rohdichte von UHFB
σ_1	Spannungsgrösse beim Knickpunkt im bilinearen Entfestigungsdiagramm von UHFB
σ_{Ut}	Zugspannung im UHFB
$\sigma_{U,max}(fat)$	maximale Zugspannung im UHFB infolge ständiger Einwirkungen und den Ermüdungseinwirkungen (gemäss der Norm SIA 261 respektive SIA 269/1)
$\sigma_{U,D}$	Dauerfestigkeit von UHFB (bei Ermüdung)
$\sigma(\mu)$	unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Verbundsystems wirklich auftretende Spannung im UHFB
σ_{voll}	die in einem vollständig eingespannten Verbundsystems auftretende Spannung im UHFB
τ_{bU}	Verbundfestigkeit zwischen Betonstahl und UHFB
$\varphi_U(t,t_0)$	Kriechzahl von UHFB
$\varphi_{U\infty}$	Endkriechzahl von UHFB
θ_c	Neigung des kritischen Schubrisses im Stahlbeton

1.2.4 Sonderbezeichnungen

$\varnothing_s$	Durchmesser eines Bewehrungsstabs
-----------------	-----------------------------------

2 GRUNDSÄTZE

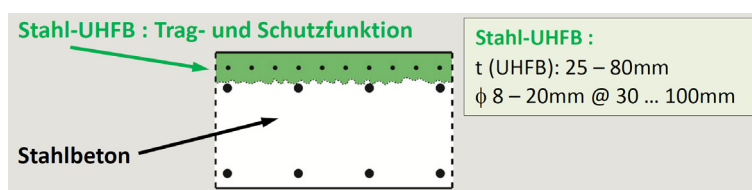
2.1 Allgemeines

- 2.1.1 Die Wahl der Baustoffe, insbesondere des UHFB, ist auf die Anforderungen des Entwurfs und die Möglichkeiten der Herstellung abzustimmen. Die geforderten Eigenschaften sind in der Projektbasis festzuhalten. Die Eigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl sind in den Normen SIA 262 und SIA 269/2 festgelegt.
- 2.1.2 In der Regel erfüllt der UHFB eine tragende Funktion und ist entsprechend in der Haupttragrichtung mit Bewehrung zu versehen. Dieser Baustoff wird Stahl-UHFB genannt.
- 2.1.3 Stahl-UHFB wird in der Regel in Bauwerksbereichen eingesetzt, die starken Umwelteinflüssen oder hohen mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt sind:
- Starke Umwelteinflüsse treten bei Bauteilen der Expositionsclassen XD2, XD3 und XF4 sowie bei chemischem Angriff auf.
 - Hohe mechanische Beanspruchungen ergeben sich in Bereichen grosser Schnittkräfte infolge andauernder oder vorübergehender Überprüfungs- oder Bemessungssituationen, bei aussergewöhnlichen Einwirkungen (Anprall, Explosion, Erdbeben) sowie infolge Abrasion. Hohe lokale Beanspruchungen ergeben sich bei Kräftekonzentration und Bereichen von Krafteinleitungen oder Kraftumlenkungen
- 2.1.4 Bei der Instandsetzung und Veränderung von Betonbauten und deren Bestandteile stehen folgende Anwendungen im Vordergrund:
- Abdichtung und Verstärkung (Verbesserung der Tragfähigkeit) von Fahrbahnplatten und Hochbaudecken
 - Schutzbeschichtung von Randabschlüssen, Leitmauern, Pfeilern und Wänden
 - vorfabrizierte Ausrüstungsteile (Randabschlüsse, Leitmauern, Vorrichtungen für Dilatationsfugen, Randsteine), die auf der Baustelle (mit UHFB) mit dem bestehenden Tragwerk verbunden werden
 - Verankerungsblöcke für das Verbinden von neuen an bestehende Bauteile.
- 2.1.5 Tragwerke aus Stahl-UHFB und vorfabrizierte Stahl-UHFB-Elemente sind nach den Grundsätzen des Leichtbaus zu konzipieren. Im Vordergrund stehen hochbeanspruchte Tragwerke für (weitgespannte) Dächer, Hochbaudecken und Brücken, die im Montagebau erstellt werden. Zudem bestehen Anwendungsmöglichkeiten im Bereich von UHFB-Fassadenelementen (ev. mit synthetischen Fasern oder ohne Fasern) im Hochbau.
- 2.1.6 Stahl-UHFB eignet sich für den Verbundbau mit Stahlbeton, Stahl und Holz. Die üblichen Regeln der entsprechenden Verbundbauweisen gelten sinngemäss.
- 2.1.7 Nebst den in der Norm SIA 260 aufgeführten Entwurfsrandbedingungen sind weitere Aspekte zu beachten, beispielsweise:
- Umweltverträglichkeit des Bauvorhabens
 - Anforderungen an das Erscheinungsbild der Oberflächen
 - Auflagen bezüglich Etappierung und Bauzuständen
 - Exposition des Tragwerks hinsichtlich Umwelteinflüssen
 - Anforderungen an den Feuerwiderstand
 - Anforderungen bezüglich Wärmedämmung und Schallschutz
 - Zugänglichkeit unterhaltsbedürftiger Bauteile.

2.2 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbau

- 2.2.1 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile bestehen aus einem Bauteil aus Stahlbeton, und einer ergänzenden Schicht aus Stahl-UHFB gemäss Figur 1. Der dabei verwendete UHFB hat in der Regel ein ausgeprägtes Verfestigungsverhalten aufzuweisen.

Figur 1 Grundkonfiguration des Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbaus



- 2.2.2 Die Herstellung eines Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteils führt zu einem Eigenspannungszustand im Bauteil. Im UHFB bilden sich in jungem Alter Zugeigenspannungen vor allem infolge Behinderung der Verformungen durch Schwinden und temperaturabhängige Vorgänge. Nach einiger Zeit führt Kriechen zu einer Verminderung dieser Eigenspannungen.
- 2.2.3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile verhalten sich im Gebrauchszustand und bis zum Erreichen des Tragwiderstands monolithisch, d.h. es treten keine Ablösungen an der Grenzschicht auf. Der Tragwiderstand wird am monolithischen Querschnitt ermittelt.
- 2.2.4 Im Gebrauchszustand bilden sich wegen des verfestigenden Verhaltens von UHFB unter Zugbeanspruchung keine sichtbaren Risse. Dabei bleibt auch die geringe Wasserdurchlässigkeit der UHFB-Schicht bestehen, womit günstige Voraussetzungen für die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit gegeben sind.
- 2.2.5 Mit Stahl-UHFB werden der Tragwiderstand und die Bauteilsteifigkeit deutlich erhöht.
- 2.2.6 Das Tragverhalten und das zeitabhängige Verhalten von UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen kann mit numerischen Modellen zuverlässig simuliert werden.

2.3 Stahl-UHFB Bau

- 2.3.1 Tragwerke aus Stahl-UHFB sind in der Regel aus vorfabrizierten Stahl-UHFB-Elementen zusammengesetzt. Für den verwendeten UHFB muss in der Regel kein ausgeprägtes Verfestigungsverhalten gefordert werden, insbesondere wenn das Tragwerk vorgespannt ist und der UHFB unter Druckbeanspruchung steht.
- 2.3.2 Hochbeanspruchte Tragwerke und Bauteile aus Stahl-UHFB sind nach den Grundsätzen des Leichtbaus zu konzipieren. Im Vordergrund stehen möglichst leichte Bauteile mit Verbindungen, die sich für den Montagebau eignen.
- 2.3.3 Bei wenig beanspruchten Bauteilen sind Bewehrungen im UHFB nicht immer notwendig.

2.4 Tragwerksanalyse und Bemessung

2.4.1 Allgemeines

- 2.4.1.1 Die Tragwerksanalyse und Bemessung von Verbundbauteilen aus Stahl-UHFB und Stahlbeton sind bei bestehenden Tragwerken gemäss der Norm SIA 269 und bei neuen Tragwerken gemäss der Norm SIA 260 vorzunehmen.
- 2.4.1.2 Tragwiderstände sind mit den charakteristischen Werten der Baustoffe zu ermitteln.

