



Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg
Hochschule für Technik und Architektur Freiburg



Berner Fachhochschule
Haute école spécialisée bernoise
Bern University of Applied Sciences

EPFL

3ème Journée d'étude, 24 octobre 2019
BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT
concevoir, dimensionner, construire

3. Fachtagung, 24. Oktober 2019
ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON
entwerfen, bemessen, bauen



Rédacteurs / Redaktoren

Eugen Brühwiler

Prof. Dr. dipl. Ing. ETH / SIA / IABSE
EPFL – ETH Lausanne

Cornelius Oesterlee

Prof. Dr ès sc. EPFL / dipl. Ing.
Bernser Fachhochschule, AHB

Dario Redaelli

Prof. Dr ès sc. EPFL / dipl. Ing.
Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg

© Copyright 2019, EIA - FR
Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg

© Copyright 2019, BFH - AHB
Bernser Fachhochschule; Architektur, Holz, Bau
Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
ISBN 978-3-906878-07-2



Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg
Hochschule für Technik und Architektur Freiburg



Berner Fachhochschule
Haute école spécialisée bernoise
Bern University of Applied Sciences

EPFL

3ème Journée d'étude, 24 octobre 2019

BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT

concevoir, dimensionner, construire

3. Fachtagung, 24. Oktober 2019

ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON

entwerfen, bemessen, bauen

Edité par / Herausgeber

Eugen Brühwiler
Cornelius Oesterlee
Dario Redaelli

Partenaires / Partner



Bekaert
www.bekaert.com

BETONSUISSE

Betonsuisse
www.betonsuisse.ch



Freyssinet
www.freyssinet.ch



Holcim
www.holcim.ch



Krampe Harex
www.krampeharex.com



Mapei
www.mapei.ch



MFP
www.mfp-prefa.ch



Vicat AG / Vigier Ciment
ww.vicat.com
www.vigier-ciment.ch



Walo
www.walo.ch

Partenaires académiques / Akademische Partner



**Haute école d'ingénierie et
d'architecture Fribourg**
www.heia-fr.ch



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



Berner Fachhochschule
www.bfh.ch

Patronage / Patronat



SIA
ww.sia.ch



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



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

Remerciements

Les organisateurs remercient vivement Monsieur Loran Albertoni, collaborateur scientifique au sein de l'Institut des Technologies de l'Environnement Construit (ITEC) de l'HEIA, pour son engagement et sa collaboration à l'organisation de cette journée d'étude.

Avant-propos / Vorwort

Le béton fibré ultra-performant (BFUP) est appliqué en Suisse depuis plus de 15 ans pour la remise en état et le renforcement des structures existantes. Il est, également, de plus en plus utilisé dans la nouvelle construction. Avec plus de 100 réalisations achevées, le BFUP se positionne comme nouveau matériau de construction permettant la mise en œuvre de procédés originaux, peu invasifs et économes.

Après les deux premières journées d'étude de 2011 et 2015, la 3ème journée d'étude suisse BFUP présente des méthodes d'ingénierie pour l'élaboration de projets et pour le dimensionnement. Elle promeut le partage d'expériences de réalisation de projets BFUP. Ainsi, les multiples possibilités d'utilisation de la technologie BFUP, l'applicabilité désormais courante de cette technologie sur chantier et les tendances de développement actuelles sont démontrées.

Ultra-Hochleistungs Faserbeton (UHFB) wird in der Schweiz seit mehr als 15 Jahren zur Instandsetzung und Verstärkung bestehender Betonbauten eingesetzt. Zunehmend kommt UHFB auch im Neubau zum Einsatz. Weit über 100 Anwendungen zeigen, dass sich UHFB als hochwertiger Baustoff etabliert hat und die Umsetzung origineller, minimal-invasiver und wirtschaftlicher Baulösungen ermöglicht.

Nach den ersten beiden UHFB-Fachtagungen in den Jahren 2011 und 2015 behandelt die 3. Schweizer UHFB-Fachtagung Ingenieurmethoden für den Entwurf und die Bemessung mit UHFB und berichtet über Erfahrungen bei der Ausführung von UHFB-Projekten. Dadurch sollen die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten von UHFB, die Praxistauglichkeit der UHFB-Bauweise und aktuelle Entwicklungstrends aufgezeigt werden.

Eugen Brühwiler

Cornelius Oesterlee

Dario Redaelli

Table de matières / Inhaltsverzeichnis

UHFB - Technologie: aktueller Stand und weitere Entwicklungen	3
Eugen BRÜHWILER	
Anwendung von UHFB am Beispiel der Instandsetzung altes Kanderviadukt Frutigen	15
Frank JOKISCH, Tabea JOKISCH, Marco MAURER, Laurent BOIRON	
Renforcement au CFUP du pont de Bramois sur le Torrent de Verbier	25
Lionel BROCHELLAZ, Pierre LAURENCET, Eugen BRÜHWILER	
Verstärkung und Abdichtung der Brücken Boli, Mettlen und Linden auf der Nationalstrasse A4 mit UHFB	37
Roger MÜLLER, Christian SCHMUCKLE, Daniel HARDEGGER, Ursina JENNY, Patrick ZINKE	
Réparation de buses métalliques par projection de BFUP	49
Alain HUYNH, Bertrand PETIT, Julien DERIMAY	
Utilisation du BFUP à l'OFROU – rétrospectives et perspectives	61
Stéphane CUENNET	
Etude expérimentale de l'influence du trafic routier sur l'adhérence BFUP/béton	75
Dario REDAELLI, Blaise FLEURY, Daniele STROLIGO	
Renforcement en cisaillement de piles de pont de type voile avec chemisage en BFUP	89
Renaud FRANSSSEN, Luc COURARD, Boyan MIHAYLOV	
Modèle prédictif visant à optimiser les composants du BFUP en réponse aux exigences d'application	101
Vincenzo SAVINO	
Renforcement d'une paroi moulée préfabriquée avec une couche de BFUP armé	113
Anthony FRIDEZ	
Evolution des utilisations du BFUP pour l'amélioration des ouvrages d'art – élargissement des possibles	125
Laurent BOIRON	
Renforcement de tablier de ponts à l'aide de béquilles en BFUP	135
Lionel MOREILLON, Philippe MENETREY, Maléna BASTIEN MASSE	

Neubau Gletschersandbrücke in Grindelwald	145
Marc-André BERCHTOLD, Armin HEMMI, Dr. Guido LAUBER	
Ersatz der SBB Bahnbrücke SU Unterwalden aus bewehrtem UHFB	151
Hanspeter ESCHER, Eugen BRÜHWILER, Herbert FRIEDL, Christoph RUPP, Hans-Peter FELDER	
Première application d'un BFUP coulé sur chantier pour un élément structurel et architectural	161
John WUEST	
Passerelle intégrale en CFUP armé et précontraint au Bouveret	169
Ricardo TEIXEIRA, Pierre LAURENCET, Eugen BRÜHWILER	
Assemblages de lames en BFUP dans l'agrandissement d'une villa à Savièse	179
Claude Raymond DUBUIS	

UHFB - Technologie: aktueller Stand und weitere Entwicklungen

Eugen BRÜHWILER

Prof. Dr. dipl. Ing. ETH/SIA/IABSE
EPFL – Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

Zusammenfassung

Dieser im Editorial-Stil verfasste Beitrag soll als Einführung in die 3. Schweizer UHFB-Tagung dienen. Der Aufsatz hat zum Ziel aus einer persönlichen Sichtweise zunächst einen kurzen Rückblick auf den Werdegang der UHFB-Technologie in der Schweiz zu geben. Dabei wird das Hauptgewicht auf die Instandsetzung und Verstärkung von Bauwerken aus Stahlbeton mit Hilfe von UHFB (Ultra-Hochleistungs-zementgebundener Faserverbund-Baustoff) gelegt. Danach werden erste Anwendungen der UHFB-Technologie zur Verbesserung von Betonbauten im Ausland erwähnt. Dies ermöglicht, Erfahrungen beim sogenannten Technologie-Transfer (vom Forschungs-labor in die Ingenieurbüros und auf die Baustelle) kurz zu thematisieren. Schliesslich wird eine nächste Generation von UHFB mit synthetischen Fasern kurz vorgestellt.

Keywords: UHFB-Technologie, Instandsetzung, Verstärkung, Stahlbeton, synthetische Fasern, Umwelteinfluss von UHFB, Technologietransfer.

1. Werdegang der UHFB-Technologie in der Schweiz

Seit der ersten Baustellen-Anwendung von UHFB auf der Fahrbahnplatte der 10m kurzen Strassenbrücke über den Morge-Bach bei Sion im Oktober 2004 sind 15 Jahre vergangen [1]. In dieser Zeit ist die Zahl der UHFB-Anwendungen auf weit über 100 angestiegen. Bild 1 zeigt einen Überblick über bisher ausgeführte UHFB-Projekte und geplante Anwendungen, die dem Autor bekannt sind oder bei denen der Autor mit seinem Team beteiligt war/ist. Allein diese UHFB-Anwendungen, bezogen auf die Landesfläche oder Anzahl Einwohner der Schweiz, ergeben eine Dichte von UHFB-Anwendungen, die weltweit wahrscheinlich mit Abstand die grösste ist. Die Schweiz darf sich somit auf dem Gebiet der UHFB-Technologie als weltweit führend wähen. Darauf dürfen alle an diesen Projekten und Anwendungen Beteiligten stolz sein.

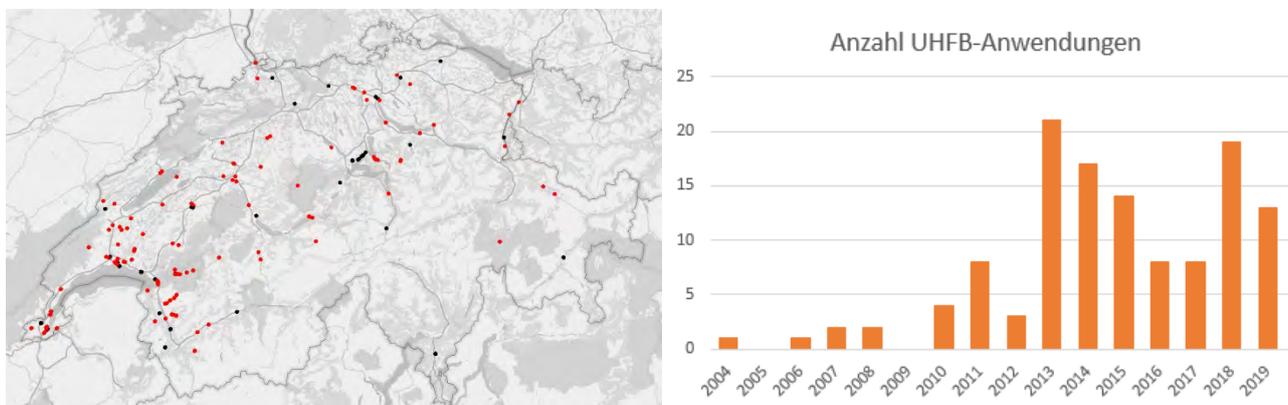


Fig. 1: Seit 2003 wurden 128 UHFB-Objekte (rote Punkte) ausgeführt; 43 Projekte (schwarze Punkte) sind in Planung oder Ausführung (Grafik: P. Schiltz, MCS-EPFL, September 2019).

Die grundlegende Konzeptidee der „Verbesserung (Instandsetzung, Verstärkung) von Stahlbeton mit Hilfe von UHFB“ ging im Sommer 1999 aus der Erkenntnis hervor, dass die traditionelle „Sanierung von Stahlbetonbauten mit Beton“ technisch ungenügend ist, weil diese Methode weder zu dauerhaften noch wirtschaftlichen Lösungen führen kann.

Nach einer ersten Versuchsserie mit UHFB-Beton-Verbundbalken für ein Semesterprojekt im Jahr 1999 konnte bereits nach 5 Jahren Forschung am MCS-EPFL die erste Anwendung auf der Morge-Brücke bei Sion im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts SAMARIS und in Zusammenarbeit mit dem Kanton Wallis ausgeführt werden. Danach folgten einzelne Anwendungen bis etwa 2011, bei denen systematisch verschiedene UHFB-technologische Aspekte im Hinblick auf eine breite Anwendung weiterentwickelt und optimiert wurden [2]. Parallel dazu lief eine intensive Forschungstätigkeit, die dann auch mit Schweizer Forschungsgeldern mitfinanziert wurde.

Im Oktober 2011 wurde auf Initiative und unter der Federführung von Prof. Dr. René Suter der Fachhochschule Fribourg die 1. Schweizer UHFB-Tagung organisiert und durchgeführt [3]. Ab 2013 erhöhte sich die Anzahl Anwendungen markant (Bild 1), was den Bedarf für ein Regelwerk aufkommen liess. Es konnte unter der Obhut der Normkommission 262 „Betonbau“ eine Arbeitsgruppe des SIA gebildet werden, die in 3 ½ Jahren das Merkblatts (MB) SIA 2052 „UHFB – Baustoff, Bemessung, Ausführung“ erarbeitete, das im März 2016 veröffentlicht wurde. Die Einführung des MB SIA 2052 in der Baupraxis verstärkte den Trend zu einer stark zunehmenden Anzahl Anwendungen. Das MB SIA 2052 ist offenbar ein Regelwerk, das die wesentlichen Aspekte der UHFB-Technologie in anwendungsfreundlicher Form knapp und klar regelt und somit die Bauherren, Planer und Ausführende effizient zu unterstützen vermag. Im Oktober 2015 fand die 2. Schweizer UHFB Tagung statt, an der vor allem Anwendungen und bereits ein Schlussentwurf des MB SIA 2052 vorgestellt und publiziert wurden [4].

Die Anwendungen der UHFB-Technologie in der Schweiz betreffen vorwiegend die Verbesserung (Instandsetzung und Verstärkung) von Bauwerken aus Stahlbeton im Bereich der Infrastrukturbauten. Die UHFB-Technologie trägt somit zur Haupt- und Pflichtaufgabe des Bauwesens in der Schweiz bei, nämlich der technisch effiziente und wirtschaftliche Umgang mit der bestehenden Bausubstanz. Die häufigste Anwendung der UHFB-Technologie betraf bisher die Verbesserung von Fahrbahnplatten von Brücken mit Hilfe von bewehrtem UHFB. Dabei variierte die mit UHFB verbesserten Fahrbahnplattenfläche von weniger als 100 m² bis 42'000 m² im Falle der Chillon-Autobahnviadukte, die bisher vom Ausmass her in der Schweiz (und auch weltweit) grösste UHFB-Anwendung [5, 6] auf dem Gebiet der bestehenden Bauwerke. Aufgrund der verbauten UHFB-Mengen und des maschinellen UHFB-Einbaus fand die Verbesserung oder „Veredelung“ der Chillon-Viadukte mit Hilfe der UHFB-Technologie in den Jahren 2014 und 2015 eine grosse weltweite Beachtung. Die Chillon-Anwendung darf als eigentlicher Durchbruch der UHFB-Technologie betrachtet werden.

Die Zeitspanne von 20 Jahren von der Konzeptidee zu einer neuartigen Bauweise zur Verbesserung von Betonbauten bei der Bauwerkserhaltung ist im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus vergleichsweise kurz. Damit wird auch die Regel bestätigt, wonach Weiterentwicklungen im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus von neuartigen Baustoffen ausgehen. Die ganzheitliche Sicht- und Vorgehensweise, welche die Baustofftechnologie und das Tragwerkverhalten umfassen, war dabei entscheidend.

Über die letzten Jahre kam es in der Schweiz vereinzelt auch zum Bau neuer Bauwerke aus bewehrtem UHFB. Neben Fussgängerbrücken, Bau- und Tragwerksteilen für Dächer, Decken und Fassaden ist vor allem der Bau der SBB Bahnbrücke (Inbetriebnahme November 2017) bei Sempach nennenswert [7], da es sich um ein vergleichsweise hochbeanspruchtes Infrastrukturbauwerk handelt, das sich als ein wichtiges Referenzobjekt im Hinblick auf den Bau von Bahn- und Strassenbrücken aus bewehrtem UHFB erweisen könnte.

Der Werdegang der UHFB-Technologie im Schweizer Bauwesen über die letzten 15 Jahre lässt auf eine bemerkenswerte Offenheit und Motivation aller Beteiligten für neuartige Technologien zur Verbesserung insbesondere von Infrastruktur-Bauwerken schliessen. Offenbar wird allgemein

anerkannt, dass die Schwachpunkte der in der Infrastruktur überwiegend eingesetzten traditionellen Bauweisen Beton- und Stahlbau mit neuartiger Technologie behoben werden müssen.