2.4.2 Grenzzustände der Tragsicherheit

- 2.4.2.1 Der Tragwiderstand eines Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen oder von Tragwerksteilen aus Stahl-UHFB darf nach der Plastizitätstheorie ermittelt werden. Die Methode EP und nichtlineare (numerische) Modelle dürfen verwendet werden.
- 2.4.2.2 Der Bemessungswert R_d des Tragwiderstands von Bauteilen mit oder aus Stahl-UHFB wird wie folgt ermittelt:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Der charakteristische Wert des Tragwiderstands R_k wird mit den planmässigen Abmessungen (respektive den am bestehenden Tragwerk aktualisierten Abmessungen) des Bauteils und dessen Querschnittsflächen sowie mit den charakteristischen Werten der Baustoffeigenschaften ermittelt.

Der Widerstandsbeiwert $\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_R$ berücksichtigt folgende Einflüsse:

- ungünstige Abweichungen der Baustoffeigenschaften vom charakteristischen Wert (γ_m); bei Tragwiderständen, die vom bewehrten UHFB massgeblich beeinflusst sind, beträgt $\gamma_m = 1.10$.
- Die Unschärfen im Widerstandsmodell (γ_R) werden berücksichtigt mit : $\gamma_R = 1.10$.

Somit beträgt der Widerstandsbeiwert $\gamma_M = 1.20$.

Falls durch Versuche ausreichend abgesichert, können für γ_m oder γ_R geringere Werte verwendet werden.

- 2.4.2.3 Der Bemessungswert des Tragwiderstands kann auch aus Versuchen abgeleitet werden, falls diese repräsentativ sind und mit Hilfe theoretischer Modelle interpretiert werden. Dabei soll die gleiche Zuverlässigkeit erreicht werden wie mit der Anwendung dieses Regelwerks.

2.4.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Gebrauchsgrenzen wie zulässige Verformungen oder Schwingungen sind in der Projektbasis festzulegen.

2.5 Dauerhaftigkeit

- 2.5.1 Für UHFB Bauteile und Oberflächen aus UHFB, die den Expositionsklassen XC, XD, XS und XF ausgesetzt sind, bestehen keine besonderen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.
- 2.5.2 Eine wirksame Entwässerung der UHFB Oberflächen ist grundsätzlich immer vorzusehen.

2.6 Qualitätssicherung

- 2.6.1 Die Qualitätssicherung beruht auf Qualitätsanforderungen und besteht aus Erstprüfungen, Eignungsprüfungen und Qualitätsprüfungen. Für jede Prüfung sind die Prüfverfahren, Abnahmekriterien und Konsequenzen bei Nichterfüllen der Qualitätsanforderungen aufzuzeigen.
- 2.6.2 Bezüglich der Konformität von Ausgangsstoffen für die Herstellung von UHFB und der Produktionskontrolle gelten sinngemäss die Bestimmungen der Normen SN EN 206-1, Norm EN 14889-1 (für Fasern) und SN EN 206-9 (für selbstverdichtenden Beton).
- 2.6.3 Die Brauchbarkeit eines UHFB wird durch Erstprüfungen oder durch gesicherte und dokumentierte Langzeiterfahrungen nachgewiesen. Mit der Produktionskontrolle werden die Voraussetzungen für die ordnungsgemässe Produktion nachgewiesen.
- 2.6.4 Bei der Verwendung von «UHFB nach Eigenschaften» sind die Projektverfasser verantwortlich für das Festlegen der Eigenschaften des Frisch- und Fest-UHFB. Entsprechende Prüfungen sind im Kontrollplan vorzusehen.
- 2.6.5 Bei der Verwendung von «UHFB nach Zusammensetzung» sind die Projektverfasser unter anderem verantwortlich für das Festlegen der UHFB Zusammensetzung mit den dazu erforderlichen Ausgangsstoffen mit Angabe der Lieferanten sowie für das Festlegen und den Nachweis der Konformität der Eigenschaften des Frisch- und Fest-UHFB.
- 2.6.6 Die Eignung eines UHFB im Hinblick auf eine gegebene Anwendung ist anhand von Eignungsprüfungen, die in der Regel aus repräsentativen Vorversuchen bestehen, nachzuweisen. Während der Bauausführung ist das Einhalten der Qualitätsanforderungen anhand von Qualitätsprüfungen kontinuierlich zu verfolgen.

3 BAUSTOFFE

3.1 Zusammensetzung von UHFB

3.1.1 UHFB besteht aus einer zementösen Matrix, die mit Fasern verstärkt ist.

- Die Matrix besteht aus Zement, weiteren Bindemitteln, Zusatzstoffen, Sand mit einem maximalen Korn-durchmesser von 1mm, Wasser und Zusatzmittel (Hochleistungsverflüssiger).
- Die Fasern werden durch die Art(en) und Dimensionen (Länge, Durchmesser) und den Fasergehalt definiert. Bei Stahlfasern hängt der minimale Fasergehalt von der Faserschlankheit und von den Anforderungen an mechanische Eigenschaften ab.

3.1.2 Die Art, Menge und Zusammensetzung der Ausgangsstoffe eines UHFB ist spezifisch für jeden Typ. Es können keine allgemein gültigen Angaben gemacht werden. UHFB wird als Fertigprodukte angeboten (siehe Anhang A) oder aufgrund einer Rezeptur gemischt.

3.2 Eigenschaften von UHFB

3.2.1 Allgemeines

3.2.1.1 UHFB wird durch folgende Eigenschaften charakterisiert:

- Das Zugverhalten ist definiert durch die Zugfestigkeit (f_{Ut}) ; elastische Grenzfestigkeit (f_{Ute}) ; Dehnungsverfestigung ($\varepsilon_{U,hard}$) ; Dehnungsentfestigung ($\varepsilon_{U,soft}$)
- Druckfestigkeit (f_{Uc})
- Elastizitätsmodul (E_U) ; Querdehnzahl (ν_U)
- Temperatúrausdehnungskoeffizient (α_U)
- Schwindmass (ε_{Us}) ; Kriechzahl ($\varphi_U(t, t_0)$)
- Rohdichte (ρ_U)

3.2.1.2 Die Klassifizierung von «UHFB nach Eigenschaften» erfolgt auf der Grundlage der charakteristischen Werte für das Zugverhalten. Dabei ist insbesondere zu unterscheiden zwischen UHFB mit und ohne Verfestigungsverhalten.

3.2.1.3 Die in den Ziffern 3.2.2 und 3.2.3 angegebenen Beziehungen zwischen einzelnen UHFB-Eigenschaften liefern Richtwerte und gelten für übliche Ausgangsstoffe und UHFB-Zusammensetzungen sowie übliche Anforderungen an mechanische Eigenschaften. Wenn bezüglich der verwendeten Ausgangsstoffe wenig Erfahrung vorliegt oder bei hohen Anforderungen an mechanische Eigenschaften von grosser Bedeutung ist, sind entsprechende Versuche durchzuführen.

3.2.2 Frisch-UHFB Eigenschaften

3.2.2.1 Zur Beurteilung der Konsistenz von Frisch-UHFB und als Kontrolle der Regelmässigkeit der UHFB Herstellung kann das Setzflussmass verwendet werden. Je nach Anwendung werden Konsistenzklasse SF1 bis SF3 gefordert.

3.2.2.2 Eine allfällig geforderte Gefälleeeignung des Frisch-UHFB von mehr als 2% ist anhand von Eignungsprüfungen (Vorversuchen) mit einer entsprechend geneigten Platte mit Abmessungen von 3m (in Gefällerichtung) x 1m (Breite) nachzuweisen. In der Regel weist dazu der Frisch-UHFB eine Konsistenz der Klasse SF1 auf.

3.2.3 Fest-UHFB Eigenschaften

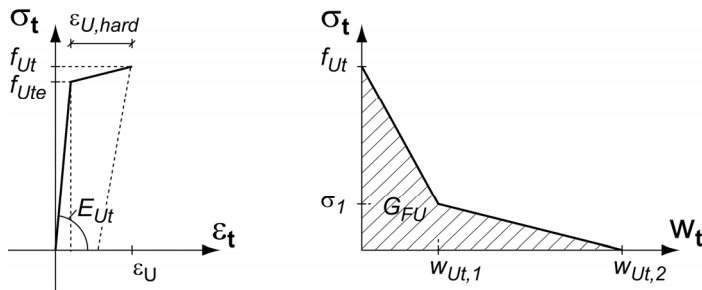
3.2.3.1 Die 5%-Fraktilwerte der Zugfestigkeit $f_{Ut5\%}$ und der Druckfestigkeit $f_{Uc5\%}$ werden in der Regel für ein Alter von 28 Tagen bestimmt gemäss:

$$f_{U5\%} = f_{Um} - 1.65 \cdot s_U .$$

Als typische Werte für die Standardabweichung können für die Zugfestigkeit $s_{Ut} = 2MPa$ und für die Druckfestigkeit $s_{Uc} = 8MPa$ gesetzt werden.

- 3.2.3.2 Das Verhalten von UHFB unter Zugbeanspruchung wird mit zwei Stoffgesetzen nach Figur 2 beschrieben:
- bilineares Spannungs–Dehnungs–Gesetz zur Beschreibung des elastischen Verhaltens und der Verfestigung des UHFB als Kontinuum
 - bilineares Spannungs–Rissöffnungs–Gesetz zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens im diskreten Riss; es darf ein Verhältnis $\frac{\sigma_1}{f_{Ut}} = 0.35$ und $\frac{w_{Ut,1}}{w_{Ut,2}} = 0.4$ angenommen werden.

Figur 2 Stoffgesetze für UHFB unter Zugbeanspruchung



- 3.2.3.3 Das Verhalten von UHFB unter Druckbeanspruchung wird mit einer linearen Spannungs–Dehnungs–Beziehung bis zur Druckfestigkeit beschrieben.
- 3.2.3.4 Die charakteristischen Werte der einzelnen UHFB-Eigenschaften hängen vom jeweiligen UHFB ab. Die Tabelle 1 enthält Angaben über typische Werte von UHFB (Mittelwerte).

Tabelle 1: Typische Werte von UHFB

Eigenschaft	Bezeichnung	Typische Werte (Alter: 28 Tagen)
UHFB unter Zugbeanspruchung:		
Elastizitätsmodul	E_{Ut}	45 – 65 GPa
Elastische Grenzfestigkeit	f_{Ute}	7 – 11 MPa
Zugfestigkeit	f_{Ut}	9 – 15 MPa
Verfestigung (Zug)	$\varepsilon_{U,hard}$	1.0 – 3.0 ‰
Spezifische Bruchenergie	G_{FU}	15 - 25 kJ/m ²
Maximale Rissöffnung	$w_{Ut,2}$	3 – 6 mm (1/3 der max. Faserlänge)
Temperaturausdehnungskoeffizient	α_U	10 ⁻⁵ / °C
Endschwindmass	$\varepsilon_{Us\infty}$	0.6 – 1.0 ‰
UHFB unter Druckbeanspruchung:		
Elastizitätsmodul	E_{Uc}	45 – 65 GPa (Mittelwert)
Druckfestigkeit	f_{Uc}	130 – 200 MPa
Endkriechzahl	$\varphi_{U\infty}$	ohne thermische Behandlung: 1.5 ($t_0=7$ Tage) ; 0.8-1.0 ($t_0=28$ Tage) mit thermischer Behandlung: 0.2-0.3

Die Rohdichte von erhärtetem UHFB beträgt 2400 bis 2600 kg/m³.

- 3.2.3.5 Die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von UHFB hängt vom Verlauf der Hydratation (Reaktionsgrad r) sowie von der UHFB-Zusammensetzung und der Nachbehandlung ab. Für UHFB ohne thermische Nachbehandlung kann die Entwicklung einer mechanischen Eigenschaft $p(r)$ wie folgt ermittelt werden:

$$\frac{p(r)}{p(r=1)} = \left(\frac{r - r_0}{1 - r_0} \right)^m$$

Für den Parameter m können in einem ersten Ansatz die Werte gemäss Tabelle 2 eingesetzt werden.

Tabelle 2: Parameter m für die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von UHFB

Eigenschaft p	Bezeichnung	m
Elastizitätsmodul	E_{Ut}, E_{Uc}	0.8
Elastische Grenzfestigkeit, Zugfestigkeit	f_{Ute}, f_{Uti}	2.5
Verfestigung (Zug)	$\varepsilon_{U,hard}$	5.0
Spezifische Bruchenergie	G_{FU}	4.3
Druckfestigkeit	f_{Uc}	1.1

- 3.2.3.6 Es besteht kein begründbarer direkter Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und der Festigkeit von UHFB. Für den Elastizitätsmodul von UHFB unter Zug- und Druckbeanspruchung darf ein gleicher Wert gesetzt werden.
- 3.2.3.7 Für den Bereich elastischer Verformungen darf in erster Näherung eine Querdehnungszahl ν_U von 0,20 angenommen werden.
- 3.2.3.8 Kriechen und Schwinden von UHFB hängen nur wenig von der Umgebungsfeuchte und den Bauteilabmessungen ab, da es sich vorwiegend um autogene Vorgänge handelt. Das Kriechen wird hauptsächlich durch die Dauer und Intensität der Beanspruchung beeinflusst.
- 3.2.3.9 Für UHFB unter Druckspannungen werden die Verformungen infolge Kriechen aus den elastischen Dehnungen wie folgt bestimmt:

$$\varepsilon_{Uct}(t) = \varphi_U(t, t_0) \cdot \varepsilon_{Uel} \quad \text{mit der Kriechzahl: } \varphi_U(t, t_0) = \varphi_{U,\infty}(t_\infty, t_0) \cdot \frac{(t - t_0)^a}{(t - t_0)^a + b}$$

t_0 bezeichnet das Alter des UHFB bei Beginn der Beanspruchung. Die Beiwerte betragen: $a = 0.6$ und $b = 0.26$.

Für UHFB Druckspannungen im Bereich von 25% der Druckfestigkeit kann die Endkriechzahl wie folgt ermittelt werden:

$$\varphi_{U,\infty}(t_\infty, t_0) = 0.37 \cdot e^{(17.98 / \sqrt{f_{Uc}(t_0)})}$$

- 3.2.3.10 Für UHFB unter Zugspannungen $\sigma_{Ut} < f_{Ute}$ werden die Verformungen infolge Kriechen entsprechend der Ziffer 3.2.3.10 ermittelt. Für UHFB Zugspannungen $\sigma_{Ut} > f_{Ute}$ ist der Einfluss des Beanspruchungsniveaus auf das Kriechen zu berücksichtigen (nichtlineares Kriechen).
- 3.2.3.11 Bei UHFB ist autogenes Schwinden massgebend. Das Schwindmass von UHFB kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$\varepsilon_{Us}(t) = \varepsilon_{Us\infty} \cdot e^{\frac{B}{\sqrt{t+C}}}$$

Für die Beiwerte darf in einer ersten Näherung bei einer Temperatur von 20°C angenommen werden: $B = -3.9$ und $C = 3.6$.

- 3.2.3.12 Der Ermüdungswiderstand von UHFB wird durch die Dauerfestigkeit beschrieben:

$$\sigma_{U,D} = 0.35 \cdot (f_{Ute} + f_{Uti}) \quad \text{für Verformungen } \varepsilon_{U,fat} \leq 0.8 \cdot \varepsilon_U$$

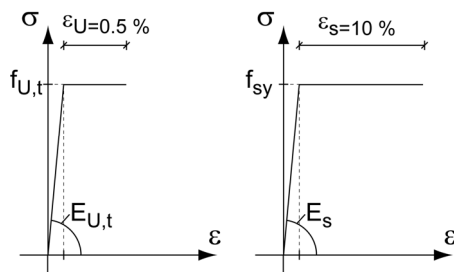
Für maximale Spannungen infolge Ermüdungseinwirkungen, die grösser als die Dauerfestigkeit sind, wird in einer ersten Näherung die Ermüdungsfestigkeit (Betriebsfestigkeit) vernachlässigt.

- 3.2.3.13 Die Dichtigkeit von UHFB wird mit der Kapillaritätsmethode gemäss NF EN 1925 ermittelt. Die Anforderungen für wasserdichten UHFB werden erfüllt, falls die an Probekörpern mit einem Durchmesser von 100mm und einer Dicke von 30mm gewonnenen Werte des Kapillaritätskoeffizienten nach 24 Stunden $\leq 100 \text{ g/m}^2 \text{ h}^{0.5}$ betragen.
- 3.2.3.14 UHFB ist ähnlich brandwiderstandsfähig wie Beton. Der Brandwiderstand von UHFB kann durch die Zugabe von Polypropylenfasern deutlich erhöht werden.