Allerdings müssen dabei die Baukosten vergleichbar oder gar tiefer sein gegenüber den traditionellen Bauweisen und Methoden, auch wenn mit der UHFB-Technologie eine höhere Qualität erhalten wird. Der eigentliche Grund für die zunehmende Anwendung einer neuartigen Technologie sind eine erhöhte Wirtschaftlichkeit und verbesserte Dauerhaftigkeit von Bauwerken bei ähnlichen oder gar geringeren Baukosten im Vergleich zu den traditionellen Bauweisen.

Zur Etablierung der neuartigen UHFB-Technologie beigetragen haben vermutlich auch die neuartigen Verdienstmöglichkeiten für Baufirmen und Ingenieurbüros, welche das Potential erkannt haben und in der Lage sind, die zunehmende Nachfrage nach UHFB-Lösungen kompetent beantworten können. Demgegenüber sind heute die Ingenieur- und Bauleistungen auf dem Gebiet der traditionellen Bauweisen derart optimiert, normiert und banalisiert, dass Gewinnaussichten für die beteiligten Firmen immer weniger attraktiv sind.

2. UHFB-Anwendungen und Potentiale bei bestehenden Bauwerken

Die meisten, der bisherigen Anwendungen betrafen die Abdichtung und Verstärkung von Fahrbahnplatten von Strassen-, Bahn- und Fussgängerbrücken aus Stahlbeton. Auslöser für die Erhaltungsmaßnahmen waren und sind die bekannten Schwachpunkte der Stahlbetonbauweise, d.h. Bewehrungskorrosionsschäden, Betonschädigung infolge Alkali-Aggregat-Reaktion, ungenügender Trag- und Ermüdungswiderstand von Fahrbahnplatte und/oder Haupttragwerk sowie die Erneuerung der Abdichtung von exponierten Bauteilen. Die UHFB-Technologie ermöglicht, diese Schwachpunkte der Stahlbetonbauweise zu beheben, wobei die UHFB-Massnahme umso effizienter und wirtschaftlich ist, je mehr Funktionen mit einer Schicht UHFB erfüllt werden können.

Nachfolgend werden einige Aspekte und bisherige Erfahrungen beim Einsatz der UHFB-Technologie zur Verbesserung von Betonbauten kurz erwähnt, denn die UHFB-Technologie wurde und wird nicht immer optimal eingesetzt:

- Der wichtigste grundlegende Denk- und Konzeptfehler besteht darin, UHFB als Beton zu sehen. UHFB ist weder Beton noch Stahl. Er zeigt auch keine Rissbildung im Sinne der üblichen Risse des Stahlbetons.

Es ist wichtig, die dem UHFB eigenen Eigenschaften zu erkennen und gezielt einzusetzen. Dies betrifft insbesondere das Zugverhalten von UHFB, das sich fundamental von demjenigen eines Betons oder Faserbetons unterscheidet, indem UHFB neben den relativ hohen mechanischen Festigkeiten ein wesentliches Verformungsvermögen aufweist, das bei der Untersuchung des Tragverhaltens in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit zu berücksichtigen ist. Es betrifft auch die Schutzfunktion einer UHFB-Schicht gegenüber Wasser- und Chlorideintrag in den zu schützenden Beton unter der UHFB-Schicht, indem diese Schutzfunktion vereinzelt immer noch angezweifelt wird und dann eine unnötige PBD-Bahn auf die UHFB Schicht aufgebracht wird.

Dies sind Gründe, weshalb UHFB (= Ultra-Hochleistungs- zementgebundener Faserverbund-Baustoff) als Verbundbaustoff (und nicht als Beton) bezeichnet werden soll.

- Das Potential der UHFB-Technologie zur Verstärkung von Tragwerken, d.h. Erhöhung des Tragwiderstands (Biege- und Querkrafttragwiderstand) und Verbesserung des Tragverhaltens im Gebrauchszustand, wird allgemein noch zu wenig erkannt und ausgeschöpft. Eine bewehrte UHFB-Schicht ist als effiziente zusätzliche Bewehrung (Armierung) eines bestehenden Querschnitts zu sehen, mit der je nach gegebenen Querschnittsabmessungen Tragwiderstandserhöhungen von mehr als 30 – 60% erreicht werden können (ohne das Eigengewicht des Tragwerks zu erhöhen), was in den meisten Fällen den Verstärkungsbedarf abdeckt [8].
- Heute bietet der Schweizer Baustoffmarkt mehrere UHFB-Produkte der Sorte UA an. Einzelne UHFB erfüllen gar die Anforderungen an das Zugverhalten von UHFB der Sorte UB. Das

Verfestigungsverhalten von UHFB der Sorten UA und UB erfüllt dabei die wichtigste Anforderung der meisten UHFB-Anwendungen. Die UHFB Sorte U0 (ohne Verfestigungsverhalten) kommt hingegen nur bei wenig beanspruchten Bauteilen wie Fassadenelemente des Hochbaus zum Einsatz und ist somit von untergeordneter Bedeutung im konstruktiven Ingenieurbau.

- Bei mehreren Anwendungen wurde die Fahrbahnplattenoberfläche mit einer UHFB-Schicht verstärkt und abgedichtet, während die ebenfalls stark Chlorid-exponierten Randabschlüsse und Brüstungen weiterhin traditionell in Stahlbeton neu gebaut oder instandgesetzt wurden. Offenbar gelten diese Bauteile immer noch als „Verschleissteile“, und deren bekannte, reduzierte Dauerhaftigkeit von 20 bis 30 Jahren wird bewusst in Kauf genommen.

Bei verschiedenen Anwendungen wurde – dem grundlegenden Konzept folgend – auch der bestehende Konsolkopf mit UHFB instandgesetzt (inkl. Anpassung an neue geometrische Anforderungen) bei im Vergleich zu einem Konsolkopfersatz geringeren Baukosten. Diese Lösung lässt dauerhafte Bauteile mit entsprechend reduzierten Unterhaltskosten (inkl. mit den damit zusammenhängenden Nutzerkosten) erwarten.

- Bei mehreren Instandsetzungen wurde UHFB der Sorte UA oder UB als Reprofilierbaustoff anstelle von traditionellem Reprofiliermörtel eingesetzt. Dies hat den Vorteil, dass die originale Bewehrungsüberdeckung von 20mm (oder weniger) vieler bestehender Betonbauten beibehalten werden kann, womit unschöne (lokale) Bauteilverdickungen des traditionellen «Betonsanierens» vermieden werden. UHFB ist hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften und der Permeabilität jedem Reprofiliermörtel überlegen, bei geringeren Baustoffkosten. Nachteilig ist, dass der UHFB-Einbau noch hinter einer Schalung ausgeführt werden muss, da die Spritztechnologie für UHFB heute erst kurz vor der Einführung steht.
- Die heute auf dem Schweizer Baumarkt angebotenen UHFB-Mischungen sind nicht alle gleich robust hinsichtlich der Verarbeitbarkeit. Gerade für thixotrope Frisch-UHFB Mischungen (mit Gefälleeeignung) besteht eine Abhängigkeit der Verarbeitbarkeit mit der Umgebungstemperatur, indem bei hohen Temperaturen der Frisch-UHFB zu steif wird für einen fachgerechten Einbau. Diese Temperaturabhängigkeit und die damit zusammenhängenden Korrekturmassnahmen zur Beibehaltung der erforderlichen Verarbeitbarkeit des Frisch-UHFB ist nicht für jede UHFB-Mischung genügend genau bekannt respektive muss bei der Ausschreibung gefordert werden.
- Der vor allem anfänglich praktizierte, händische UHFB-Einbau mit einfachem Werkzeug sollte nur noch bei geringen UHFB-Mengen/Flächen praktiziert werden. Bei mittleren UHFB-Mengen hat sich der halb-maschinelle Einbau mit Abzieh-Rüttelbalken bewährt, und bei grossen UHFB-Mengen wird der Frisch-UHFB mit einem angepassten Strassenbau-Fertiger maschinell eingebaut. Die UHFB-Einbaumethode auf einem Betonuntergrund hängt von der zur Verfügung stehenden Bauzeit und Gerätschaft ab. Der maschinelle Einbau ist heute zu bevorzugen, da er einen schnellen Baufortschritt ermöglicht und auch zu einer regelmässigeren Qualität führt.
- Gegenüber traditionellen Methoden ermöglicht die UHFB-Technologie eine beträchtliche Reduktion der Bauzeit und damit der Nutzungseinschränkungen, insbesondere dann, wenn mit einer UHFB-Schicht mehrere Funktionen erfüllt werden können. Diese Möglichkeiten zur Reduktion der Dauer einer Baustelle (und der entsprechenden Nutzerkosten) werden im Bereich der Strasseninfrastruktur noch zu wenig ausgenutzt. Offenbar sind die Anreize für zeitlich gestraffte Bauprogramme immer noch ungenügend.
- Die Oberflächenbearbeitung einer befahr- und begehbaren UHFB-Schicht ist sehr anspruchsvoll, insbesondere wenn die Oberfläche ein Gefälle aufweist. Die thixotropen Frisch-UHFB-Eigenschaften müssen gut bekannt sein. Bisher angewendete Methoden betreffen das Einstreuen von Splittkies, Quarzsand oder Aluminiumoxyd-Körner in einer UHFB-Schlämme, welche auf die UHFB-Schicht aufgebracht wurde sowie die Herstellung einer Profilierung mit Matrizen zur

Erzielung einer Oberflächenrauigkeit. (Der im Betonbau übliche „Besenstrich“ auf dem frisch eingebauten UHFB funktioniert nicht.) Ein wichtiger Aspekt sind hervorstehende Stahlfasern, die eine Verletzungsgefahr für Mensch und Tier darstellen können. Dieser Gefahr kann durch abgerundete Kanten, dichte Schalungen und eine sorgfältige Oberflächenbearbeitung begegnet werden. Beispielsweise sind eingestreute UHFB-Oberflächen barfuss begehbar.

- Verschiedentlich wurde schon eine Nicht-Rezyklierbarkeit von UHFB vermutet und als Argument verwendet, UHFB nicht zu verwenden. UHFB kann ohne Weiteres rückgebaut und recycelt werden durch: (1) Höchstdruckwasserstrahlen, (2) Brechen von UHFB-Stücken in ein hochwertiges, faserverstärktes Granulat zur Herstellung von Beton, sowie (3) das Auftrennen der pulverförmigen mineralischen Stoffe und der Fasern mit Hilfe der elektrodynamischen Fragmentierung zur Rückgewinnung der Ausgangsstoffe.

Die bisherigen Erfahrungen mit dem Bau von UHFB ermöglichen, die wichtigen Details und Eigenheiten der UHFB-Bauweise auf der Baustelle zu beherrschen und in der erforderlichen Qualität auszuführen. Es gibt heute keinen Grund mehr, Beton und Mörtel für eine (qualitativ minderwertige) «Sanierung» von Betonbauten einzusetzen. Stark beanspruchte Bau- und Tragwerksteile aus Stahlbeton sollten heute mit der UHFB-Technologie instandgesetzt und verstärkt werden.

Seit etwa zwei Jahren ist eine Tendenz hin zu einer breiteren Anwendung der UHFB-Technologie festzustellen. Richtigerweise wird erkannt, dass UHFB sich grundsätzlich vor allem für Bauteilbereiche und Zonen eignet, die einer hohen mechanischen Beanspruchung und sehr starken Umwelteinflüssen ausgesetzt sind (siehe MB SIA 2052, Art. 2.1.3). Neben dem bereits etablierten Einsatzbereich der bestehenden Brücken und Decken des Hochbaus, wird heute UHFB für folgende Anwendungsbereiche eingesetzt respektive in Betracht gezogen:

- Fahrwege im Strassenbereich: Bushaltestellen, Kreisel, UHFB-Strassenbeläge oder im Verbund mit Asphaltbelägen (auf einer UHFB-Schicht); Ausrüstungsteile (z.B. Randsteine)
- Fahrwege im Bahnbereich: Schwellen, Blöcke und feste Fahrbahnen zur direkten Befestigung von Schienen sowie Schottertröge (auf Mauerwerksviadukten sowie in Verbund mit Stahl- und Betontragwerken) aus UHFB
- Flugpisten: Beschichtung mit UHFB
- Wasserbau: UHFB-Auskleidung von Hochwasserentlastungsstollen und Beschichtung von Schwellen, um der Hydro-Abrasion zu widerstehen
- Industrieböden: Beschichtung mit UHFB, um der mechanischen Abrasion zu widerstehen
- Auskleidungen von Behälter für aggressive Flüssigkeiten
- Hochbau: Durchstanzverstärkung von Decken; Eintrag von konzentrierten Kräften
- Tunnelbau: Auskleidung der Tunnelröhre mit einer relativ dünnen UHFB-Schicht als Abdichtung und Tragwiderstandserhöhung sowie Ausrüstungsteile aus UHFB.

Es ist offensichtlich, dass viele dieser UHFB-Anwendungen genauso beim Neubau von Bauwerken angewendet werden sollten. Weshalb sollen neue Bauwerke weiterhin gemäss traditionellen Konzepten und Bauweisen erstellt werden im Bewusstsein, dass eine Instandsetzung mit Hilfe der UHFB-Technologie bereits nach 20 – 40 Jahren Nutzungsdauer notwendig sein wird? Betonschäden und Bewehrungskorrosion sind mit dem heutigen Wissen und moderner Technologie vermeidbar. Bereits beim Neubau sollte somit möglichst dauerhaft und nachhaltig gebaut werden.

3. UHFB-Technologie zur Verbesserung von Stahlbetonbrücken im Ausland

Im Ausland konzentrieren sich die UHFB-Anwendungen auf den Neubau von Tragwerken. Die Bedeutung und Dringlichkeit der Bauwerkserhaltung wird in vielen Ländern nach wie vor

unterschätzt, und entsprechend ist das Interesse und die Idee noch wenig verbreitet, UHFB für die Instandsetzung und Verstärkung bestehender Betonbauten einzusetzen.

Die erste Anwendung, an der das MCS-EPFL massgeblich beteiligt war, betraf im Jahre 2009 die Instandsetzung der 65m langen Log Čezsoški Brücke über den Soča Fluss im Nordwesten von Slowenien [9] im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts ARCHES. Die zweite Anwendung im Ausland mit Beteiligung durch das MCS-EPFL war die 60mm dicke UHFB-Schutzbeschichtung eines durch Meeressalze und Wellengang sehr stark beanspruchten und entsprechend beschädigten Betonsockels des Leuchtturms „Le Cabon“ im Hafen von Lorient, Bretagne, Frankreich im Jahre 2013 unter extremen Baustellenbedingungen auf offenem Meer mit UHFB-Anlieferung durch einen Helikopter [10].

Der Schreibende wurde bisher in mehrere Länder eingeladen, um über die UHFB-Technologie und die Anwendungen in der Schweiz zu berichten: Japan, China, Kanada, USA, Argentinien, Brasilien, Österreich, Deutschland, Belgien, Frankreich, Spanien, Tschechoslowakei und Norwegen. Auch wird die vom MCS-EPFL hergestellte, englische Übersetzung des MB SIA 2052 in mehreren Ländern im asiatischen Raum, in China und Japan gar übersetzt, verwendet. Diese Kontakte haben zu Projektvorhaben geführt, bei denen der Schreibende mehr oder weniger intensiv als Berater mitgearbeitet hat resp. mitgearbeitet. Nachfolgend werden ein paar erste ausgeführte Projekte kurz beschrieben:

In Japan wird seit mehreren Jahren die UHFB-Technologie im Bereich der bestehenden Infrastrukturbauwerke am konsequentesten umgesetzt. Japanische Ingenieure haben in den letzten 10 Jahren mehrmals die EPFL und Schweiz besucht, um sich über die UHFB-Technologie zu informieren und Erfahrungen auszutauschen. Dies führte beispielsweise zur Eigenentwicklung eines UHFB. Basierend auf einem an der EPFL entwickelten Rezepts wurde ein eigener UHFB, der den Anforderungen der Sorte UA entspricht, entwickelt unter dem Namen „J-THIFCOM“ (= Japanese – Thixotropic, Hardening, Impermeable, Fiber reinforced, Cementitious COMposite). Im Oktober 2014 wurde dieser UHFB erstmals eingebaut auf einer 120m langen Strassenbrücke bei Sapporo, deren Platte mit einer 30mm starken UHFB-Schicht abgedichtet und verstärkt wurde (Bild 2).



Fig. 2: Abdichtung und Verstärkung der Fahrbahnplatte einer Strassenbrücke in Sapporo mit dem UHFB J-THIFCOM, Oktober 2014 (Foto: Y. Kosaka).

In China wird die UHFB-Technologie zur Verbesserung von Betonbrücken und als Verstärkungsschicht auf orthotropen Fahrbahnplatten in Stahlbauweise im Rahmen von Forschungs- und Pilotprojekten entwickelt. Im Jahre 2016 wurde eine erste Brückenplatte mit UHFB abgedichtet und verstärkt. Es handelt sich um die 140m lange Miaozui Brücke in der Shaanxi Provinz, deren Fahrbahnplatte unter Verwendung eines an der Chang’An Universität in Xian entwickelten UHFB verbessert wurde (Bild 3).