3.3 Eigenschaften von Stahl-UHFB

- 3.3.1 Zur Aufnahme von Zugbeanspruchungen enthält Stahl-UHFB Betonstahl in Form von Stabstahl, gerichtetes Ringmaterial und geschweisste Matten oder Spannstahl in Form von Drähten, Stäben und Litzen gemäss der Norm SIA 262.
- 3.3.2 Betonstahl, der die Anforderungen gemäss der Norm SIA 262 an die bezogene Rippenfläche erfüllt, kann als Betonstahl mit sehr hoher Verbundwirkung betrachtet werden. Typische Werte der Verbundfestigkeit von gerippten Bewehrungsstäben betragen $\tau_{bU} = 35 - 45 \text{ N/mm}^2$, die Verbundfestigkeit von Betonstählen mit Walzhaut $\tau_{bU} = 15 - 25 \text{ N/mm}^2$ und mit glatter Oberfläche $\tau_{bU} = 3 - 6 \text{ N/mm}^2$.
- 3.3.3 Das Tragverhalten vor Erreichen des Tragwiderstands hängt nicht von der Oberflächenbeschaffenheit des Betonstahls ab. Im nachkritischen Verhalten erfolgt eine Verformungskonzentration im diskreten Riss im UHFB, was bei gerippten Bewehrungsstäben wegen der sehr hohen Verbundfestigkeit zu vergleichsweise frühzeitigen Stabbrüchen führt.
- 3.3.4 Das Tragverhalten von Stahl-UHFB unter Zugbeanspruchung wird anhand einer linearen Superposition der Materialgesetze von UHFB und Betonstahl erhalten. In der Regel wird durch die mittragende Wirkung des Betonstahls das Verfestigungsvermögen von UHFB erhöht. In einem ersten Ansatz dürfen die Materialgesetze gemäss Figur 3 angenommen werden.

Figur 3: Materialgesetze für UHFB und Betonstahl unter Zugbeanspruchung



4 TRAGWERKSANALYSE UND BEMESSUNG

4.1 Grundsätze

- 4.1.1 Die Tragwerksanalyse und Bemessung sind nach den Grundsätzen der Normen SIA 260 und SIA 269 vorzunehmen. Die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit (Wasserdichtigkeit) sind entsprechend den Anforderungen nachzuweisen.
- 4.1.2 Die Tragwerksanalyse erfolgt mit den charakteristischen Werten der Baustoffe.

4.2 Charakteristische Werte

4.2.1 UHFB

- 4.2.1.1 Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit f_{Utk} respektive der Druckfestigkeit f_{Uck} von UHFB berücksichtigt mittels Umrechnungsfaktoren verschiedene Einflüsse. Er wird wie folgt ermittelt:

$$f_{Utk} = \eta_k \cdot \eta_t \cdot f_{Ut5\%} \quad \text{respektive} \quad f_{Uck} = \eta_{fU} \cdot \eta_t \cdot f_{Uc5\%}$$

mit:

$f_{Ut5\%}$ 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit

η_K Faserorientierungsbeiwert: dieser Beiwert hängt von der Geometrie des Bauteils (v.a. Schichtstärke des UHFB) und vom Herstellungsprozess ab. Es darf angenommen werden:

- $\eta_K = 1.00$ bei globalem Tragverhalten
- $\eta_K = 0.80$ bei lokalem Tragverhalten

η_t Beiwert zur Berücksichtigung der Langzeitbeanspruchung des UHFB im Bauteil. Es darf $\eta_t = 0.90$ angenommen werden.

$f_{Uc5\%}$ 5%-Fraktilwert der Druckfestigkeit

η_{fU} Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des verformungsarmen Bruchverhaltens von UHFB unter Druckbeanspruchung; es darf $\eta_{fU} = 0.70$ angenommen werden.

- 4.2.1.2 Für den charakteristischen Wert des Elastizitätsmoduls von UHFB unter Zug- und Druckbeanspruchung darf angenommen werden:

$$E_{Uk} = E_{Um}$$

mit E_{Um} : Mittelwert des Elastizitätsmoduls von UHFB bei Druck- und Zugbeanspruchung.

4.2.2 Beton, Betonstahl und Spannstahl

- 4.2.2.1 Für bestehende Tragwerke aus Stahlbeton gelten die Angaben gemäss der Norm SIA 269/2, Ziffern 3.2, 3.3 und 3.4.
- 4.2.2.2 Für neu zu bauende Tragwerke in Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise und in Stahl-UHFB Bauweise gelten die Angaben gemäss der Norm SIA 262, Ziffern 3.1.2, 3.2.3 und 3.3.2.

4.3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbaueile

4.3.1 Eigenspannungen infolge Verformungsbehinderung

- 4.3.1.1 Die Herstellung eines Verbundbauteils aus Stahl-UHFB und Stahlbeton führt zu einem Eigenspannungszustand im Bauteil. In der UHFB-Schicht bilden sich Zugeigenspannungen infolge Behinderung der Verformungen durch Schwinden und temperaturabhängiger Vorgänge im UHFB. Die Zugeigenspannungen im UHFB nehmen in jungem Alter zu und ab etwa 100 Tagen infolge Kriechen des UHFB wieder ab. Dieser Eigenspannungszustand ist zu untersuchen.

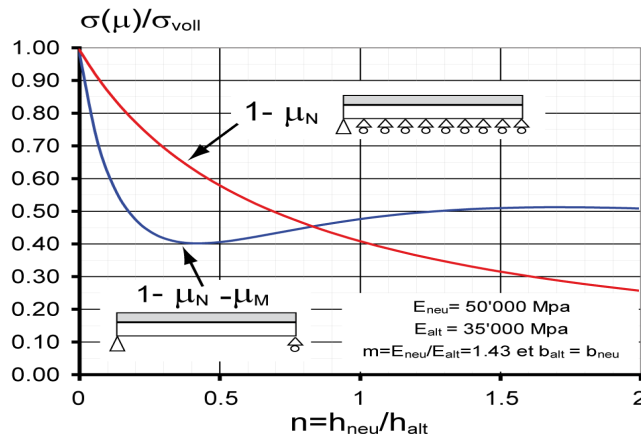
- 4.3.1.2 Der Eigenspannungszustand ist abhängig von den Baustoff- und Tragwerkseigenschaften und kann über den sogenannten Einspanngrad beschrieben werden. Der Einspanngrad μ_U ist definiert als das Verhältnis zwischen den wirklich auftretenden Spannungen $\sigma(\mu_U)$ unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Verbundsystems und den Spannungen σ_{voll} , die in einem vollständig eingespannten Verbundsystem auftreten würden:

$$\mu_U = \frac{\sigma(\mu_U)}{\sigma_{voll}}$$

- 4.3.1.3 Der Einspanngrad kann unter Berücksichtigung der geometrischen Eigenschaften und den Elastizitätsmoduli der beteiligten Baustoffe für jede Tragwerkskonfiguration ermittelt werden. Für einfache Geometrien können Diagramme hergestellt werden, aus denen der Einspanngrad herausgelesen werden kann.

Figur 4 zeigt die entsprechenden Diagramme für zwei unterschiedliche Freiheitsgrade für den Fall einer UHFB-Schicht auf einer bestehenden Betonschicht. Der für die Anwendung relevante Bereich liegt bei $0.1 < n < 0.5$.

Figur 4 Ermittlung des Einspanngrads der UHFB-Schicht auf Betonuntergrund.



- 4.3.1.4 Die Tabelle 2 führt Anforderungsklassen in Abhängigkeit des Einspanngrads und der Intensität der Nutzlasten (Verkehrslasten und -volumen) ein, falls die UHFB-Schicht nur eine Schutzfunktion zu erfüllen hat und keine Bewehrung enthält. Daraus lassen sich Anforderungen an das Zugverhalten von UHFB in Verbundquerschnitten ableiten.

Tabelle 2: Anforderungsklassen in Verbundquerschnitten und Anforderungen an UHFB (ohne Bewehrung)

Klasse	Anwendung	Einspanngrad μ_U [-]	Intensität der Nutzlasten	UHFB	
				Zugfestigkeit f_{Utm} [MPa]	Verfestigung $\varepsilon_{U,hard}$ [‰]
A	Vorfabrikation	0	gering	8 – 10	0
B	Ortbeton	0.4 – 0.6	mittel	11	1
C	Ortbeton	0.4 – 0.6	stark	11	2
D	Ortbeton	0.6 – 0.8	mittel	12	1.5
E	Ortbeton	0.6 – 0.8	stark	12	2
F	Ortbeton	> 0.8	gering	12	1.5
G	Ortbeton	> 0.8	mittel-stark	12	2

- 4.3.1.5 Die Eigenspannungen können in der Regel vom UHFB ohne Rissbildung aufgenommen werden, d.h. die grösste Zugeigenspannung bleibt kleiner als die Zugfestigkeit des UHFB. Jedoch beanspruchen die Eigenspannungen einen Teil des Tragwiderstands von UHFB.