Fig. 3: Abdichtung und Verstärkung der Fahrbahnplatte der Miaozui Brücke in China, 2016, (Fotos: Lan Duan, Chang'An University Xian).

Eine zweite Anwendung im gleichen Jahr betraf die Biege- und Querkraftverstärkung einer 510m langen vorgespannten Stahlbetonbrücke in der Hainan Provinz.

In Deutschland wurde im Oktober 2017 erstmals beim Neubau des Überbaus der Überführung der L3378 bei Fulda/Lehnerz eine UHFB-Schicht für die Abdichtung und Tragwiderstandserhöhung einer Brückenfahrbahnplatte unter Baustellenbedingungen eingebaut (Bild 4). Diese Anwendung bestätigte das Potential der UHFB-Technologie für eine zielgerechte Instandsetzung und Verstärkung von Bauwerken aus Stahlbeton. Der eingesetzte, mit örtlichen Baustoffen zusammengesetzte UHFB erfüllte die Anforderungen eines UHFB der Sorte UA. Das Projekt wurde unter Anwendung des Merkblatts SIA 2052 ausgeführt, weil in Deutschland kein vergleichbares Dokument zur Verfügung stand. Dazu bedurfte es einer „Zustimmung im Einzelfall“, auch um die erforderlichen EU-Konformitätsvorgaben einzuhalten.



Fig. 4: UHFB-Einbau auf der Fahrbahnplatte für den Ersatzneubau einer Strassenüberführung über die Bundesstrasse B27 bei Fulda, Deutschland, 11. Oktober 2017, Foto: E. Pelke.

In den USA sind viele Strassenbrücken aus mehreren, parallel und in relativ kurzen Abstand angeordneten Trägern aus Stahl oder Stahlbeton zusammengesetzt. Dies ergibt relativ dünne Stahlbetonplatten, die nicht abgedichtet werden, da direkt auf der Oberfläche des Konstruktionsbetons gefahren wird. Entsprechend weisen viele Fahrbahnplatten, die in Kontakt mit Tausalzen kommen, Schäden infolge Bewehrungskorrosion auf. Diese Platten werden in der Regel recht aufwändig ersetzt durch vorfabrizierte Stahlbetonplatten. Die Quer- und Längsfugen dieser neuen Plattenelemente werden seit mehreren Jahren und in zunehmendem Mass mit UHFB

vergossen. Diese als „joint filling“ bekannte Anwendung führt wohl zu einem tragfähigen und dauerhaften Fugendetail. Jedoch bleibt der Stahlbeton zwischen den Fugen ungeschützt, womit – auch bei etwas grösseren Bewehrungsüberdeckungen gemäss heutigen Normen – keine wesentliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Stahlbeton-Fahrbahnplatte erwartet werden darf.

Das Schweizer Konzept der vollflächigen Abdichtung und Verstärkung von bestehenden (und neuen) Fahrbahnplatten mit Hilfe einer UHFB-Schicht wurde in den USA erstmals im Juni 2016 auf einer kleinen, wenig befahrenen Strassenbrücke im Bundesstaat Iowa umgesetzt [11]. Seither setzt die Schweizer Firma Walo die Technologie in den USA um, was zu zwei weiteren Anwendungen von mittelgrossen Brücken geführt hat, nämlich die Brücke über den Floyd River in Sheldon Iowa und die Little Heaven Brücke über die State Route 1 in Dover, Delaware [12].

Im Juni 2019 wurde im Bundesstaat New York eine kurze Strassenbrücke mit einer UHFB-Schicht instandgesetzt (Bild 5). Diese Anwendung ist die erste einer Serie von mehreren ähnlichen Projektvorhaben des DOT (Department of Transportation) des Bundesstaats New York.



Fig. 5: Einbau von UHFB der Sorte UA (Schichtstärke 1 ½ inch) auf Strassenbrücke über den Joe Brook River in Hortonville, Bundesstaat New York, 4. Juni 2019, Foto: E. Brühwiler.

Bei allen bisherigen UHFB-Anwendungen auf Brückenfahrbahnplatten in den USA wurde die erforderliche Oberflächenrauigkeit für das direkte Befahren der UHFB-Oberfläche durch Strassenfahrzeuge mit in Längsrichtung eingefrästen Rillen hergestellt.

Es ist denkbar, dass in anderen Ländern ähnliche erste Projekte bereits ausgeführt wurden, von denen aber der Schreibende keine Kenntnis hat.

4. Voraussetzungen für die Einführung neuer Technologien im Bauwesen

Heute an der 3. Schweizer UHFB Tagung darf man festhalten, dass sich die UHFB-Technologie in der Schweiz in relativ kurzer Zeit zu einer neuartigen Bauweise entwickelt hat. Dies darf im üblicherweise leider Innovations-resistenten Bausektor als Erfolg gewertet werden. Was sind die Erfordernisse für Innovation im Bauwesen?

Aus den Erfahrungen über die letzten 15 Jahre lassen sich folgende drei Pfeiler für die Einführung der UHFB-Technologie im Schweizer Bauwesen erkennen:

1. Ingenieure und Berufsleute müssen dank einer hochwertigen Ausbildung mit einem Berufskönnen ausgestattet sein, welches es erlaubt, aufbauend auf den während der Ausbildung

angeeigneten Methoden und Technologien, neuartige Weiterentwicklungen mit Kompetenz und (Selbst-)Vertrauen folgen und umsetzen zu können.

2. Es braucht ein Regelwerk, welches nur das Wesentliche der neuartigen Technologie in knapper und gut verständlicher Form regelt und damit notwendigerweise genügend offenen Spielraum für Weiterentwicklungen lässt. Das Regelwerk soll eine zuverlässige Grundlage und Referenz für den Planer und Ausführenden bieten, mit der Projekte entwickelt und beurteilt sowie Submissionen klar und fair formuliert werden können.
3. Es braucht Motivation und Anreize persönlicher und finanzieller Natur, um eine neuartige Technologie anzuwenden und umzusetzen. Die Anwendung der UHFH-Technologie darf und muss auch Spass machen und sollte einen als Berufsperson persönlich bereichern!

Diese drei Pfeiler sind offenbar in der Schweiz gut entwickelt. Hingegen ist die Innovationsresistenz im Ausland, vor allem in Europa und Nordamerika, in der Regel viel höher, weil offenbar die drei Pfeiler weniger gut entwickelt sind. Dazu kommen auch regulatorischen Zwänge wie komplexe Planungsrechtverfahren sowie damit zusammenhängende, nicht hinterfragte Gewohnheiten, welche die Einführung einer neuen Technologie erschweren und einen echten „freien Markt“, der eigentlich automatisch zu Innovationen führen sollte, behindern.

5. Weiterentwicklung des Baustoffs UHFH

In den letzten Jahren wurde am MCS-EPFL durch Dr. Emmanuel Denarié und Dr. Amir Hajjesmaeili [13] eine «nächste UHFH-Generation» entwickelt mit dem Ziel einer signifikanten Reduktion des CO₂-Ausstosses und Energieverbrauchs, indem ein wesentlicher Anteil des Zements (Klinker) durch andere pulverförmige Stoffe und die Stahlfasern durch synthetische Fasern mit einem möglichst hohen E-Modul ersetzt werden. Dabei wurden die Anforderungen gestellt, wonach der neue UHFH Baustoff ein bedeutendes Verfestigungsverhalten unter Zugbeanspruchung sowie mindestens die mechanischen Eigenschaften eines UHFH der Sorte UA aufweisen sollte.

Die resultierende, neuartige UHFH-PE Mischung weist im Vergleich zum UHFH (Sorte UA), der für die Chillon-Viadukte verwendet wurde, folgende beiden Haupteigenschaften auf:

- Der Klinkeranteil wurde um 50% reduziert, indem Zement durch Kalkmehl substituiert wurde.
- Die Stahlfasern wurden durch 2 Vol.-% synthetische, bis 150°C temperaturbeständige, flexible UHMW-PE (Ultra High Molecular Weight Poly-Ethylene) Fasern des Typs SK99 der Firma DSM Dyneema® mit einem vergleichsweise hohen Elastizitätsmodul von 155GPa und einer Zugfestigkeit von 4'100MPa ersetzt.

Die Herstellung der neuartigen Mischung erforderte die Entwicklung neuartiger Modelle zur Optimierung der Packungsdichte der Partikel und des Einmischens der synthetischen Fasern [14]. Mit dem Einsatz eines Hochleistungsverflüssigers auf Polycarboxylate-Basis konnte bei einem Wasser / Bindemittel-Wert von 0.145 die fliessfähige Verarbeitbarkeit des selbstverdichtenden UHFH-PE erreicht werden.

Der UHFH-PE weist folgende Eigenschaften auf:

- elastische Grenzzugspannung von 7.7MPa und Zugfestigkeit von 12MPa bei einer Verfestigungsdehnung von mehr als 3%. Die Druckfestigkeit liegt bei 120MPa. Damit erfüllt der Baustoff die Anforderungen an die Sorte UA gemäss dem Merkblatt SIA 2052.
- UHFH-PE zeigt im Verfestigungsbereich bis Dehnungen von 2% eine sehr dichte Abfolge von Matrix-Diskontinuitäten (Mikro-Risse), die nie grösser sind als 0.1mm und somit von Auge kaum sichtbar sind.

- Durch das sehr ausgeprägte Verfestigungsverhalten von mehr als 3%-Dehnung wird bei Kombination des UHFB-PE mit Betonstahlstäben die Duktilität des Zugelements aus bewehrtem UHFB-PE wesentlich gesteigert.
- Im monolithischen Verbund auf einem Betonuntergrund bilden sich im Vergleich zu herkömmlichem UHFB mit Stahlfasern deutlich geringere Zugeigenspannungen, was vor allem auf den geringen Klinkeranteil in der Mischung sowie auf die flexiblen (unstarren) synthetischen Fasern im Vergleich zu den starren Stahlfasern zurückzuführen ist.
- Die Konsistenz des Frisch-UHFB-PE erscheint vielversprechend hinsichtlich einer Anwendung mit dem Spritzverfahren, z.B. für die Reprofilierung von Stahlbeton.

Im Vergleich zu einem handelsüblichen UHFB mit 3 Vol-% Stahlfasern (Sorte UA) führt die neue UHFB Mischung zu einer Reduktion von 75% der Umwelteinflüsse, wobei die Baustoffkosten vergleichbar sind mit denjenigen für UHFB mit Stahlfasern. Durch die leichten synthetischen Fasern weist der UHFB-PE zudem eine um 10% geringere spezifische Masse auf.

Der UHFB-PE eignet sich für alle Anwendungen, bei denen die Sorte UA gefordert ist, sowie bei erhöhten Anforderungen (gegenüber UHFB mit Stahlfasern) hinsichtlich Aussehen (keine Korrosionspünktchen) und Verletzungsgefahr (keine nadelförmigen Fasern). Erste Anwendungen des UHFB-PE sind im Jahre 2020 vorgesehen. Der UHFB-PE dürfte insbesondere im Bereich des Hochbaus und für Fussgängerbrücken, wo ästhetische Anforderungen eine wichtigere Rolle spielen als bei Infrastrukturbauten des Tiefbaus, interessante Anwendungs- und Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

Bemerkung: Im Bereich der UHFB mit Stahlfasern stellt die Verbesserung des Verbunds zwischen der Stahlfaser und der zementgebundenen Matrix ein nächster Entwicklungsschritt dar, mit dem die Festigkeitswerte noch bedeutend erhöht werden können. Zudem sollte Zusatzmittel zur Kompensation oder Reduktion des Schwindens der zementgebundenen Matrix eingesetzt werden, um die Zugeigenspannungen in der UHFB-Schicht von UHFB – Beton Verbundbauteilen zu reduzieren.

6. Nachwort

Kürzlich erhielt der Schreibende eine E-Mail von einem Ingenieur, der unter anderem seine neue Stahlbetonbrücke wie folgt kommentierte: „*Dass Stahlbeton letztendlich nicht dauerhaft ist, das ist bedauerlich und ein Segen zugleich.*“ Dieses Zitat zeigt treffend die unterschwellig immer noch vorherrschende Haltung vieler Bauingenieure und Betonbauer. Diese Haltung ist aus volkswirtschaftlicher Sicht nicht haltbar, denn die (hoffentlich) knappen Gelder für die bauliche Infrastruktur sollten nicht für unnötige und vermeidbare „Sanierungen“ von (Beton)Bauwerken verschwendet, sondern für echte Infrastrukturverbesserungen eingesetzt werden.

Die UHFB-Technologie bietet heute ein nachgewiesenes Potential zur Eliminierung der Schwachpunkte der nach wie vor dominanten Betonbauweise an. Durch die vielen bisherigen UHFB-Anwendungen konnten viele Erkenntnisse und Erfahrungen gewonnen werden, die heute eine zuverlässige Anwendung von UHFB auch auf der Baustelle ermöglichen. Dieses Potential gilt es auszuschöpfen, nicht nur bei der Instandsetzung und Verstärkung bestehender Bauwerke, sondern auch im Neubau, wo die Zeit reif ist auch für den Bau von neuen Strassen- und Bahnbrücken mittlerer und grosser Spannweiten aus bewehrtem und vorgespanntem UHFB.

7. Literaturhinweise

- [1] BRÜHWILER, E., DENARIE, E., PUTALLAZ, J.-C.: Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHFB), *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 100, Heft 8, September 2005, S. 822-827.
- [2] BRÜHWILER, E., DENARIE, E., OESTERLEE, C.: Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton, Forschungsauftrag AGB 2005/004, VSS Bericht Nr 644, VSS Zürich, Januar 2010, 113 S.

- [3] BRÜHWILER, E., MOREILLON, L., SUTER, R. (Herausgeber), *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton – entwerfen, bemessen, bauen, Tagungsband der 1. UHFH-Fachtagung vom 27. Oktober 2011*, Hochschule für Technik und Architektur Fribourg, ISBN 978-2-8399-0951-8, 175p. (Deutsch/ français).
- [4] BRÜHWILER, E., OESTERLEE, C., REDAELLI, D., SUTER, R. (Herausgeber), *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton – entwerfen, bemessen, bauen, Tagungsband der 2. UHFH-Fachtagung vom 22. Oktober 2015*, Hochschule für Technik und Architektur Fribourg, ISBN 978-2-940156-50-4 und Berner Fachhochschule ISBN 978-3-9523787-6-2, 256p. (Deutsch/ français)
- [5] MÜHLBERG, H., CUENNET, S., BRÜHWILER, E., HOURIET, B., FLEURY, B., BOUDRY, F., mit Leichtigkeit verbessern, *Tec21* Nr. 47, 21 November 2014, S. 23-26.
- [6] BRÜHWILER, E., BASTIEN-MASSE, M., MÜHLBERG, H., HOURIET, B., FLEURY, B., CUENNET, S., SCHÄR, P., BOUDRY, F., MAURER, M., Design of the strengthening of the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC, *Proceedings IABSE Conference Geneva*, September 23-25 2015.
- [7] BRÜHWILER, E., FRIEDL, H., RUPP, C., ESCHER, H., Bau einer Bahnbrücke aus bewehrtem UHFH - Weltweit erste Bahnbrücke aus UHFH auf einer Hauptlinie, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 114, No. 5, Mai 2019, S.337-345.
- [8] BRÜHWILER, E., UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges, *Structure and Infrastructure Engineering*, <https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605395>, Published online: 24 Apr 2019.
- [9] DENARIE, E., HABERT, G., ŠAJNA, A., Recommendations for the use of UHPFRC in composite structural members – Rehabilitation of the Log Čezsoški Bridge”, Deliverable ARCHES D14, 2009, 75p., <http://arches.fehrl.org>.
- [10] DENARIE, E., UHPFRC for the cast-in place reinforcement of offshore maritime signalization structures, *Proceedings HAC2018, V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales*, Valencia, Spain, March 5-6, 2018.
- [11] HABER, Z.B., MUNOZ, J.F., GRAYBEAL, B.A., *Field Testing of an Ultra-High Performance Concrete Overlay*, Report No. FHWA-HRT-17-096, Office of Infrastructure Research & Development Federal Highway Administration (FHWA) McLean VA USA, October 2017, 57p.
- [12] <https://www.uhpcolutions.com/>
- [13] HAJIESMAEILI, A., *Next generation synthetic fibers UHPFRC for sustainable structural applications*, Doctoral Thesis No 7362, EPFL-Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2019.
- [14] HAJIESMAEILI, A., DENARIE, E., Next generation UHPFRC for sustainable structural applications, *ACI Special Publication* (2018) 326.