Folglich sind bei der Tragwerksanalyse diese Eigenspannungen zu ermitteln und mit den Spannungen infolge äusserer Einwirkungen (Nutzlasten) zu überlagern. Die Berechnung dieser Spannungsgrössen erfolgt mit einem elastischen Tragwerksmodell. Die gesamten Spannungen zum massgebenden Zeitpunkt werden mit der Zugfestigkeit verglichen.

Bemerkung: Bei Verbundbauteilen sollten der Überbeton und der Untergrund ähnliche mechanische Eigenschaften aufweisen. Obwohl UHFB ein um etwa 40% höheres Elastizitätsmodul aufweist als Beton, kann UHFB die entsprechend resultierenden Zugspannungen wegen seiner vergleichsweise hohen Zugfestigkeit und Verfestigungsverhalten aufnehmen. Schliesslich zeigt UHFB eine bedeutende Viskoelastizität in jungem Alter, wodurch Spannungen im Verbundsystem infolge behinderter Verformung abgebaut werden.

- 4.3.1.6 Durch die Einlage von Betonstahl in die UHFB-Schicht werden die Zugeigenspannungen im UHFB reduziert.

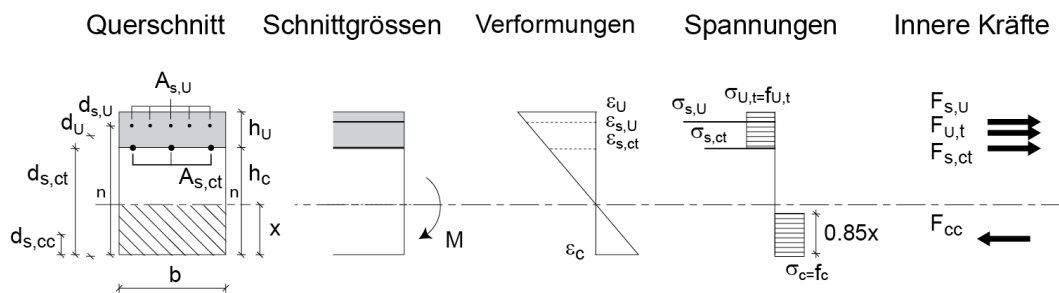
4.3.2 Nachweis der Tragsicherheit

4.3.2.1 Biegung

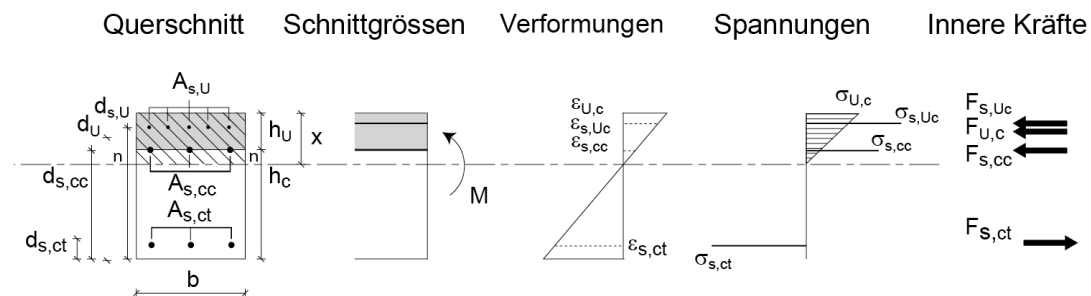
- 4.3.2.1.1 Der Tragwiderstand unter Biegung darf mit dem Modell gemäss Figur 5 ermittelt werden. Der charakteristische Wert des Biegezugwiderstands M_{Rk} wird mit den charakteristischen Werten der Baustoffeigenschaften ermittelt.

Figur 5 Biegezugwiderstands von Verbundbauteilen im Grenzzustand der Tragsicherheit.

- a) für negative Momente : UHFB unter Zugbeanspruchung



- b) für positive Momente : UHFB unter Druckbeanspruchung



- 4.3.2.1.2 Es ist zu beachten, dass UHFB (im Vergleich zu Betonstahl) ein *begrenztes Verformungsvermögen* aufweist. Bei der Bildung von Fließgelenken, bei denen der UHFB über eine Dehnung von mehr als 1% beansprucht wird, darf entsprechend keine mittragende Wirkung des UHFB mehr angenommen werden. In diesem Fall verbleibt einzig der Betonstahl im UHFB zur Aufnahme von Zugkräften.
- 4.3.2.1.3 Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen verformungsinduzierte Zwängungsbeanspruchungen im Verbundsystem, insbesondere Zugdehnungen im UHFB, vernachlässigt werden, (denn diese sind gegenüber dem Verfestigungsvermögen des UHFB gering).

4.3.2.2 Querkraft

Der charakteristische Wert des Querkraftwiderstands V_{Rk} von Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundsystemen wird unter Verwendung der charakteristischen Werte der Baustoffeigenschaften als Superposition aus dem Querkraftwiderstand des Stahlbetonteils und dem Querkraftwiderstand der Stahl-UHFB Schicht gemäss Figur 6 ermittelt:

$$V_{Rk} = V_{Rck} + V_{Rsk} + V_{RUk}$$

wobei :

$$V_{Rck} = \left(\frac{l_c}{2} \right) \cdot \left(\frac{f_{ck} \cdot b_w}{2} [l_c \cdot (1 - \sin \alpha)] \right)$$

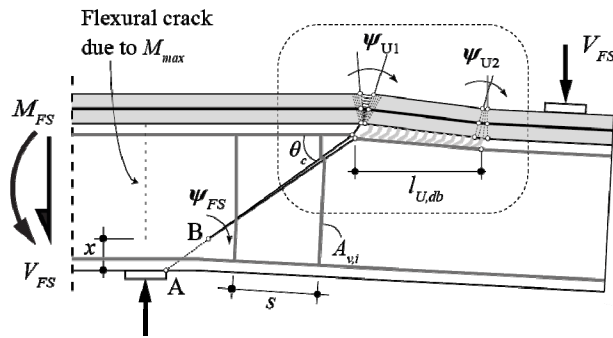
mit : $l_c = x/\sin(\theta_c)$ und $\alpha = 90^\circ - \theta_c$; für die Neigung des kritischen Schubrisses im Stahlbeton kann angenommen werden: $20^\circ \leq \theta_c \leq 60^\circ$. In einem ersten Ansatz gilt: $\theta_c = 30^\circ$.

$$V_{Rsk} = A_{sw} \cdot f_{sk}$$

$$V_{RUk} = \frac{2M_{U,max}}{l_{U,db,max}}$$

mit : $M_{U,max}$ Biegemoment im Stahl-UHFB Gelenk über dem Biegeschubriss

Figur 6: Model für die Ermittlung des Querkraftwiderstands



4.3.2.3 Ermüdung

4.3.2.3.1 Im Grenzzustand der Tragfähigkeit Typ 4 sind beim Ermüdungsnachweis die Stahlbewehrung und der UHFB unter Zugbeanspruchung nachzuweisen. (UHFB unter Druck- und Querkraftbeanspruchung ist auf Ermüdung nicht nachzuweisen.)

4.3.2.3.2 Der Ermüdungsnachweis für UHFB erfolgt für die Dauerfestigkeit:

$$\sigma_{U,max}(fat) \leq \sigma_{U,D}$$

Dabei wird die maximale Zugspannung $\sigma_{U,max}(fat)$ im UHFB infolge ständiger Einwirkungen und den Ermüdungseinwirkungen (gemäss der Norm SIA 261 respektive SIA 269/1) für elastisches Tragverhalten mit dem Modell gemäss Ziffer 4.3.3.1 ermittelt.