Anwendung von UHFB am Beispiel der Instandsetzung altes Kanderviadukt Frutigen

Frank JOKISCH

Dipl.- Bauingenieur TU
B+S AG, Bern

Tabea JOKISCH

Dipl.- Bauingenieurin ETH
B+S AG, Bern

Marco MAURER

Dipl.- Bauingenieur FH
Walo Bertschinger AG

Laurent BOIRON

Dipl. - Bauingenieur FH
Walo Bertschinger AG

Zusammenfassung

Der auf der BLS-Bahnstrecke Spiez – Brig liegende alte Kanderviadukt in Frutigen wurde 2017 vollständig instandgesetzt. Nebst den entstandenen Mängeln am Natursteinmauerwerk erforderte insbesondere die beschädigte Abdichtung eine Instandsetzung, um die Ursache der bestehenden und zu erwartenden Schäden zu beseitigen. Im Rahmen einer Variantenstudie zeigte sich, dass eine Abdichtung aus UHFB gegenüber einer konventionellen Abdichtung mit PBD und Schutzschicht verschiedene Vorteile aufweist.

Die Ausführbarkeit der anspruchsvollen Details wie Fugen, Stösse und Schalung der dünnen Schichten sowie die Betonrezeptur und Einbaumethode wurde in Vorversuchen an einem 1:1 Modell vor Ort erprobt.

Bei der Realisierung stellten die Baustellenlogistik, die hohen Lufttemperaturen sowie die Mehrmengen aufgrund von Mehrabtrag des bestehenden Betons die grössten Herausforderungen dar.

Dank guter Zusammenarbeit von Bauherr, Unternehmer und Bauleitung wurden die Arbeiten in sehr guter Qualität termingerecht abgeschlossen.

Keywords: UHFB, Abdichtung, Naturstein, Betoninstandsetzung, Bahnviadukt

1. Einführung

Der Kanderviadukt bei Frutigen wurde 1911 im Zuge des Baus der Bahnstrecke Spiez – Brig erstellt und Ende der 1960er Jahre mit einem aufgesetzten, abgedichteten Betonschottertrog ergänzt. Der einspurige Natursteinviadukt überführt das Gleis rechts der Bahnstrecke geradlinig über das Kanderthal am südlichen Dorfeingang von Frutigen und überspannt dabei die Hauptstrasse Spiez – Kandersteg und die Kander. Der Natursteinviadukt ist insgesamt ca. 280 m lang und wurde von der Denkmalpflege als schützenswertes K-Objekt eingestuft.

In den Jahren 1979-1980 wurde der Viadukt im Rahmen des Doppelspurausbaus der Lötschbergstrecke durch eine parallel verlaufende, geradlinige vorgespannte Stahlbetonbrücke ergänzt, welche die Pfeilerabstände des bestehenden Viadukts übernimmt. Das Brückenpaar ist ein spannungsvolles Ensemble und ein bestimmendes Element in der Landschaft.

Der Natursteinviadukt zeigte an der Untersicht zahlreiche wasserführende Stellen auf, was auf eine undichte, am Ende der Lebensdauer angelangte Brückenabdichtung sowie eine nicht mehr funktionsfähige Entwässerung zurückzuführen war. Das eindringende Wasser führte an den Gewölbeunter-

sichten zu flächigen Versinterungen, verursachte Schäden am Mauerwerksgefüge und beeinträchtigte damit in erster Linie die Gebrauchstauglichkeit der bestehenden Konstruktion. Im Weiteren waren diverse (Eck-)Risse im Mauerwerk sowie Betonabplatzungen am Betontrog vorhanden.

Im Auftrag der BLS Netz AG wurde der Zustand des Viadukts durch visuelle und materialtechnologische Untersuchungen erfasst, sowie die erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen projektiert und ausgeführt. Von zentraler Bedeutung war dabei die Erneuerung der Abdichtung und Entwässerung des Viadukts, um das Eindringen von Wasser in das Mauerwerk zu verhindern.

Für die Realisierung der Instandsetzungsmaßnahmen konnte der Natursteinviadukt für eine Intensivbauphase von sechs Wochen Dauer vollständig gesperrt werden. Die Züge verkehrten in dieser Zeit in beide Fahrtrichtungen über die parallel verlaufende Spannbetonbrücke.

2. Bauwerk

Der Natursteinviadukt ist insgesamt ca. 280 m lang und verfügt über zehn Bögen mit einer Bogenöffnung von je 20 m und einen Bogen mit einer Bogenöffnung von 25 m. Das Längsgefälle des Viadukts beträgt 2.7%; in Querrichtung weist der Viadukt kein Gefälle auf. Die beiden Widerlager des Natursteinviadukts sowie vier der zehn Pfeiler, bei welchen der Fels (Moräne) nahe an der Oberfläche ansteht, sind flach gegründet. Die hohen zentralen Pfeiler IV-IX wurden auf Holzpfählen von 2.90 bis 4.65 m Länge gegründet. Die Fundamente sind aus Beton erstellt.

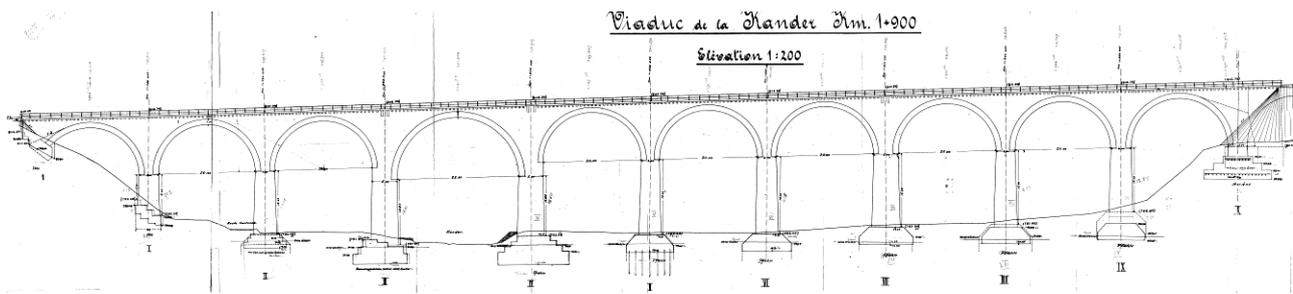


Fig.1: Ansicht altes Kanderviadukt Frutigen

Der Viadukt wurde als (Bruchstein-)Schichtenmauerwerk (Verbandsart C/D) gemauert. Die Binder-schichten und Stirnkränze wurden als Quadermauerwerk ausgeführt. Beim Steinmaterial handelt es sich um einen lokalen Mitholzer Kieselkalk, welcher vermutlich im heute noch betriebenen Steinbruch von Blausee-Mitholz abgebaut wurde. Als Verfugmörtel wurde bei der Erstellung ein harter, dichter, dunkelgrauer Zementmörtel verwendet.

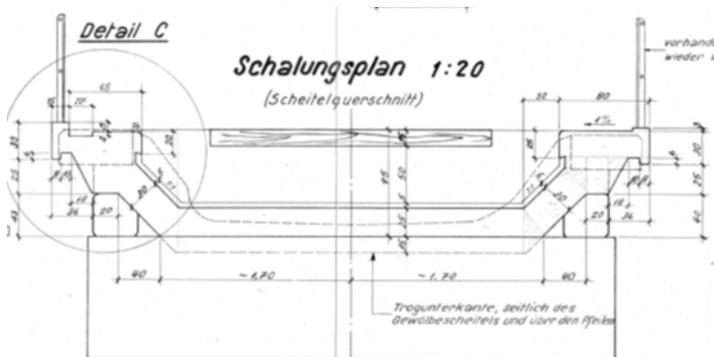


Fig.2: Querschnitt im Scheitel

2.1. Nutzung des Viadukts

Der Viadukt dient der Überführung des Gleises rechts der Bahnstrecke Spiez – Brig über das Kandertal. Er ist der Streckenklasse D4 zugeordnet; das Lichtraumprofil ist das EBV 3. Die Streckengeschwindigkeit beträgt $v = 80$ km/h.

2.2. Zustandsbeurteilung des Viadukts

Insgesamt kann der Zustand des Kanderviadukts als gut bezeichnet werden. In erster Linie ist dieser Umstand der verwitterungsresistenten Steinqualität, dem festen Mauermörtel sowie dem sauberen Verband zu verdanken. So weist der verwendete Kalkstein praktisch keine Steinschäden wie Absandungen, Schalenbildung, Bröckelzerfall oder Krustenbildung auf. Auch der Zustand der Mörtelfugen ist insgesamt gut, auch wenn diese an diversen Stellen bereits geflickt wurden resp. mürbe oder ausgebrochen sind. Auffallend sind die vielen Fliessspuren und Versinterungen durch im Mauerwerk austretendes Wasser, die auf die mangelhafte Abdichtung hindeuten. Weiter fanden sich an den Pfeilern grossflächig Zementfliessspuren, die von vergangenen Instandsetzungsarbeiten an den Pfeilern zeugen. An diversen Pfeilern verlaufen praktisch auf der gesamten Höhe Eckrisse – also Risse, die sich auf beiden Seiten der Ecke zeigen. Die Gewölbe sind weitgehend intakt. Nur in den beiden Endfeldern sind Querrisse vorhanden, die wahrscheinlich auf thermische Dehnungen zurückzuführen sind.



Fig. 3: Undichte Fuge



Fig. 4: Eckrisse im Pfeiler



Fig. 5: Loser Stein

Im Natursteinviadukt wurden als Grundlage für die Projektierung drei Bohrkerne von je knapp 2 m Länge entnommen. Die Auswertung im Labor ergab gute mittlere Druckfestigkeiten für die Mauerwerkssteine (195.1 N/mm^2) und den Mörtel (35.3 N/mm^2). Die Qualität des Betons im Mauerwerk erwies sich als sehr inhomogen. Die ermittelten Druckfestigkeiten lagen zwischen 6.9 und 62.8 N/mm^2 und zeigen, dass die Betonzusammensetzung lokal stark variieren kann. Während der Realisierung wurden weitere Bohrkerne entnommen, welche diese Ergebnisse bestätigten.

Der 1958/59 erstellte Betonschottertrog ist insgesamt in einem schadhafte Zustand. Auf ca. 20% der Oberfläche des Randbords finden sich lokale Schadhafte Stellen wie Abplatzungen, Risse oder kleinere Ausbrüche. Die Betonoberflächen erscheinen lokal stark abgewittert und weisen stellenweise auch starke Durchfeuchtungen und Bewuchs durch Moose und Flechten auf. Vor allem an den Fugen kommt es zu Wasseraustritten. Auf dem Trogboden hat sich eine Schicht aus organischem Schmutz und zerriebenem Bahnschotter angesammelt, welcher den Wasserabfluss behindert. Die Abdichtung ist an mehreren Stellen unterläufig und hat ihre Lebensdauer erreicht.

Die materialtechnologischen Untersuchungen ergaben eine gute Betonfestigkeit des Schottertrog. Die Bewehrung der Randborde zeigt deutliche Korrosionserscheinungen (KG 3-4), obwohl die Karbonatisierungstiefe gering ist und auf dem Viadukt kein Tausalz zum Einsatz kommt. Die Bewehrung des Schottertrog selbst hingegen weist kaum Korrosionserscheinungen auf (KG 0).

Der Abstand Gleisachse – Geländer beträgt ca. 2.60 m und ist kleiner als der Sollwert von 3.10 m. Die Unterschreitung kann aus Sicht der Betriebssicherheit toleriert werden, da der erforderliche Minimalwert von 2.50 m eingehalten wird. Eine Anpassung würde eine Verbreiterung des Schottertroges bedeuten, was als unwirtschaftlich sowie als kritisch bezüglich des Denkmalschutzes einzustufen ist.

2.3. Statische Überprüfung des Viadukts

Die Tragsicherheit des Viadukts wurde anhand von empirischen Regeln und Berechnungsverfahren sowie Konstruktionsregeln überprüft. Da diese eine ausreichende Tragsicherheit aufzeigen, für das Kanderviadukt keine Nutzungsänderung vorgesehen ist und das Bauwerk keine strukturellen Schäden aufweist, welche auf Probleme hinsichtlich der Tragfähigkeit hinweisen, wurde auf eine detaillierte statische Überprüfung verzichtet. Die Erdbebensicherheit in Längs- und Querrichtung wurde hingegen rechnerisch überprüft; die vorhandenen Sicherheiten sind ausreichend.

3. Instandsetzungskonzept

3.1. Allgemeines

Aufgrund des insgesamt guten baulichen Zustandes, der guten Materialqualitäten und der erfüllten Tragsicherheitsnachweise sind keine grösseren Eingriffe in die Bausubstanz erforderlich. Von zentraler Bedeutung für den Erhalt des Bauwerks für die kommenden Jahrzehnte ist hingegen ein Ersatz der defekten Abdichtung und der nicht funktionierenden Entwässerung des Betonschottertrogs. Weiter sind die lokal vorhandenen Schäden am Mauerwerk wie mürbe Fugen, Risse und einzelne lose Steine instanzzusetzen. Da das Bauwerk von denkmalpflegerischer Bedeutung ist, hat der Bauherr zudem entschieden, das Natursteinmauerwerk vollflächig zu reinigen und die Versinterungen und Zementfliessspuren zu entfernen.

3.2. Instandsetzung des Natursteinmauerwerks

Sowohl die drei erhobenen Querrisse als auch die Risse in den Pfeilern wurden mittels etappenweiser Injektion auf Zementbasis und Ausfugen kraftschlüssig verschlossen. Eckrisse, welche parallel zueinander an der Innen- und an der Aussenseite der Pfeiler verlaufen, wurden durch eine Vernadelung gesichert, um ein weiteres Ausbreiten zu verhindern und den statischen Verbund zu sichern.

Um den statischen Verband dauerhaft zu gewährleisten, wurde mürber Fugenmörtel etappenweise mit Handgerät ausgespitzt und mit einem grauen Zementmörtel (Trassmörtel, Druckfestigkeit $< 20 \text{ N/mm}^2$) neu verfügt. Massgebend ist, dass die Festigkeit des eingesetzten Mörtels auf die Eigenschaften des Steins und des bestehenden Mauer- und Fugenmörtels abgestimmt wird. Im Hinblick auf den Denkmalschutz wurde Wert daraufgelegt, dass auch die neu erstellten Fugen mit Fugenstrich ausgeführt werden.

Die vereinzelt vorhandenen Bereiche mit losen Steinen wurden – analog der Sicherung von Eckrisse – mittels Vernadelung gesichert. Einzelne aus dem Verband gelöste Steine wurden soweit möglich wieder in ihre ursprüngliche Lage gedrückt, mit Nadeln gesichert und neu verfügt.

Die Reinigung umfasste das Entfernen von losem Mörtel, Aussinterungen und Zementfliessspuren. Da sich die vorgesehene Reinigung mittels Sandstrahlen aufgrund der sehr harten Versinterungen und Zementfliessspuren nicht bewährte, erfolgte die Reinigung mit Wasserhochdruck. Hierbei musste sehr sorgfältig gearbeitet werden, damit es zu keiner Schwächung oder Ausräumung der Mörtelfugen kam.

3.3. Instandsetzung des Betonschottertrogs

Aufgrund der zahlreichen Abplatzungen und der fortgeschrittenen Korrosion der Bewehrung des Randbords war eine Betoninstandsetzung zumindest von grösseren Teilflächen (ca. 20% der Fläche) erforderlich. Die Bewehrung wies jedoch auch an untersuchten Stellen, an denen von aussen keine Schäden zu erkennen waren, einen hohen Korrosionsgrad auf. Weiter war die bestehende Polymerbitumenabdichtung mit Mörtelschutzschicht unterläufig und hatte das Ende ihrer Lebensdauer erreicht, so dass sie vollflächig zu ersetzen war.

Aufgrund der erforderlichen Gleissperrung war eine möglichst kurze Bauzeit eine der zentralen Anforderungen an das Instandsetzungs- und Abdichtungssystem.

Ursprünglich waren eine konventionelle lokale Betoninstandsetzung mit Reprofiliermörtel und anschließender Beschichtung sowie eine neue Abdichtung mit Polymerbitumendichtungsbahn vorgesehen. Aufgrund des hohen Schadensausmasses an Beton und Bewehrung hätte jedoch ein Grossteil der Oberfläche instandgesetzt werden müssen.

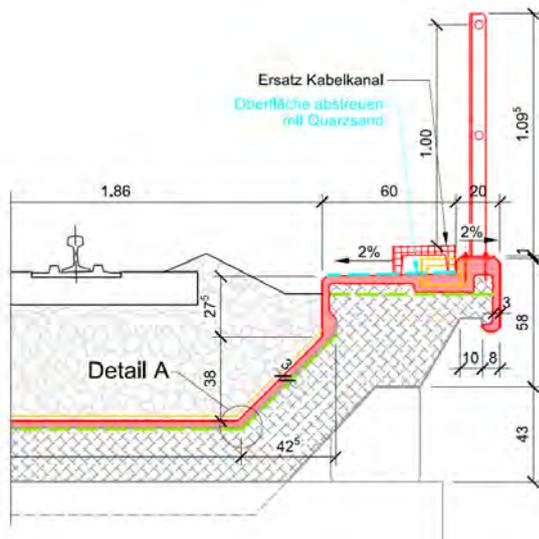


Fig. 6: Querschnitt Betontrog (rechte Hälfte dargestellt)

- Technisch: extrem hohe Dichtigkeit und Langlebigkeit, UHFB-Abdichtung und UHFB-Instandsetzung des Randbords in einem Guss resp. in einem Arbeitsgang. Lösung mit wenigen Fugen, Anschlüssen und Übergängen.
- Witterungsunabhängigkeit: Im Vergleich zur Variante PBD ist die Witterungsunabhängigkeit verbessert und damit das Risiko einer Bauzeitverlängerung deutlich kleiner.
- Kosten: preislich bereits bei der Erstinvestition konkurrenzfähig, aufgrund der hohen Lebensdauer der UHFB-Lösung jedoch besonders bei Betrachtung der Life-Cycle-Kosten wirtschaftlicher.

Zusammen mit dem Bauherrn wurde entschieden, die UHFB-Lösung umzusetzen.

3.4. Projektierung der UHFB-Instandsetzung

Ziel der Instandsetzung war es, auf der gesamten Oberfläche des Brückenquerschnitts eine UHFB-Schicht aufzubringen, mit welcher die vorhandenen Betonschäden instandgesetzt werden und zugleich die Abdichtung des Betonschottertrogs erreicht wird. Im Bereich der Randborde wurde die schadhafte Betonschicht vorgängig mittels Hochdruckwasserstrahlen abgetragen. Im Betontrog wurde die Betonoberfläche nur aufgeraut werden, um den Haftverbund zwischen bestehendem Beton und dem UHFB sicherzustellen.

Die Schichtstärken des UHFB wurden in der Trogfläche mit 25 mm, an den Trogseitenwänden und den Bordüren mit 30 mm vorgesehen. Diese Schichtstärken sind ausführungstechnisch noch machbar und stellen eine lückenlose Abdichtung sicher. In Querrichtung wurde lediglich eine Arbeitsfuge an den Rändern der Trogfläche angeordnet; die Seitenwände und die Bordüren wurden hingegen in einem Arbeitsgang betoniert. In Längsrichtung gab die machbare Etappenlänge die erforderliche Anzahl der Arbeitsfugen vor. Die Festlegung der Etappenlänge wurde dem Unternehmer überlassen: Sie wurde von diesem auf 24 m festgelegt.

Sämtliche Arbeitsfugen wurden nach SIA Merkblatt 2052 [1] mit Fugenmulde und Zulage von konventioneller Bewehrung ausgeführt, womit ein kraftschlüssiger Verbund der Etappen und damit eine dauerhafte Abdichtung auch in den Fugen erreicht wird.

Als Alternative wurde daher eine Betoninstandsetzung der gesamten Fläche mit UHFB, welcher gleichzeitig die Funktion einer Abdichtung übernimmt, untersucht. Der erstellte Variantenvergleich zeigte, dass die UHFB-Lösung deutliche Vorteile gegenüber einer konventionellen Betoninstandsetzung und Abdichtung mit Polymerbitumendichtungsbahn und Schutzschicht aufweist:

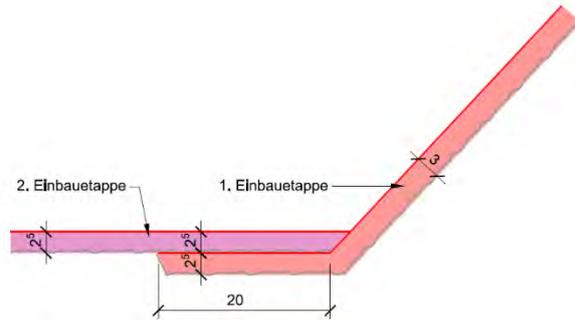


Fig. 7: Ausbildung Arbeitsfuge in Brückenquerrichtung (Detail A)

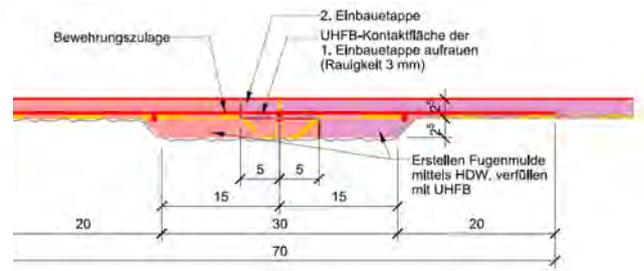


Fig. 8: Ausbildung Arbeitsfuge in Brückenlängsrichtung

3.5. Ausführung von Vorversuchen (Grösse Testkörper, Temperatur, Erkenntnisse)

Vorgängig zu den Arbeiten am Viadukt wurde ein Probekörper im Massstab 1:1 erstellt, welcher die gleichen Randbedingungen wie der Viadukt (Geometrie, Oberflächenbeschaffenheit, Gefälle, Platzverhältnisse, usw.) aufweist. An diesem Probekörper wurde die Eignung des vom Unternehmer gewählten UHFB sowie dessen Einbaumethode für die spätere Anwendung auf dem Viadukt geprüft. Der Probearbeit sollte nach Möglichkeit mit denselben Gerätschaften (Mischer, Pumpen, Glätter, Schalungen, etc.) und dem für die Realisierung vorgesehenen Personal ausgeführt und durch Vertreter des UHFB-Lieferanten eng begleitet werden. Die Vorversuche zeigten insbesondere bei der Schalung Optimierungsbedarf, um ein zuverlässiges Verfüllen der dünnen Schichten ohne Fehlstellen zu erreichen. Die Vorversuche wurden frühzeitig ausgeführt, um vor der Ausführung auf die Ergebnisse der teilweise relativ lang dauernden Prüfungen reagieren zu können.

4. Ausschreibung – Besonderheiten UHFB

Aufgrund der Baukostenschätzung konnte die Ausschreibung im Einladungsverfahren erfolgen. Es wurden fünf Unternehmer eingeladen, die Erfahrung mit dem Einbau von UHFB aufweisen konnten. Diese Erfahrung war für die Submission anhand von Personen- und Unternehmensreferenzen zu belegen.

Die Ausschreibung des UHFB erfolgte analog zu einem normalen Beton. Die UHFB-Sorte in NPK 241 und die durchzuführenden Prüfungen in NPK 112 wurden anhand des Merkblattes SIA 2052:2016 [1] festgelegt.

Aufgrund des hohen Materialpreises von UHFB ist bei der Ausschreibung der erforderlichen Betonkubaturen wie auch der zugehörigen Schalungen ein auf das Projekt abgestimmtes Konzept zu entwickeln. Da beim Abtrag des bestehenden, relativ alten Betons durch Hochdruckwasserstrahlen die Abtragstiefe stark von der Betonqualität abhängt, ist die Abschätzung der erforderlichen Mengen UHFB schwierig. Im Leistungsverzeichnis sind daher verschiedene Positionen für UHFB, für Mehrmengen UHFB und die Schalung des UHFB vorzusehen. Hier ist ein gutes Konzept zu entwickeln, um einerseits Spekulationen der Unternehmer zu verhindern und andererseits eine faire Abrechnung von Mehrmengen zu erreichen.

5. Realisierung

5.1. Randbedingungen

Im Jahre 2017 wurde die neue Brückenabdichtung mittels UHFB realisiert. Im Bereich des Betonrandbords wurde der schadhafte Oberflächenbeton abgetragen und mittels dünner Schicht aus UHFB instandgesetzt. Die bestehende PBD-Abdichtung des Schottertrogs wurde durch eine flächige Schicht UHFB von 25-30 mm ersetzt. Folglich wurde der UHFB auf vertikalen, horizontalen und geneigten

Flächen in zwei Arbeitsgängen eingebaut. Das Aufrauen der Oberfläche und der Abtrag des schadhafte Oberflächenbetons erfolgte mittels Hochdruckwasserstrahlen (HDW). Die gesamte Sanierung des Schottertrogs wurde in einer zweimonatigen Intensivbauphase unter einer Vollsperrung ausgeführt.

5.2. Bauetappen

Die Etappierung wurde so gewählt, dass der Einbau der UHFB-Abdichtung von oben nach unten erfolgte. Dadurch konnten vorneweg der Materialabtrag mittels HDW und die anschliessende Reinigung unabhängig voranschreiten. In einem ersten Schritt wurde die Bordüre eingebaut, damit die Schalung auf der Troginnenseite mechanisch in die bestehende Trogplatte verankert und gesichert werden konnte. Die Aussenschalung wurde sowohl mit der Innenschalung verbunden als auch in das bestehende Bauwerk verankert. Die Etappenlänge betrug 24 m je Seite. Jedes Schalungsspiel konnte alle drei Tage betoniert werden, sodass pro Woche fünf Etappen à 24 m fertig erstellt werden konnten. Insgesamt waren 24 Etappen zu realisieren. Dies nahm somit von den zur Verfügung stehenden sieben Wochen alleine fünf Wochen in Anspruch. Nach Abschluss der Bordüren wurde die Trogfläche mit den Entwässerungswannen in 4 Tagesetappen von ca. 70 m eingebaut. Die Ausbildung des Fugendetails erfolgte auf Basis des Merkblattes SIA 2052 (siehe Fig. 7 und 8).



Fig. 9: Vorbereitungsarbeiten entlang der Bordüre



Fig. 10: Flächiger Einbau des UHFB

5.3. Bauvorgang

Der Einbau von UHFB in eine Schalung mit vertikalen und geneigten Flächen bei einer maximalen Einbaustärke von 30 mm und einem gleichzeitigen Längsgefälle von ca. 2% stellte eine Herausforderung dar. Da der zeitliche Rahmen sehr eng gesteckt war und zusätzliche Arbeitsfugen vermieden werden sollten, wurde am gleichen Tag auch die mit Splitt abgestreute horizontale Gehwegfläche eingebaut. Der erste Teil in der Schalung erforderte flüssigen UHFB, der horizontale Teil thixotrope Eigenschaften des UHFB. Der flüssige UHFB hatte aber die Tendenz, aufgrund des Längsgefälles am unteren Punkt der jeweiligen Etappe über die Schalung hinauszufliessen. Das bereits eingebaute thixotrope Material konnte diesem Druck nicht standhalten und musste mit einer fortlaufend eingebauten Konterschaltung gehalten werden.

6. Erfahrungen mit der Anwendung von UHFB

6.1. Einbau

Der Einbau von UHFB ist mit einem geübten und eingespielten Team und dem dazu nötigen Inventar gut realisierbar. Der Einbau für horizontale Flächen mit flüssigem UHFB stellt, abgesehen vom Inventar, keine Schwierigkeiten dar. Handelt es sich jedoch um Objekte mit vielfältiger Formgebung, allenfalls kombiniert mit Längsgefälle, so stellt UHFB – viel mehr als bei normalem Beton – eine wahre Herausforderung dar. Es bedarf dann neben dem erwähnten speziellen Inventar beste Materialkenntnisse, um für jede Form und Stärke sowie unterschiedliche Gefälle und Bauteile mit oder ohne Schalung die richtige Materialmischung und -konsistenz festzulegen. Weiter ist entscheidend, dass die Bauabläufe sowie daraus resultierende Arbeitsfugen sauber geplant und von Beginn an vorgesehen werden.

6.2. Witterungseinflüsse

Der Vorteil der Bauweise mit UHFB liegt darin, dass Witterungseinflüsse kaum eine Rolle spielen. Nur Starkregen, Tagestemperaturen über 35 Grad (bei grösseren Einbaumengen) und Temperaturen unter 5 Grad müssen für einen Einbau vermieden werden.

6.3. Ausführung von Fugen, Stössen, dünn geschalten UHFB-Schichten

Für Fugen und Stösse bieten die Lösungsvorschläge aus dem Merkblatt SIA 2052 eine gute Basis, welche es, wenn immer möglich zu übernehmen gilt.

Bei dünn geschalten Flächen ist eine punktuelle minimale Stärke von 30 mm nicht zu unterschreiten. Ansonsten kann es zu einem Verstopfen durch die Stahlfasern und folglich zur Bildung von Stahlfaserkegeln in diesem Bereich kommen. Eine Stärke zwischen 40 und 50 mm wäre folglich als ideal anzusehen (abgesehen von den dadurch entstehenden Materialkosten). Je grösser die Fläche und je höher die Einbauhöhe, desto stärker sollte die Einbaustärke sein. Die Schalung muss, wie bei einem SCC-Beton, absolut dicht und robust sein, da die sehr feine Materialstruktur und die lange Fließfähigkeit des UHFB dazu führt, dass das Material über eine lange Zeit aus der Schalung ausfliessen kann.

In unserem Fall wurde eine Schalungslänge für die Bordüren von 24 m gewählt. Diese Länge wurde anhand der möglichen Tagesleistungen betreffend Betonabtrag (Mehrmenen), Untergrundvorbereitung, Schalungsarbeiten, Verfüllen mit UHFB sowie Nachbehandlung bestimmt. Im Weiteren ist auf dem Plan klar ersichtlich, dass die Schalung aufgrund der Formgebung der bestehenden Bordüre nur mit Holz ausgeführt werden konnte und sehr aufwendig und kostenintensiv war. Die Mehrmenen beim Betonabtrag, verursacht durch inhomogene Druckfestigkeiten im Beton, führten im schmalen Brückentrog zu enormen logistischen Herausforderungen. Einerseits dauerte der Abtrag wie auch das Wegräumen des Schuttes wesentlich länger als vorgesehen, und andererseits erforderte das Einbringen des UHFB aufgrund der Mehrmenen mehr Aufwand. Diese Schwierigkeiten waren bei gleichbleibender Zeit und logistischen Möglichkeiten zu bewältigen.

6.4. Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung und Überprüfung erweisen sich bis jetzt als schwierig. Die Labore können Kleinstmengen von zumeist thixotropem UHFB-Material nicht in Baustellen-äquivalenter Qualität in die Prüfkörperschalungen einbauen. Dies führt zu nicht vergleichbaren und nicht repräsentativen Prüfergebnissen. Es laufen derzeit Diskussionen, wie dies zukünftig gelöst werden kann. Chargenprotokolle (ob von Hand oder automatisiert) jeder Mischung sind sicherlich ein geeigneter Weg.

Je nach verlangtem Einbau ist ein Vorversuch zu empfehlen, mit welchem aufgezeigt werden kann, wo möglicherweise Probleme auftauchen können.

Weiter ist eine gute Untergrundvorbehandlung von grösster Wichtigkeit. Der Untergrund sollte eine ausreichende Rauigkeit von ca. 3-5 mm aufweisen und über mehrere Stunden vorgegässelt sein. Zum Zeitpunkt des Einbaus muss stehendes Wasser entfernt worden sein.

Die Nachbehandlung des UHFB ist von grosser Bedeutung. Bei windigen und oder auch sonnigen und heissen Wetterbedingungen muss die Nachbehandlung unmittelbar nach dem Einbau erfolgen, da sich der UHFB ansonsten durch den schnellen Wasserverlust zu schnell zusammenzieht und sich Risse bilden können.

7. Fazit

Mit der gewählten Variante UHFB wurde eine sichere, sehr robuste und dauerhafte Abdichtung des alten Kanderviadukts erreicht, mit welcher die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Viadukts für die nächsten Jahrzehnte gewährleistet ist.

Die Gesamtkosten des Projekts inkl. Projektierung beliefen sich auf rund 2.7 Mio. Franken. Die reinen Baukosten der Instandsetzung des Mauerwerks und des Betonschottertrogs betragen ca. 2.4 Mio. Franken. Bezogen auf die Brückenfläche von ca. 1'500 m² ergeben sich Kosten von ca. 1'600 Franken pro m². Die Mehrkosten des UHFB gegenüber einer konventionellen Abdichtung halten sich im Rahmen. Die Mehrleistungen aufgrund der schlechteren als prognostizierten Betonqualität des Bestandes wären auch bei Ausführung einer konventionellen Abdichtung entstanden; die Bauzeit hätte dann aber aufgrund der erforderlichen Austrocknungszeiten kaum mehr eingehalten werden können.

8. Danksagung

Gerne bedanken wir uns bei Professor Eugen Brühwiler für die Unterstützung und Beratung im Bereich UHFB. Ebenso danken wir der BLS Netz AG für das entgegengebrachte Vertrauen und den Mut, ein bis anhin immer noch relativ selten verwendetes Material bei einem so bedeutenden Bauwerk wie dem Kanderviadukt einzusetzen.