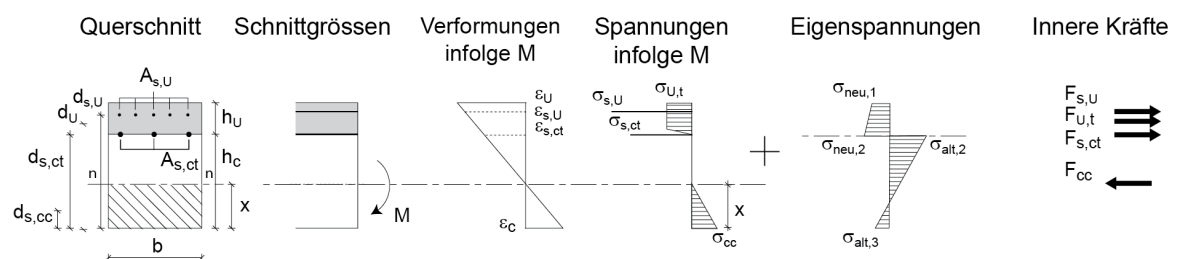
4.3.2.4 Schubkraft in der Fuge des zusammengesetzten Bauteils

Bei kraftschlüssigem Verbund zwischen Stahl-UHFB und Stahlbeton ist die Tragsicherheit für die Schubkräfte in der Fuge des zusammengesetzten Bauteils nicht nachzuweisen.

4.3.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

4.3.3.1 Im Gebrauchszustand ist die UHFB Schicht auch unter Zugbeanspruchung mittragend. Die Spannungen, Verformungen und Steifigkeit des Verbundsystems werden mit dem Modell gemäss Figur 7 ermittelt. Dabei sind Eigenspannungen im Verbundquerschnitt (beispielsweise infolge Verformungsbehinderung des UHFB) zu berücksichtigen.

Figur 7 Spannungsermittlung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.



4.3.3.2 Die UHFB-Schicht ist wasserdicht (Wasser nicht unter Druck), falls im Gebrauchszustand das folgende Kriterium erfüllt ist:

$$\epsilon_{U,ser} \leq 1 \text{ ‰}$$

4.4 Tragwerksteile aus Stahl-UHFB

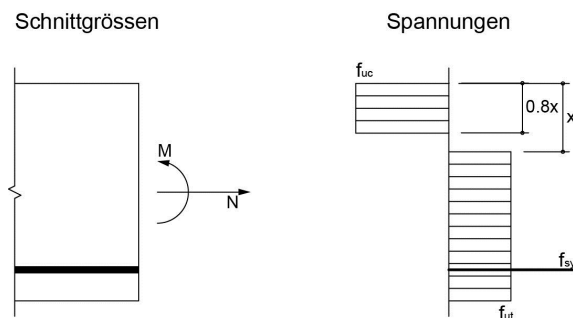
4.4.1 Allgemeines

- 4.4.1.1 Für den Nachweis der Tragsicherheit sind folgende Grenzzustände zu untersuchen:
- Erschöpfung des Querschnittswiderstands
 - Stabilitätsversagen der Bauteile oder deren Elemente
 - Erschöpfung des Tragwiderstands der Verbindungen
 - Ermüdung (bei oft wiederholten Einwirkungen von Nutzlasten).
- 4.4.1.2 Das Stabilitätsversagen der Bauteile oder deren Elemente darf in einer ersten Näherung in Analogie mit den Methoden des Stahlbaus gemäss der Norm SIA 263 untersucht werden.
- 4.4.1.3 Dem konzentrierten Einleitungen von Lasten und Kräften, insbesondere bei Durchstanzgefahr, ist konstruktiv zu begegnen, indem eine entsprechende Bügelbewehrung angeordnet wird.
- 4.4.1.4 Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind insbesondere Verformungen (Durchbiegungen) und Schwingungen zu untersuchen.

4.4.2 Nachweis der Tragsicherheit

- 4.4.2.1 Der charakteristische Wert des Tragwiderstands unter Biegung und Biegung mit Normalkraft wird mit dem Querschnittswiderstandsmodell mit der gemäss Figur 8 dargestellten Spannungsverteilung ermittelt. Der charakteristische Wert des Biegezugwiderstands M_{Rk} wird mit den charakteristischen Werten der Baustoffeigenschaften ermittelt.

Figur 8 Ermittlung des Biegezugwiderstands eines Querschnitts aus Stahl-UHFB



- 4.4.2.2 Der charakteristische Wert des Querkraftwiderstands ergibt sich in einem ersten Ansatz aus der Superposition der Querkraftwiderstände von UHFB und der Bügelbewehrung:

$$V_{Rk} = V_{RUk} + V_{Rsk}$$

wobei :

$$V_{Rsk} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sk} \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \sin \beta$$

Für die Druckfeldneigung kann angenommen werden: $30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$.

$$V_{RUk} = \frac{b_w \cdot z \cdot f_{Ut}}{\sin \alpha}$$

- 4.4.2.3 Der Ermüdungsnachweis erfolgt gemäss Ziffer 4.3.2.3 und Ziffer 4.4.3.1.

4.4.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

- 4.4.3.1 Die Schnittgrössen werden unter Annahme eines elastischen Tragverhaltens ermittelt.
- 4.4.3.2 Die rechnerischen Zugspannungen im UHFB dürfen unter zentrischer Zugbeanspruchung den Wert $0.4 \cdot (f_{Utek} + f_{Utk})$ nicht überschreiten. Bei Biegebeanspruchung sind Randzugspannungen von f_{Utk} zulässig.
- 4.4.3.3 Die Durchbiegung kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$w_{U\varphi} = w_{Uel} \cdot (1 + \varphi)$$

Die Kriechzahl ist für Druckspannungen im UHFB gemäss Ziffer 3.2.10 und für Zugspannungen im UHFB gemäss Ziffer 3.2.3.11 zu ermitteln.

- 4.4.3.4 Die UHFB-Schicht ist wasserdicht (Wasser nicht unter Druck), falls im Gebrauchszustand das folgende Kriterium erfüllt ist:

$$\varepsilon_{U,ser} \leq 1 \text{ ‰}$$

- 4.4.3.5 Bei zeitlich veränderlichen Nutzlasten sind das Schwingungsverhalten und dessen Auswirkungen auf die Funktionstüchtigkeit des Tragwerks sowie der Ausrüstung oder Einbauten und auf den Nutzungskomfort zu untersuchen.

5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

5.1 Grundsätze

- 5.1.1 Die Wahl der Abmessungen der UHFB-Bauteile und der UHFB-Schichten ist auf die Bewehrungsmenge und die Bewehrungsführung abzustimmen. Die Bewehrungsführung muss ein qualitativ einwandfreies Einbringen und Selbstverdichten des UHFB ermöglichen. Das Vorgehen beim Verlegen der Bewehrung ist speziell zu beachten.
- 5.1.2 Die konstruktive Durchbildung muss dem der Tragwerksanalyse zugrunde gelegten Tragwerksmodell entsprechen.

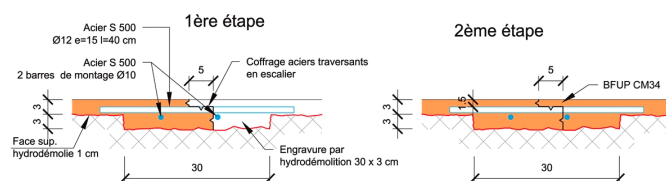
5.2 Bewehrungsführung

- 5.2.1 In der Regel werden Bewehrungsstäbe mit Durchmessern $\varnothing_s$ zwischen 10 und 20 mm verwendet. Stabdurchmesser bis 30 mm sollen nur in Ausnahmefällen verwendet werden.
- 5.2.2 Die minimale Bewehrungsüberdeckung beträgt 15mm. Sie erfüllt alle Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, die sich aus den Expositionsklassen gemäss Norm SIA 262 ergeben.
- 5.2.3 Der lichte Abstand zwischen parallel verlaufenden Bewehrungsstäben und Spanngliedern soll mindestens 20 mm betragen.
- 5.2.4 Der Grundwert der Verankerungslänge für Verankerungen in der Zugzone von gerippten Bewehrungsstäben und Matten aus Betonstahl gemäss Ziffer 3.2 der Norm SIA 262 beträgt mindestens $15 \varnothing_s$. Innerhalb der Verankerungslänge darf die Kraftzunahme im Stab gemäss Figur 34 der Norm SIA 262 angenommen werden. Bei glatten Bewehrungsstäben beträgt der Grundwert der Verankerungslänge mindestens $30 \varnothing_s$. Für die Aufnahme örtlicher Querkzugkräfte im Verankerungsbereich von Bewehrungsstäben ist in der Regel keine Querbewehrung anzuordnen.
- 5.2.5 Für Stösse, Umlenkungen und Krümmungen von Bewehrungsstäben gelten die Angaben gemäss Ziffer 5.2.6 und 5.2.7 der Norm SIA 262 sinngemäss.
- 5.2.6 Bei ermüdungsbeanspruchten Bauteilen sind Schweissungen der Bewehrung wegen der deutlich verminderten Ermüdungsfestigkeit zu vermeiden. Verankerungen und Kupplungen von Spanngliedern sind in Bereichen kleiner Spannungsdifferenzen anzuordnen.