9. Literatur

- [1] SIA-Merkblatt 2052:2016: Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)-Baustoffe, Bemessung und Ausführung.
- [2] Denkmalpflegerischer Umgang mit Brücken, SBB Infrastruktur, Fachstelle für Denkmalschutzfragen, Mai 2012.
- [3] SBB Projektierungsassistent Ingenieurbau-Brücken, PAIngB.
- [4] Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken; Dirk Proske, Peter Liebewirth, Pieter van Gelder; Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, Dirk Proske Verlag; Dresden, 2006

Bauherrschaft

BLS Netz AG, Genfergasse 11, 3001 Bern

Projektverfasser

B+S AG, Weltpoststrasse 5, 3000 Bern 15

Bauausführung

Walo Bertschinger AG, Feldstrasse 42, 3073 Gümligen

Produkt

UHFB: Lafarge Holcim, Ductal, Schichtdicken zwischen 25 und 30 mm

Renforcement au CFUP du pont de Bramois sur le Torrent de Verbier

Lionel BROCHELLAZ
Ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Monthey, CH

Pierre LAURENCET
Dr ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Vevey, CH

Eugen BRÜHWILER
Prof, Dr ing. civil dipl. EPF
EPFL, ENAC-MCS
Lausanne, CH

Résumé

Le Pont de Bramois sur le Torrent de Verbier, propriété du canton du Valais, est un ouvrage d'art réalisé sur la route permettant l'accès à Verbier, en 1969.

L'ouvrage présentait un état de dégradations avancé et une insuffisance structurelle vis-à-vis des charges routières des normes actuelles. Le projet réalisé propose une modification du système statique de l'ouvrage avec transformation de celui-ci en pont intégral, un renforcement de la superstructure à l'aide de CFUP armé, faisant également office d'étanchéité, le chemisage au CFUP des bordures ainsi qu'une intervention classique de conservation du solde de l'ouvrage.

Le choix du CFUP s'est imposé pour des raisons de rapidité d'exécution et, principalement, pour la capacité du matériau à permettre d'une part le renforcement structurel et, d'autre part, à assurer une étanchéité efficace et pérenne dans le temps du tablier.

L'une des difficultés majeures a consisté en la formulation d'un CFUP thixotropique apte à être mis en place sur le tablier en forte pente (jusqu'à 16 %).

Mots-clés : Pont, Intégral, CFUP, Pente, Conservation, Renforcement, Développement durable

1. Introduction

Le Pont de Bramois sur le Torrent de Verbier, propriété de l'Etat du Valais, se situe sur la route permettant la liaison entre le Châble et Verbier, sur le territoire de la Commune de Bagnes. Il permet le franchissement du Torrent de Verbier.



Fig. 1 : Pont de Bramois sur le torrent de Verbier

Il s'agit d'un ouvrage réalisé en 1969, du type dalle pleine continue simplement armée, de 78 m de longueur pour 3 travées centrales de 16 m et 2 travées de rive de 15 m. La largeur de l'ouvrage fait 10 m hors tout (2 bordures de 50 cm et bandes de roulement de 9 m). La hauteur statique de la dalle est de 0,60 m, ce qui confère à l'ouvrage un élancement de 1/26ème.

Le pont est flottant. Le tablier repose sur des culées et sur 4 palées qui sont formées chacune de 2 colonnes rectangulaires (section 150 cm x 60 cm, hauteur des colonnes de 3,75 m à 12,10 m). Les palées sont encastrées en tête et la palée la plus courte dispose d'une articulation en pied afin de la soulager. L'ouvrage repose sur des fondations superficielles, fondées directement sur la roche en place.

Aux culées, l'ouvrage repose sur 4 appuis du type LASTO BLOCK 200 mm x 300 mm x 52 mm (par culée). La stabilité de l'ouvrage, tant transversale que longitudinale, est assurée par les palées (absence de guidages sur les culées).

Aux culées, les joints de dilatation métalliques sont du type RECRIDO.

Le pont a une courbure constante en plan de $R = 70$ m et une pente longitudinale de 10 %. Le dévers transversal de l'ouvrage est variable, de 3 à 9 %.

Les principaux intervenants du projet ont été :

- le Maître de l'Ouvrage : Etat du Valais, DMTE – SDM – Arrondissement 3 Bas-Valais
- le bureau d'ingénieurs auteur du projet : Sollertia, groupe d'ingénieurs, à Vevey (Corseaux), Lausanne (St-Sulpice) et Monthey
- le support technique : le Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages (MCS) de l'EPFL,
- l'entreprise de construction : Implenia SA, à Martigny,

2. Examen de l'ouvrage

2.1. Relevé de la dégradation de l'ouvrage

En sus des moyens d'investigations classiques, un relevé laser complet de l'ouvrage a été réalisé. Ce relevé a permis une reconstitution 3D de l'ensemble de l'ouvrage, permettant de localiser l'ensemble des dégâts avec une précision de 5 mm à 100 m.

Ce relevé de précision est extrêmement utile, au cas où l'intervention sur l'ouvrage est différée, ce qui a été le cas ici (relevé réalisé en 2010, intervention en 2017/2018). Il nous a permis d'avoir une information précise sur l'évolution des dégradations pendant cette période.

Des profils de chlorures ont été réalisés sur le tablier de l'ouvrage, à des endroits jugés représentatifs, soit au sommet du profil en travers et au bas du profil en travers (zone à priori la plus critique). Ces essais nous ont indiqué qu'en sommet de dévers les valeurs sont inférieures à 0,2 % Cl⁻ (par rapport à la masse du ciment, valeur limite selon [4], EN 206-1, version 2010) à 20 à 30 mm de profondeur. Pour les profils réalisés au bas du dévers, des valeurs plus importantes ont été mesurées pouvant dépasser 1,0 % à 20 à 30 mm de profondeur (initiation de la corrosion probable sitôt que 0,4 à 0,7 % sont atteints).

Outre les dégâts classiques (équipements détériorés, coulures aux culées, armatures affleurantes, ...) le dégât le plus inquiétant concernent à l'intrados du tablier une bande transversale complète, visiblement un lieu d'infiltration d'eau chargée en chlorures, ou apparaissent clairement les armatures longitudinales, corrodées. Cette dégradation, qui fait suite vraisemblablement à un événement survenu pendant les travaux, se situe à mi-travée de l'ouvrage, là où les barres d'armature sont censées être tendues.



Fig. 2 : Dégradations de l'ouvrage. En haut à gauche, armatures tendues (mi-travée) à l'intrados du tablier, en bas à gauche dégradation bordure, à droite joint de chaussée

2.2. Insuffisances statiques

La route sur laquelle se trouve l'ouvrage est actuellement limitée à 32 tonnes. Les vérifications de la structure de pont à l'ELU, réalisées en 2010, et se conformant à la norme SIA 269 [9] et suivantes, ont mis en évidence un facteur de conformité suffisant, soit $n = R_d/S_d = 1,06$.

Par contre, le pont ne permet pas de satisfaire aux objectifs à terme du MO qui sont l'absence de limitation du tonnage et le passage de transports exceptionnels (TE) de type II selon la norme SIA 261/1 [6]. Pour ces sollicitations, le facteur de conformité est porté à $n = R_d/S_d = 0,75$ (ruine par suite d'insuffisance au niveau de l'effort tranchant dans la dalle).

Il convient également de noter que la conformité vis-à-vis de l'effort de flexion est uniquement rendue possible par la présence d'une armature transversale suffisante qui permet une répartition de la sollicitation sur l'ensemble de la section transversale ainsi qu'en admettant une redistribution significative (de l'ordre de 25 %) des efforts entre appuis et travée. Ainsi, on se retrouve relativement éloigné de la répartition des efforts en stade élastique (relative importance des redistributions plastiques).

Le tablier du pont doit donc être renforcé, les objectifs étant :

- augmenter la résistance ultime à la flexion et à l'effort tranchant de la dalle pleine ;
- éliminer les zones endommagées par suite de la corrosion des armatures ainsi qu'éliminer les zones contaminées par les chlorures ;
- protéger le béton armé de toute infiltration.

3. Conception de l'intervention

3.1. Contraintes principales

Les contraintes et exigences principales suivantes ont dicté le choix de l'intervention :

- Le trafic doit être maintenu pendant toute la durée des travaux, au minimum en unidirectionnel alterné.

- Les travaux devaient être impérativement achevés dans un délai bref (compression du planning), en raison d'autres travaux programmés sur cette même route.
- Les équipements de sécurité, en particulier glissières, devaient être mis en conformité aux directives les plus récentes.
- L'utilisation de concepts et matériaux permettant de limiter au strict minimum l'entretien, et donc pérennes dans le temps, était à prévoir.
- Permettre le passage sur l'ouvrage du trafic normalisé selon norme SIA 261 [5] et des TE de type II selon la norme SIA 261/1 [6].

3.2. Choix de la solution

Deux propositions ont été soumises au Maître d'ouvrage. L'une, que l'on qualifiera de classique, consistant, dans les grandes lignes, à :

- renouvellement des équipements (appuis et joints) ;
- réalisation d'un sur-béton armé sur le tablier et réfection complète des bordures ;
- mise en place d'une étanchéité et du revêtement.

La seconde proposition, plus novatrice, prévoyait dans les grandes lignes :

- suppression des équipements (appuis et joints) et transformation de l'ouvrage en pont intégral ;
- réalisation d'une section mixte béton – CFUP sur le tablier et chemisage des bordures en CFUP ;
- mise en place du revêtement.

Finalement, la solution novatrice a été retenue. Elle a rapidement été jugée comme plus apte à répondre à la fois aux contraintes géométriques, techniques, environnementales et temporelles :

- réduction de matière diminuant l'empreinte environnementale ;
- réduction des frais d'entretien liés aux équipements, dont la durée de vie est inférieure à celle de l'ouvrage ;
- méthode de construction permettant de satisfaire aux objectifs de réduction de perturbation de trafic ;
- absence de mise en œuvre d'une étanchéité ;
- solution plus pérenne et plus robuste ;
- bien que de coût de construction légèrement supérieur, l'écart avec la solution « classique » est compensé par un chantier rationalisé d'une relative courte durée limitant les coûts de l'utilisateur, le très faible entretien et la durée d'utilisation attendue par le CFUP.

4. Projet d'intervention

4.1. Renforcement CFUP du tablier

Le choix de la solution CFUP permet de satisfaire aux exigences statiques :

- Le CFUP armé, en faible épaisseur, permet d'augmenter la résistance ultime de la section de façon significative (flexion, effort tranchant, fatigue,) sans nuire à la ductilité de la structure ;
- Dans le cas présent, et en admettant des redistributions plastiques raisonnables, l'intervention peut se limiter au renforcement de l'extrados de la dalle pleine ce qui est extrêmement intéressant pour simplifier l'intervention (un renforcement de l'intrados d'une dalle s'avère être systématiquement problématique).

En outre, en matière de durabilité et d'exigences géométriques :

- Moyennant la réalisation de joints de raccordement soignés, le CFUP est un matériau étanche à l'eau et aux chlorures, et d'une pérennité largement supérieure à celle d'un lé d'étanchéité ;
- Le reprofilage de la chaussée peut être limité de part et d'autre de l'ouvrage (reprise du profil en long) ; cela en raison de la faible épaisseur de CFUP armé et l'absence de couche d'asphalte

ou d'enrobé de protection dans le cas d'une étanchéité en lé (couches présentes dans le cas d'une réfection « classique ») ;

Dans le concret, la dalle a été hydrodémolie minimale de 1 cm, allant localement jusqu'à 5 cm (point bas du dévers, zones les plus atteintes). L'ajout d'une couche de 5 cm de CFUP au minimum a donc fait passer l'épaisseur moyenne de la dalle de roulement de 60 cm à 63 cm. Cette augmentation du poids propre a été largement compensée par une réduction significative en matière de l'épaisseur de revêtement bitumineux (absence de couche de lestage/protection du lé).

Afin d'améliorer le comportement transversal et longitudinal de la dalle et d'augmenter sa résistance, une armature orthogonale, c'est-à-dire 2 nappes d'armatures, a systématiquement été ajoutée dans le CFUP sur 3 m de part et d'autre des palées (composée dans les 2 sens de $6 e = 15$ cm).

Les joints entre étapes de CFUP ont été traités conformément aux indications du cahier technique SIA 2052 [1].

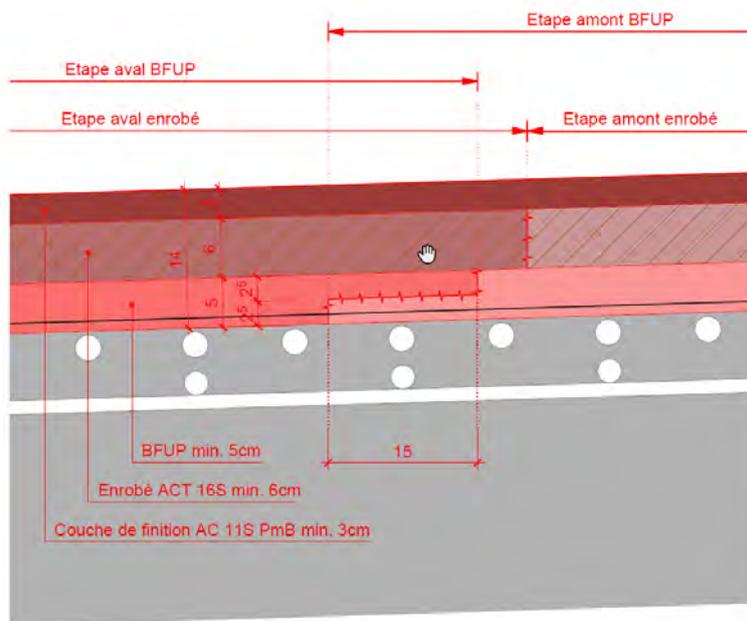


Fig. 3 : Traitement du tablier et joint à l'axe de la chaussée

Outre le joint longitudinal à l'axe du pont, nécessaires au fait que les travaux devaient se faire en laissant une voie de circulation ouverte (raccordement armature via ANCOFIX). Des joints longitudinaux ont été réalisés vers les bordures (changement d'épaisseur de la dalle du tablier).

Une grande application a été mise dans la réalisation de ces joints ; ceci pour des raisons d'ancrage du renforcement en CFUP et d'étanchéité globale.

Dans la logique du concept, il paraissait évident de traiter les bordures de la même manière que le tablier. Il a donc été décidé de traiter celle-ci par un chemisage complet en CFUP après hydrodémolition des bétons contaminés de chlorures.

4.2. Solution intégrale

Le choix de la solution intégrale s'est rapidement imposé pour les raisons qui suivent :

- suppression de l'ensemble des équipements, mécaniques, dont la durabilité est inférieure à celle de l'ouvrage et dont l'absence de pérennité nuit à la structure de l'ouvrage ;
- modification du système statique longitudinal est plutôt « majeure », car le système est transformé de flottant en fixe. Mais que, dans le cas spécifique, cette modification à une influence pouvant être considérée mineure sur la position du point ;
- amélioration du comportement de l'ouvrage sous sollicitations sismiques ;
- longueur et géométrie de l'ouvrage (malgré la courbure) propice.

La modification d'un ouvrage en pont intégral n'est pas immédiate.

Rappelons-le, le pont existant était un pont flottant, libre de se déplacer aux culées et stabilisé par les palées. Son point fixe se situait à peu près à la mi-longueur de la structure. La transformation en pont intégral ne modifie donc que peu la position de ce point fixe.

Les effets des déformations entravées par suite au changement du système statique longitudinal doivent être contrôlés par une armature longitudinale en suffisance. Or, l'armature en place, ajoutée au CFUP armé, permet de garantir cette quantité minimale d'armature.

Les dalles de transition existantes ainsi que les joints ont été démolis, et les bancs d'appuis hydrodémolis, alors que l'ouvrage était porté en culée par des vérins.

Le système intégral, en particulier la dalle de transition, a été dimensionnée conformément aux indications de la thèse de Damien Dreier [2].

Celle-ci, de dimensions raisonnables compte tenu de la longueur du pont, fait 3,0 m de longueur pour un enfouissement en nez de dalle d'environ 50 cm.