5.3 Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteile

- 5.3.1 Bei der Verbundbauweise betragen die Schichtstärken des UHFB üblicherweise 25 bis 80mm.
- 5.3.2 Um einen für ein monolithisches Tragverhalten erforderlichen, kraftschlüssigen Verbund zwischen Stahl-UHFB und Stahlbeton zu erhalten, muss die Oberflächenvorbereitung des bestehenden Betons den Anforderungen gemäss Norm SIA 269/2, Ziffer 7.4.2, genügen. In der Regel sind keine mechanischen Verbindungsmittel erforderlich.
- 5.3.3 Arbeitsfugen werden zweckmässigerweise gemäss dem in Figur 9 angegebenen Detail ausgeführt.

Figur 9 Konstruktives Detail für die Ausbildung einer Arbeitsfuge in UHFB



5.4 Tragwerke aus Stahl-UHFB

- 5.4.1 Bei Tragwerksteilen aus Stahl-UHFB beträgt die minimale Bauteildicke in der Regel 40mm. Bei Platten- und Scheibenähnlichen Tragwerksteilen muss eine minimale Bauteildicke von 25mm eingehalten werden.

6 AUSFÜHRUNG

6.1 Herstellung von UHFB

- 6.1.1 Die Herstellung von UHFB erfolgt im Betonwerk oder in einer auf der Baustelle installierten Mischanlage. Die Mischfolge und Mischzeit sind spezifisch für jeden UHFB.
- 6.1.2 *Betonmischer:* Zur Herstellung von UHFB sind in der Regel Zwangsmischer, die für Beton verwendet werden, geeignet. (Bisher wurden auch mit folgenden Mischertypen positive Erfahrungen gemacht: Laborkleinmischer (Mischansatz bis zu 5 Liter), mobiler Zwangsmischer mit 3 Rührarmen (Mischansatz bis zu 35 Liter), Planetenmischer (Mischansatz von 500 bis zu 2000 Liter), Doppelwellenzwangsmischer.
- 6.1.3 Hinsichtlich des *Mischens* sind folgende Hinweise zu beachten:
- Das Gesamtvolumen der Trockenkomponenten beträgt etwa das 2,0-fache des Frisch-UHFB Volumens.
 - Die *Dosiertoleranz* von Zement, Wasser, Mikrosilika, Zusatzmittel (Verflüssiger), Quarzsand und Stahlfasern darf nicht größer als $\pm 3\%$ sein. Als Anmachwasser ist Frischwasser zu verwenden.
 - Der Mischtrog wird vor der Beschickung mit den UHFB-Ausgangsstoffen sorgfältig vorgehängt.
 - Nach dem Mischen dürfen weder Wasser noch Zusatzmittel (Verflüssiger) dem Frisch-UHFB beigegeben werden, (da sich die Verarbeitbarkeit nicht verändern würde).
 - Während des Recyclingprozesses des Waschwassers im Betonwerk kann es zu einem mechanischen Abrieb von Pumpen und Leitungen durch Stahlfasern kommen.
- 6.1.4 Beim *Transport* von Frisch-UHFB mit einem Betontransporter sind folgende Hinweise zu beachten:
- Die Trommel des Betontransporters darf vor der Befüllung mit UHFB nicht vorgehängt werden.
 - Der Frisch-UHFB wird mit langsam drehender Trommel während der Fahrt transportiert. Zur vollständigen Entleerung des Fahrmischers empfiehlt es sich, die Trommel gegen Ende der Entleerung kurz ruhen zu lassen und anschliessend langsam drehend zu entleeren.
 - Je nach Rezeptur kann eine wesentliche Menge an Frisch-UHFB in der Trommel kleben bleiben.

6.2 Einbau und Nachbehandlung von UHFB

- 6.2.1 Bei Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauteilen wird die Kontaktfläche (Oberfläche des Stahlbetons) mit Methoden wie Hochdruckwasserstrahlen oder Sandstrahlen aufgeraut, und es werden dabei lose Partikel und den Verbund mindernde Substanzen (Fett, Öl) vollständig entfernt. Eine minimale Rauigkeit von 5 mm mit einer Wellenlänge von 10 bis 15 mm ist genügend. Der frische UHFB wird auf die matfeuchte Oberfläche des Stahlbetonuntergrunds aufgebracht.
- 6.2.2 Beim *Einbau* von UHFB sind folgende Hinweise zu beachten:
- Die *Verarbeitungszeit* beträgt zwischen 1 bis maximal 3 Stunden.
 - Die Konsistenz ist in der Regel bei *Umgebungstemperaturen* zwischen 5 und 30°C wenig beeinflusst.
 - UHFB ist *selbstverdichtend* und darf nicht mit einer Vibriernadel verdichtet werden.
 - Die *Dichtheit der Schalung* muss beachtet werden, da die Möglichkeit eines Ablasses der Matrix (mit einem Grösstkorn von 0.5mm) durch geringste Öffnungen gegeben ist.
 - Beim *Einbau mit einem Betonierkübel* ist auf einen dichten Verschluss der Auslassklappe zu achten. Der Frisch-UHFB wird dosiert aus dem Kübel abgelassen, damit der Aufwand für das anschliessende Ausbreiten und Egalisieren auf die erforderliche Schichtstärke mit Rechen gering bleibt. Aufgrund der hohen Viskosität ist nachträgliches Korrigieren von zu grossen UHFB-Mengen aufwändig.
 - Die *Herstellung der UHFB-Schichtstärke* erfordert eine hohe Präzision, welche durch Distanzhalter und Höhenanzeiger (z.B. Schrauben) erreicht werden kann.
 - UHFB ist in der Regel nach 35 h begehbar, aber noch nicht befahrbar. Bei niedrigeren Temperaturen verzögert sich die Aushärtung.
 - Zur *Pumpbarkeit* von UHFB und zum Auftrag von UHFB mit *Spritztechnik* liegen wenig respektive keine Erfahrungen vor.
- 6.2.3 Exponierte Oberflächen des eingebauten Frisch-UHFB müssen umgehend mit einer Plastikfolie vor Austrocknung geschützt werden (bevor sich bei gewissen UHFB eine matte Haut an der Oberfläche („Elefantenhaut“)

bildet). Auf der Baustelle ist eine *feuchte Nachbehandlung* (tägliches Benetzen mit Wasser) während 5 - 8 Tagen und unmittelbar nach dem Ansteifen (ca. 24 h nach Kontakt des Bindemittels mit dem Anmachwasser) durchzuführen.

6.2.4 Bei 20°C Umgebungstemperatur darf UHFB frühestens 48 h nach dem Einbringen ausgeschalt werden.

6.2.5 Bei Vorfabrikation kann nach dem Erstarren des UHFB eine *thermische Nachbehandlung* (bei 90% relative Luftfeuchtigkeit) erfolgen, damit dieser verbesserte Eigenschaften entwickelt.

6.3 Prüfungen

6.3.1 Als massgebende Qualitätsprüfung für Frisch-UHFB wird das Ausbreitsetzmass empfohlen. Das für eine genügende Verarbeitbarkeit des UHFB erforderliche Setzflussmass (Slump Flow) ist je nach UHFB Typ anhand von Eignungsprüfungen festlegen.

6.3.2 Die Qualitätsprüfung des Fest-UHFB erfolgt anhand von Biegeversuchen mit Platten der Abmessungen 500mm x 200mm x 30mm gemäss Anhang C und mit Prismen der Abmessungen 40mm x 40mm x 160mm (gemäss der Norm SIA 162 (1968) zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit und der Druckfestigkeit an den resultierenden Hälften der Prismen).

6.3.3 Bei besonderen Anforderungen an das Zugverhalten von UHFB (z.B. Verfestigungsverhalten) wird empfohlen, im Rahmen von Eignungsprüfungen den einachsigen Zugversuch gemäss Anhang D durchzuführen.

6.3.4 Die Dichtigkeit der UHFB Schicht wird bei Eignungsprüfungen mit dem Kapillaritätsversuch gemäss Norm NF EN 1925 und bei Qualitätsprüfungen mit Luftpermeabilitätsmessungen gemäss Norm SIA 262/1, Anhang E, nachgewiesen.

6.4 Eigenschaften der UHFB Oberfläche

6.4.1 Bei Kontakt mit (tausalzhaltigem) Wasser bilden Spitzen von Stahlfasern, welche sich an der Oberfläche befinden, Korrosionspunkte. Diese Korrosionsbildung kann durch die Verwendung einer Schalungsoberfläche aus Holz oder mit einer Wasser abführenden Schalungseinlage vermindert werden. Diese Korrosionspunkte haben keine nachteiligen Folgen für die Dauerhaftigkeit. Sie sind hinsichtlich des Aussehens der Oberfläche von Bedeutung.

6.4.2 Rohe UHFB-Flächen auf der Fahrbahnplattenoberseite sind (für Strassenfahrzeuge) wegen ungenügender Rutschfestigkeit nicht befahrbar. Es müssen besondere Vorkehrungen beim Giessen des UHFB getroffen werden, um eine Oberflächentextur (z.B. in Form einer Riffelung, Einstreuen von Splittkies auf die frisch eingebrachte UHFB Oberfläche) mit einer genügenden Rutschfestigkeit herzustellen.

6.5 Arbeitssicherheit

6.5.1 Es gelten die für den Umgang mit Zement, Mikrosilika und Quarz üblichen Sicherheitsvorkehrungen.

6.5.2 Der Umgang mit Stahlfasern erfordert gewisse Vorkehrungen, denn bei der UHFB-Herstellung und Verarbeitung, der Reinigung von Maschinen und Werkzeugen sowie dem Hantieren mit Probekörpern oder Fertigteilen besteht Verletzungsgefahr von Haut und Augen durch umher fliegende oder hervorstehende Stahlfasern. Das Tragen von Schutzhandschuhen und einer Schutzbrille ist unerlässlich.

6.5.3 Beim Transport von Fertigteilen oder Probekörpern können aus der Oberfläche herausstehende Stahlfasern die Hebezeuge (Tragschlingen etc.) beschädigen.

ANHANG A UHFB Produkte

A1

Auf dem Schweizer Baustoffmarkt sind momentan UHFB Fertigprodukte unter folgenden Produktnamen erhältlich:

- Béton Composite Vicat (BCV®), auch unter dem Namen Vifort ® Structure (BCV)
- BSI Céracem (Béton Spécial Industriel)
- Ductal
- Holcim UHFB 707

ANHANG B Publikationen

Für Ingenieure und andere Baufachleute in der Schweiz gut zugängliche Publikationen

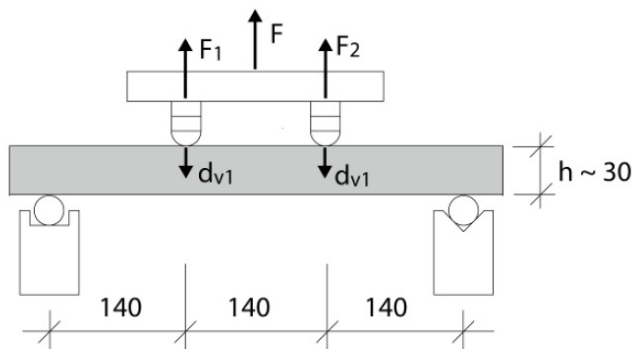
In Bearbeitung

ANHANG C Biegeversuch

In Bearbeitung

- C1 Die Probekörper sind nominell 500mm lang, 200mm breit und 30mm dick. Sie weisen keine Kerbe auf. Die Auflagerung des Probekörpers ist derart auszubilden, dass eine unbehinderte Verschiebung des Probekörpers entlang seiner Längsachse möglich ist. Die Oberfläche bei der Herstellung des Probekörpers ist im Versuch auf Zug zu beanspruchen (untere Seite im Versuch).
- C2 Die 4-Punkt Biegeversuche gemäss Bild C1 werden kolbenweggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0.3mm/min in einer Prüfmaschine von etwa 200kN Kapazität durchgeführt. Zur Einleitung der beiden konzentrierten Kräfte werden 2mm dünne und 30mm breite Streifen aus Blei zwischen dem Probekörper und den Lasteinleitungsstücken angeordnet.

Figur C1 Biegeversuch an Plattenförmigen Probekörpern aus UHFB, Abmessungen in mm.



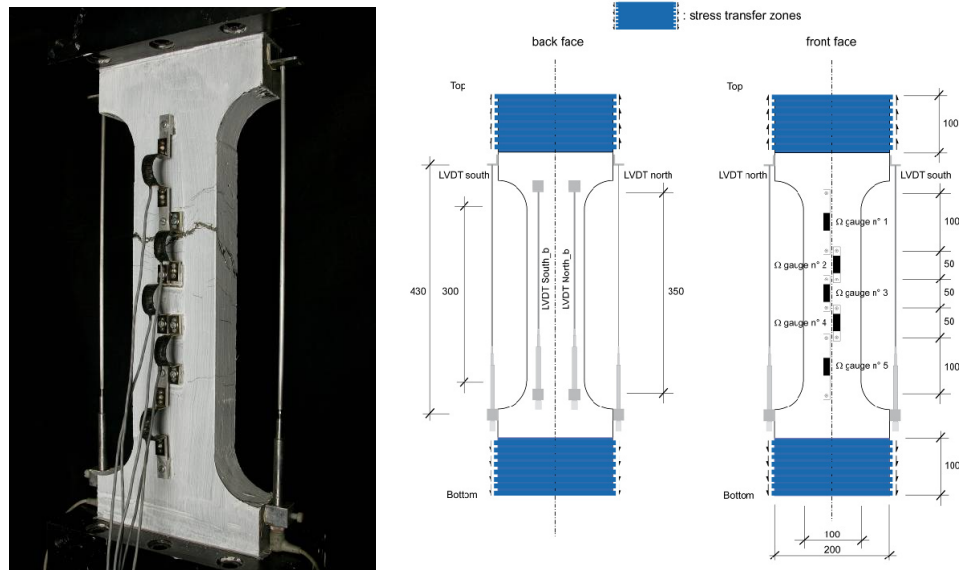
- C3 Die Durchbiegung wird mit Hilfe von zwei Wegaufnehmern in Feldmitte aufgenommen. Diese Wegaufnehmer müssen über einen Messrahmen auf dem Probekörper im Auflagerbereich befestigt werden.
- C4 Als Versuchsergebnis werden die maximale Kraft sowie das Kraft – Durchbiegungs – Diagramm aufgenommen.

ANHANG D Einachsiger Zugversuch

D1

Figur D1 zeigt einen einachsigen Zugversuch für die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Kurve und der Verformungen eines prismatischen Probekörpers aus UHFB bei vollständiger Einspannung. Der insgesamt 700 mm lange Probekörper weist im Mittelbereich über eine Länge von 350mm einen Querschnitt (ohne Kerbe) von 50 x 100 mm auf. Der Probekörper wird in der Prüfmaschine mit einer speziellen Halterungsvorrichtung gehalten. Die Oberfläche des Probekörpers wird mit einer Kalksuspension angestrichen, um feine Risse besser erkennen zu können.

Figur D1 Zugprobekörper (ohne Kerbe), Abmessungen in mm.



D2

Der Versuch wird in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine dehnungsgesteuert gefahren mit einer Geschwindigkeit von 0.02 mm/Minute im Verfestigungsbereich und 0.2 mm/Minute im Entfestigungsbereich.

D3

Es wird empfohlen, wenigstens 5 Versuche im UHFB-Alter von 28 Tagen durchzuführen.

D4

Auswertung der Versuchsergebnisse:

- Die Zugfestigkeit ist der Maximalwert der Spannung, berechnet als Quotient des maximalen Kraftwerts und des nominellen Querschnittswerts.
- Die Verfestigung ist die gesamte Verformung bei der Maximalspannung unter einachsigem Zug, bestimmt als Durchschnittswert mit einer Messbasis, die dreimal grösser ist als die Breite des Probekörpers.
- Eine mehrfache Mikrorissbildung wird in der Regel im Verfestigungsbereich beobachtet und mit den Verformungsmessungen der Omega-Verformungsgeber korreliert, welche über die Probekörperlänge verteilt angeordnet sind. Mikrorisse und die lokalen Verformungen über die Probekörperlänge sind bei der Verfestigung besonders sorgfältig aufzunehmen.