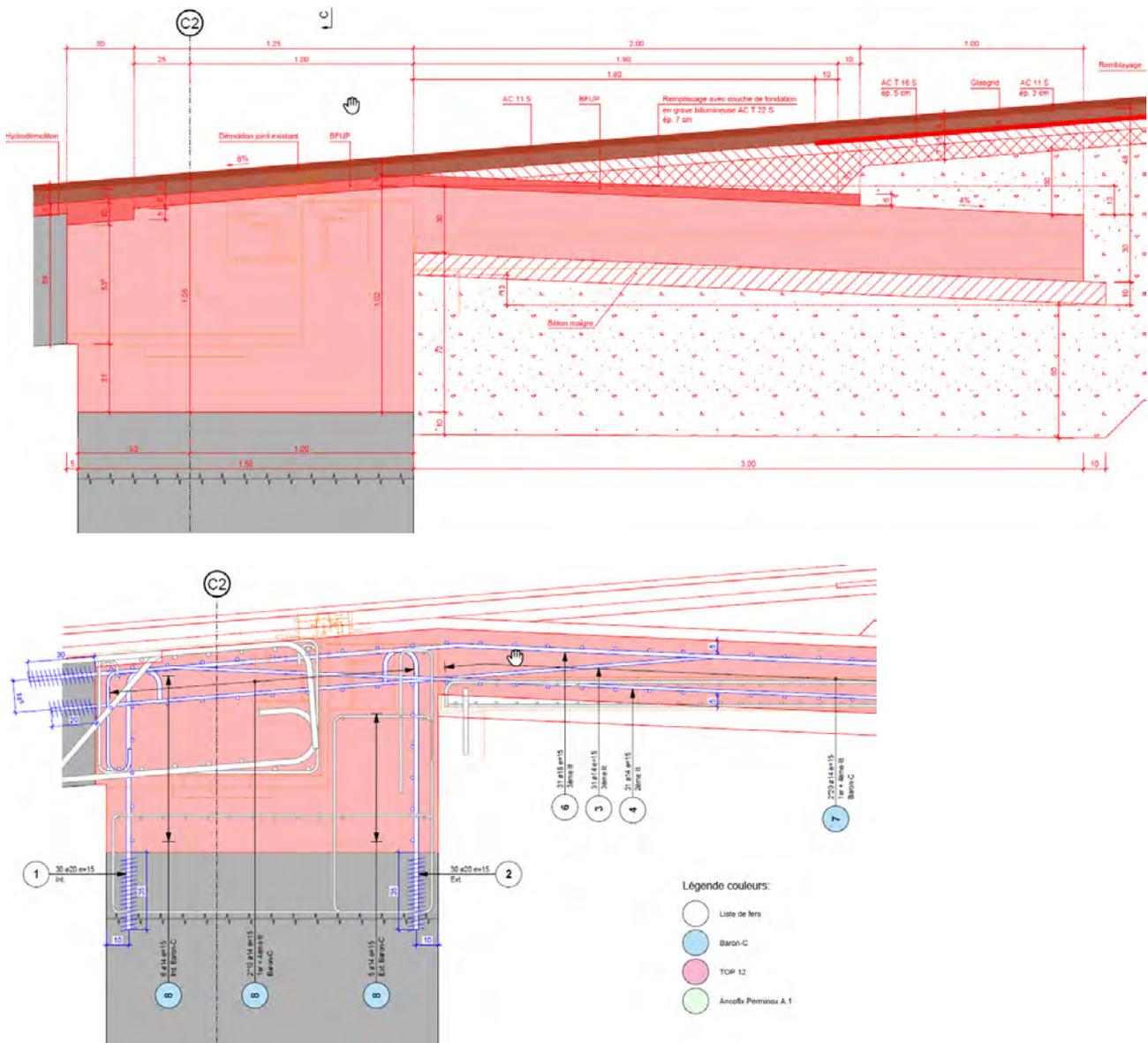


Fig. 4 : Système intégral

4.3. Propriétés du CFUP utilisé

Le CFUP utilisé est le Ductal® fourni par l'entreprise LafargeHolcim. Il s'agit d'un CFUP de la sorte UA selon [1]. Ses propriétés mécaniques sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 Propriétés mécaniques du Ductal données par le fournisseur

Propriétés	Valeur
Résistance caractéristique à la compression	150-180 MPa
Résistance caractéristique à la traction	8 MPa
Module d'élasticité	50 GPa
Coefficient de Poisson	0.2
Densité	25 kN/m ³
Eau/Liants	0.19 – 0.21
Fibres métalliques	Taux/volume env. 3.1 %

Le matériau retenu devait s'adapter aux pentes peu usuelles, allant jusqu'à 16 %. Il était donc légitimement craint que l'ouvrabilité du CFUP et son comportement plastique lors de sa mise en œuvre rende extrêmement difficile sa tenue, que ce soit pour le tablier ou le chemisage des bordures. Pour cela, il a été immédiatement exigé certaines qualités thixotropiques au matériau. Ces qualités ont été obtenues via l'ajout d'adjuvant et la gestion des quantités d'eau.

Un essai de convenance sur le chantier permettait d'optimiser les propriétés du CFUP frais et le procédé de mise en place.

Le mélange du CFUP a été fabriqué à l'aide d'une petite centrale de production disposée directement sur la chaussée de l'ouvrage. Ce choix, permet notamment de diminuer les temps de transport et d'adapter le rythme de production aux aléas de mise en place. De surcroît, il permet également d'adapter légèrement la recette en fonction des exigences souhaitées, comme cela a été nécessaire pour les bordures.

Le volume des gâchées était de 90 litres et la durée de malaxage de 10 minutes.



Fig. 5 : Centrale foraine et introduction des fibres dans le malaxeur

5. Réalisation

5.1. Chemisage des bordures

Pour être bien mis en place, en particulier sous la bordure, et adhérer correctement au support, le CFUP frais doit disposer d'une certaine fluidité. Toutefois, dans le cas présent et compte tenu de la pente longitudinale des bordures (10 %), un matériau manquant de fermeté risquerait de s'écouler et de ne tout simplement pas permettre cette exécution.

Ces exigences contradictoires quant à la consistance du CFUP frais ont conduit à choisir un mode d'exécution prévoyant un travail en plusieurs phases consécutives, soit :

- 1/ Réalisation de la partie basse de la bordure (jusqu'à -10 cm du fini) à l'aide d'un CFUP standard, fluide, permettant le remplissage de l'intrados de la bordure.
- 2/ Réalisation de la partie haute de la bordure (10 derniers cm) à l'aide d'un CFUP thixotropique.
- 3/ Talochage léger du couronnement de la bordure.
- 4/ Mise en place d'un contre-coffrage pendant 24 heures.
- 5/ Cure.

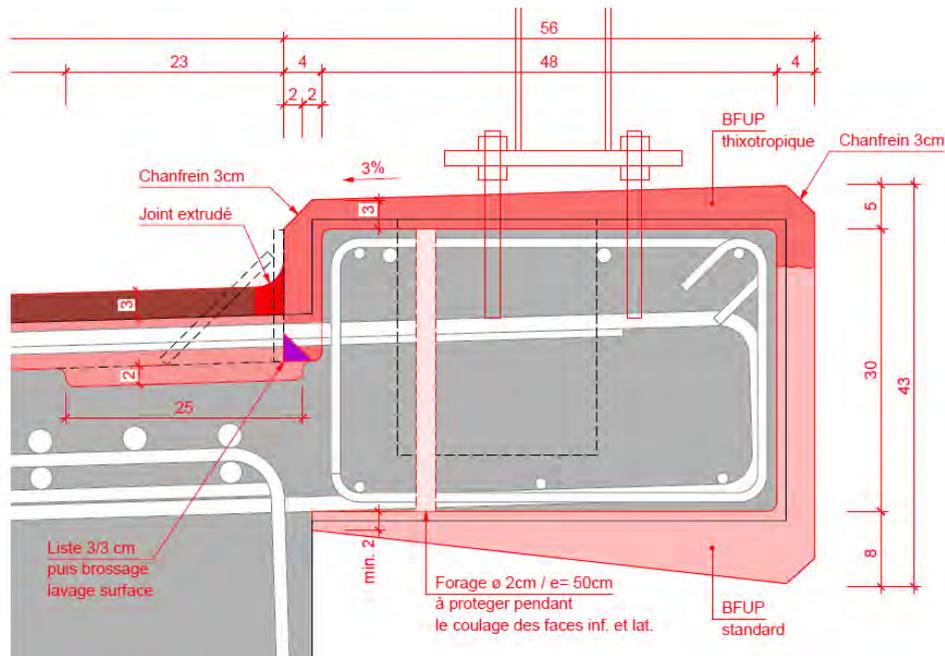


Fig. 6 : Traitement des bordures et raccordement au tablier



Fig. 7 : Réalisation du chemisage de la bordure

Les travaux ont été réalisés à la montée, depuis l'aval, par segments de bordure successifs de l'ordre de 2 m. Ce mode de faire a été confronté à la réalisation de segments tests réalisés in situ ce qui a permis d'affiner la procédure de réalisation. Le rythme de réalisation (coulage CFUP) a été de 35 m de bordure par jour.

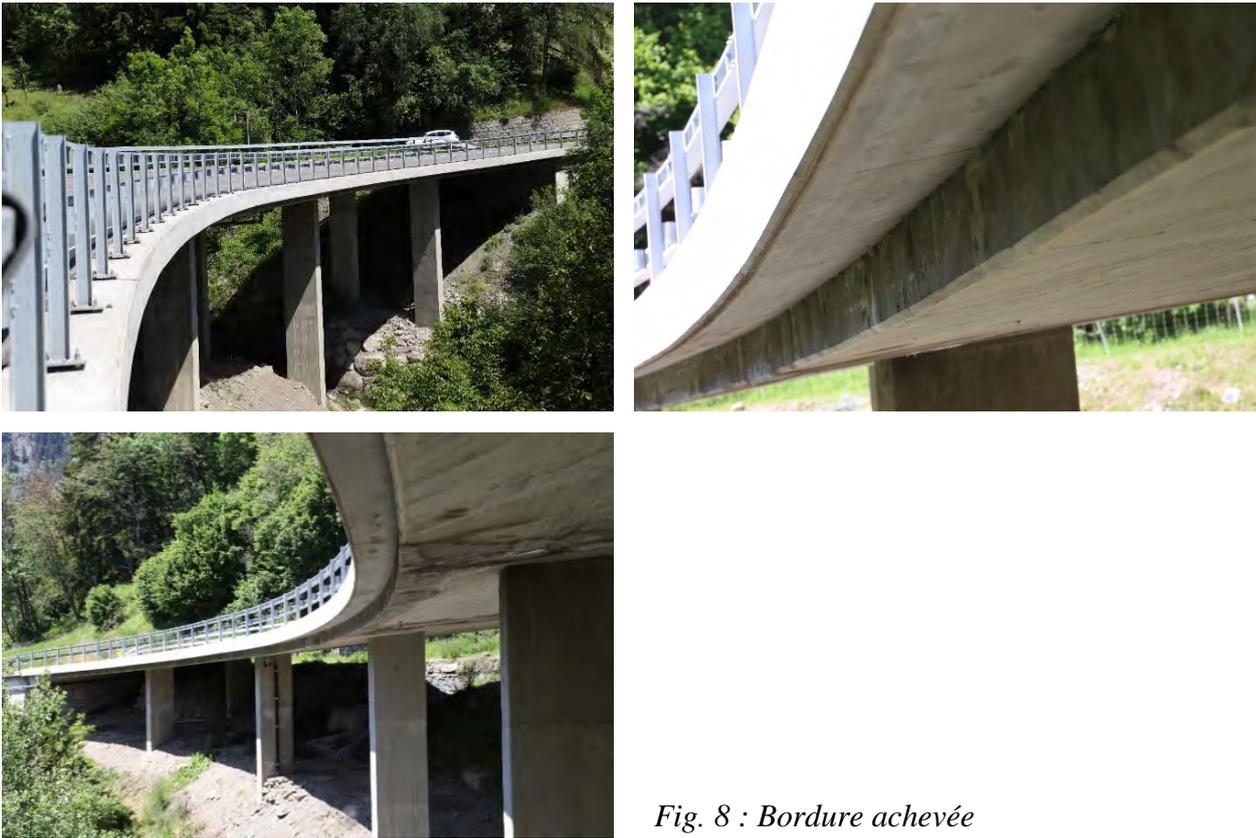


Fig. 8 : Bordure achevée

5.2. Tablier

Pour le tablier le même paradoxe que pour les bordures a été rencontré. Nécessité d'avoir un CFUP suffisamment fluide pour permettre une adhérence optimale au support et un enrobage complet des armatures et mise en place en pente pouvant localement atteindre les 18 %.

Ce défi a nécessité la réalisation de planches d'essais in situ qui ont permis un réglage extrêmement fin de la recette de sorte à ce que les objectifs contradictoires évoqués plus haut soient respectés.

Les planches d'essai devaient être suffisamment grandes pour qu'il puisse être apprécié l'effet de la pente de l'ouvrage.

Dans l'idéal, il eut été souhaité de poser le CFUP à la machine. Pour des raisons d'économie, du fait des faibles quantités à poser, il a été finalement choisi de poser le CFUP sur le tablier à la main.



Fig. 9 : Préparation du tablier et mise en place du CFUP sur le tablier

Le CFUP du tablier a été réalisé en 2 étapes d'environ 20 m³ chacune. Il a fallu quatre jours pour bétonner chacune des étapes, les joints de reprise étant réalisés selon les indications du CT SIA 2052 [1].

La répartition du CFUP est réalisée au râteau de jardinier. Afin de garantir une mise en place optimale du matériau, relativement raide, et de permettre sa mise en place en pente, une règle vibrante a également été utilisée.

Tout comme pour les bordures, la mise en place s'est faite à la montée.

La cure, d'une durée de cinq jours, a débuté immédiatement après la mise en place du CFUP (application d'une feuille plastique).



Fig. 10 : Ouvrage achevé

6. Coût

L'ensemble des travaux a coûté environ 1 000 000 CHF, soit, rapporté à la surface de roulement, environ 1 500 CHF par m². Les 70 m³ de CFUP nécessaires ont été fournis et mis en place à 2 800 CHF par m³.

7. Références

- [1] “Cahier Technique SIA 2052 : Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution”, 2016.
- [2] DREIER D. “Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux”, thèse de doctorat EPFL n°4880, Lausanne, 2010
- [3] Batimag No 10 (23 octobre 2014), “Les Bétons Fibrés Ultra-Performants, matériau du futur”, interview avec E. Brühwiler.
- [4] Norme Suisse SN EN 206-1, “Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité”, 2013
- [5] Norme Suisse SIA 261, “Actions sur les structures porteuses”, 2015.
- [6] Norme Suisse SIA 261/1, “Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires”, 2003.
- [7] Norme Suisse SIA 260, “Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses”, 2013.

- [8] Norme Suisse SIA 262, “Construction en béton”, 2013.
- [9] Norme Suisse SIA 269, “Bases pour la maintenance des structures porteuses”, 2011

Verstärkung und Abdichtung der Brücken Boli, Mettlen und Linden auf der Nationalstrasse A4 mit UHFB

Roger MÜLLER

Dipl. Bauingenieur ETH
Bundesamt für Strassen
ASTRA, Filiale Zofingen
Gesamtprojektleiter
Zofingen, AG, Schweiz

Christian SCHMUCKLE

Bauingenieur MSc EPFL
B+S AG
Bern, BE, Schweiz

Daniel HARDEGGER

Dipl. Baumeister
Implemia Schweiz AG
Zürich, ZH, Schweiz

Ursina JENNY

Dipl. phil. II
KIBAG Management AG
Tuggen, SZ, Schweiz

Patrick ZINKE

Dipl. Bauingenieur TU
B+S AG
Bern, BE, Schweiz

Zusammenfassung

Beim Erhaltungsprojekt A4 Küssnacht–Brunnen hat das ASTRA bei der Instandsetzung von drei grossen Brückenbauwerken grossflächig Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) zur Verstärkung und Abdichtung angewendet. Der UHFB wurde auf der gesamten Brückenfläche eingebaut, sodass in diesem Projekt auf eine zusätzliche Abdichtung verzichtet werden konnte. Es gibt keine pauschalen Aussagen, wann der Einsatz von UHFB die Bestvariante ist. Der Einsatz von UHFB in der Instandsetzung muss projektbezogen geprüft werden. Bei der Beschaffung der Unternehmung ist der Tatsache, dass die Erfahrungen mit dem Baustoff noch nicht sehr gross sind, gebührend Rechnung zu tragen. Dazu wurden Probeeinbauten an 1:1-Modellen ausgeschrieben und durchgeführt. Die Herausforderung für die ausführende Unternehmung ist die optimale Abstimmung von der Produktion des UHFB, über den Transport, das Einbringen bis zur Nachbehandlung bei unterschiedlichen Witterungsbedingungen.

Keywords: Abdichtung, Verstärkung, maschineller Einbau UHFB, Nationalstrasse, Brückenbau, Betoninstandsetzung

1. Ausgangslage und Projektübersicht EP A4 Küssnacht-Brunnen

Die Nationalstrasse A4 führt von der Landesgrenze Deutschland (Grenzübergang Barga) via Schaffhausen, Winterthur und Zürich nach Altdorf, wo sie an die Nationalstrasse N02 (Basel–Chiasso) anschliesst. Sie ist damit ein wichtiger Teil der Schweizer Nord-Süd-Verbindung, welche im weiteren Verlauf durch den Gotthardtunnel in Richtung Tessin und Italien führt.

Beim Erhaltungsprojekt Küssnacht–Brunnen handelt es sich um einen rund 20 Kilometer langen Abschnitt zwischen dem Anschluss Küssnacht und dem Mositunnel, kurz nach dem Anschluss Brunnen. Dieser Abschnitt wurde in verschiedenen Losen vorwiegend in den 1970er-Jahren erstellt und zwischen 1976 und 1981 in Betrieb genommen. Aufgrund des fortgeschrittenen Alters und der Bauwerkszustände wird dieser Streckenabschnitt saniert und ertüchtigt. Weiter werden die Sicherheit und der Lärmschutz erhöht. Das Erhaltungsprojekt ist in vier Abschnitte von je rund 5 Kilometern Länge unterteilt. Kürzlich (2017-2019) wurden die Instandsetzungsarbeiten im Abschnitt 2 zwischen dem Viertelanschluss Arth und dem Anschluss Goldau abgeschlossen. Ab der zweiten Hälfte 2019 bis Ende 2020 wird die Strecke zwischen dem Anschluss Schwyz und dem Nordportal Mositunnel

(Abschnitt 4), im 2021 der Abschnitt 3 zwischen den Anschlüssen Goldau und Schwyz und schliesslich im Jahr 2022 der Abschnitt 1 zwischen Anschluss Küsnacht und Viertelanschluss Arth instandgesetzt. Aufgrund der topographischen Lage befinden sich viele Kunstbauten (Brücken und Stützmauern) in diesen Abschnitten. Gemeinsam an diesen Brückenbauwerken ist, dass diese richtungsgetreunt sind und keine Pannenstreifen vorhanden sind. Die nutzbare Strassenbreite pro Fahrtrichtung beträgt 8.90 Meter. Für eine wirtschaftliche Instandsetzung dieser Brücken sind Spurabbauten erforderlich, was im vorliegenden Fall mit der aktuellen Verkehrsbelastung (DTV ca. 27'000 Fahrzeuge) gerade (noch) möglich ist.



Abbildung 1: Übersichtskarte EP KüBru [1]

Die Gesamtkosten des Erhaltungsprojekts betragen rund 240 Millionen CHF. Die Baukosten für die kürzlich abgeschlossenen Instandsetzungsarbeiten im Abschnitt 2 betragen rund 60 Mio. CHF. Die Projektierung und Bauleitung erfolgt in diesem Abschnitt durch die Ingenieurgemeinschaft A4SZ, bestehend aus den Ingenieurbüros Jauslin Stebler AG (Federführung), Locher Ingenieure AG und B+S AG. Die Bauherrenunterstützung und die externe Oberbauleitung erfolgt durch Gähler und Partner AG. Die Bauarbeiten im Abschnitt 2 werden durch die ARGE N4 EP KüBru durchgeführt, bestehend aus den Firmen Implenia Schweiz AG (Federführung), PORR Suisse AG und Cellere Bau AG. Es erfolgten Instandsetzungsarbeiten am Trassee, an zwei Tunneln und mehreren Kunstbauten. Bei den Kunstbauten stellten sich die drei baugleichen Brücken Boli, Mettlen und Linden bereits ab der Projektierungsphase als Herausforderung dar. Der Zustand zeigte statische Defizite auf. Daraus resultierte ein erheblicher Instandsetzungsbedarf mit Verstärkungsmassnahmen. Bei diesen drei Brücken wurde UHFB zur Instandsetzung, Verstärkung und Abdichtung eingesetzt.

2. Brücken Boli, Mettlen und Linden

2.1. Grundlagen der Konstruktion

Die drei Brücken Boli, Mettlen und Linden wurden zwischen 1974 und 1976 als richtungsgetreunte beinahe baugleiche Brücken, als Ergebnis eines Projektwettbewerbs, realisiert. Die Unterschiede finden sich in der unterschiedlichen Anzahl Brückenfelder (3 bis 13) und den unterschiedlichen Spannweiten der einzelnen Felder zwischen 38 und 42 Metern. Daraus ergaben sich Brückenlängen von 122 bis 536 Meter. Die rund 2.5 Meter hohen vorgespannten Brückenlängsträger wurden vor Ort vorfabriziert und haben eine Stegbreite von nur 18 Zentimetern. Unter Berücksichtigung des

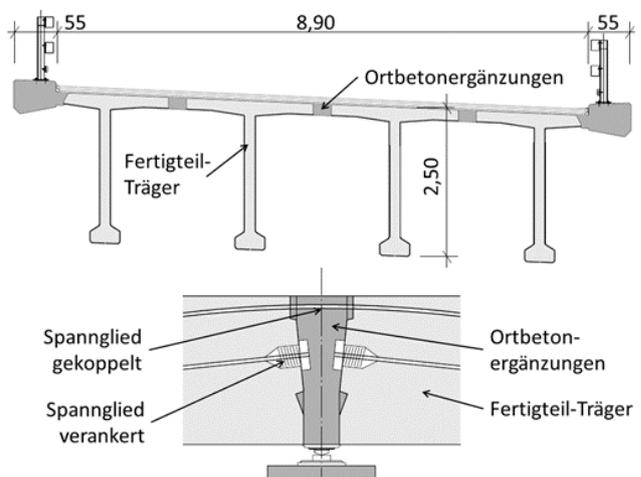


Abbildung 2: Überbauquerschnitt (oben) und Längsschnitt im Stützenbereich (unten) [2]

Platzbedarfs für das Hüllrohr der Vorspannung mit einem Durchmesser von 10 Zentimetern und der Bügel- sowie der konstruktiven Längsbewehrung im Steg, resultierte – aus heutiger Sicht – wenig Überdeckungsбетон.

Der Brückenquerschnitt wird jeweils aus 4 «zusammengefügt» Längsträgern gebildet. Die Verbindung der Längsträger erfolgt durch Ortsbetonergänzungen zwischen den Flanschen. Die Konsolen wurden in Ortsbeton direkt an die äusseren Flansche der Fertigbetonträger betoniert. Eine zusätzliche Ortbetonplatte oberhalb der Fertigbetonträger gibt es nicht.

In Längsrichtung erfolgt der Zusammenschluss zu einem Durchlaufträgersystem durch Ortbetonquerträger. Von den zwei pro Fertigteilträger enthaltenen Spanngliedern wurde jeweils eines im Stützenbereich mit dem Spannglied aus dem benachbarten Feld gekoppelt. Die durchlaufende Bewehrung besteht nur aus einem Vorspannkabel und aus den Fertigteilträgern ragenden Bewehrungsschlaufen. In Querrichtung sind die einzigen Verbindungen die Bewehrungsschlaufen im Bereich der Ortsbetonfugen sowie die in Ortbeton erstellten Feldquerträger. Die Oberfläche des tragenden Betonquerschnitts entspricht der Oberfläche der Längsträger, auf welche direkt die Abdichtung und der Belag eingebracht wurden.

Die Stützhöhe ist variabel zwischen 10 und 30 Metern.

2.2. Bauwerkszustand

Die Resultate der Zustandserfassung und zusätzlicher materialtechnologischer Untersuchungen (Chloridprofile, Potentialfeldmessungen, etc.) bildeten die Grundlage für die Ermittlung des Instandsetzungsbedarfs. Es wurde ein grosses Ausmass von chloridbedingten Korrosionsschäden festgestellt. Der Zustand der Konsolköpfe war beinahe durchgehend schadhaft. Die Einwirkung von tausalzhaltigem Wasser und Sprühnebel führte zu massiven Korrosionsschäden und als Folge davon zu grossflächigen Betonabplatzungen.

Die lokal schadhafte, unterläufige Brückenabdichtung und die undichte Arbeitsfuge zwischen Konsolkopf und den vorgefertigten Betonlängsträgern führten zu Schäden an der Untersicht und an den Längsträgern. Durch die zu kurz ausgebildeten Belagsentwässerungsröhrchen sowie die undichten Anschlüsse der Entwässerungsleitungen gelangte chloridhaltiges Wasser an die Längsträger. Typischerweise führte dies zu Wasserläufen an den Stegen und verursachte Korrosionsschäden (*Abbildung 4*). Oft endete der «Wasserlauf» nicht am Fuss des Steges, sondern setzte sich auf der Unterseite des Flansches, bedingt durch die Längsneigung der Brücken, fort und führte in diesen Bereichen zu weiteren Schäden (*Abbildung 3*). Am Bewehrungsstahl waren Korrosionsschäden bis zum Korrosionsgrad 4 mit grossflächigen Betonabplatzungen feststellbar. Die festgestellten Querschnittverluste waren bei der Bügelbewehrung bis zu 20 %, bis zu 50 % bei der Längsbewehrung und bei den Spannkabeln bis zu 4 %.



Abbildung 3: Betonabplatzungen



Abbildung 4: Fliessspur am Längsträgersteg

2.3. Instandsetzungskonzept

Die statische Nachrechnung erfolgte auf Basis der SIA Normen 269 [3]. Die Überprüfung erfolgte mit aktualisierten Einwirkungen gemäss der SIA 269/1 [4] und aktualisierten Baustoffkennwerten gemäss SIA 269/2 [5]. Bereits ohne Berücksichtigung der festgestellten Schäden (Querschnittsverluste) konnten weder bei der Biegung, noch beim Schub eine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen werden. Durch die aufgetretenen Schäden wurden die geforderten

Endfeld Randträger: Querkrafttragfähigkeit (Verkehr SIA 269)

	x=	2.5 m	4 m	8 m	20 m	32 m	36 m	37.5 m	Tragsicherheitsfaktor
V1) Träger 100 % intakt		Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	> 1.00
V2) Spannglieder 95 %		Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	0.90 - 0.99
V3) Längsbewehrung 50 %		Green	Red	Red	Green	Red	Green	Green	0.80 - 0.89
V4) Längsbewehrung 0 %		Yellow	0.51	Red	Green	Red	Red	Green	0.70 - 0.79
V5) Schubbewehrung 50 %		Red	0.38	0.52	Green	0.43	0.59	Yellow	< 0.70
V6) Red. Druckstrebenbreite		*	*	*	*	*	*	*	kein Einfluss

Abbildung 5: Tragsicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Schadensbilder

Tragsicherheitswerte teilweise deutlich unterschritten.

Zur Ermittlung der Verstärkungsmassnahmen der Fertigteilbetonträger wurden sechs Varianten (teilweise mit Untervarianten) untersucht. Insbesondere in Bereichen mit grosser Stützhöhe war für die Bestvariante massgebend, dass diese ohne Abstützungen der Träger im Bauzustand auskommt. Daraus ergibt sich die Randbedingung, dass der Abtrag von schadhaftem Beton soweit begrenzt werden muss, dass die Tragsicherheit im Bauzustand jederzeit gewährleistet ist.

Aus diesen Randbedingungen wurde folgendes Instandsetzungskonzept umgesetzt:

Lokale Instandsetzung der kritischen Stellen mit Zustandsklasse (ZK) 5 der Längsträger mit UHFB Sorte UA gemäss [6] ohne Strassenverkehr und ohne Instandsetzungsarbeiten im Fahrbahnbereich in

möglichst kurzer Zeit (2017). Die instand zusetzenden Stellen wurden aufgrund visueller und materialtechnologischer Kriterien (grosse Abplatzungen, Korrosion der Bewehrung) sowie vollflächiger Potentialfeldmessungen festgelegt.

Die Verstärkungen im Fahrbahnbereich (vollflächig mit UHFB Sorte UA gemäss [6]) und der Ersatz Konsolköpfe sowie die lokale Instandsetzung der schadhafte Stellen mit ZK 4 an den Längsträgern erfolgten 2018 und 2019, ebenso der Ersatz/Ergänzung der Brückenlager, sodass neu alle Träger direkt gelagert sind. Da weitere Eingriffe bei den Trägern aus den Randbedingungen nicht möglich waren und um das Fortschreiten der Schäden der Zustandsklassen ZK3 und ZK4 zu stoppen, wurde ein kathodischer Korrosionsschutz (KKS) angebracht.

Die Bemessung der Verstärkung mit UHFB erfolgte nach dem SIA Merkblatt 2052 [6]. Als mittlere Zugfestigkeit wurden in der Modellierung 7.2 N/mm^2 berücksichtigt. Durch die im Stützenbereich stark bewehrte UHFB-Schicht (vgl. Kapitel Ausführungsdetails) kann ein höherer Biege- und Torsionswiderstand in Längsrichtung erreicht werden (Momentenumlagerung vom Feld in den Stützenbereich bei Erreichen des plastischen Querschnittswiderstands im Feld). Die Verstärkung der Endfelder erfolgt konventionell (CFK-Lamellen, Schubverstärkungen).

Das Instandsetzungskonzept und die Verstärkung mit UHFB beruhen auf einer Machbarkeitsstudie von Prof. Brühwiler, ETH Lausanne (EPFL), welcher die Ausführung begleitete.

3. Ausführungsdetails

3.1. Instandsetzung Längsträger

Die Instandsetzung der ZK5-Stellen an den Längsträgern erfolgte mit einem SCC-UHFB. Dazu wurde bei den vorgängig bestimmten Stellen in Etappen (Fuss und Steg getrennt) mittels HDW der bestehende Beton bis ca. 1 bis 2 Zentimeter hinter die Bewehrung abgetragen. Wo nötig wurde die Bewehrung ergänzt oder das Vorspannkabel lokal neu geschützt. Anschliessend wurde der UHFB durch eine Bohrung in der Fahrbahnplatte direkt in die Schalung eingebracht.

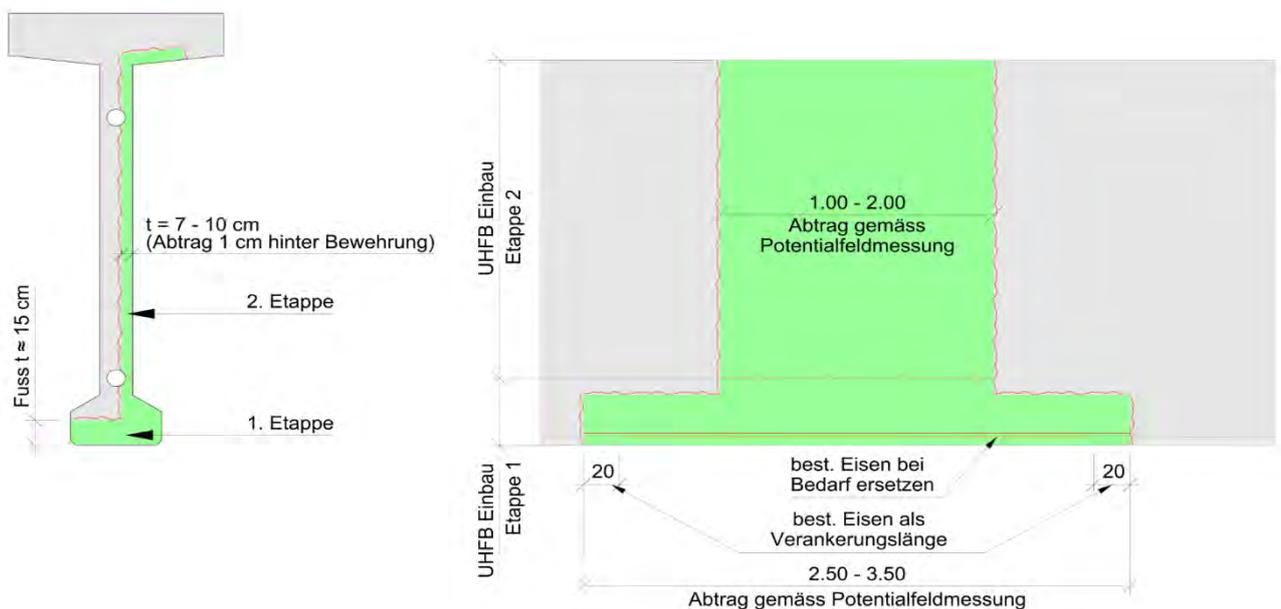


Abbildung 6: UHFB-Reprofilierung am Längsträger im Schnitt und in der Ansicht

3.2. Brückenaufbau

Der neue Brückenaufbau unterscheidet sich zwischen Feld- und Stützenbereich. Im Bereich der Stützen wurde nach dem HDW-Abtrag von rund 5 Zentimetern bestehendem Beton der UHFB auf einer Länge von 10 Metern flächig mit einer Stärke von 10 Zentimetern eingebaut. In diesem Bereich

wurde insbesondere eine starke Bewehrung in Längsrichtung (2 * Durchmesser 20 mm im Abstand von 100 mm) eingebaut (*Abbildung 7*).

Im Feldbereich wurden mindestens 4.5 Zentimeter UHFB eingebaut. Hier wurde die bestehende Betonoberfläche nur aufgeraut und eine konstruktive Bewehrung verlegt.

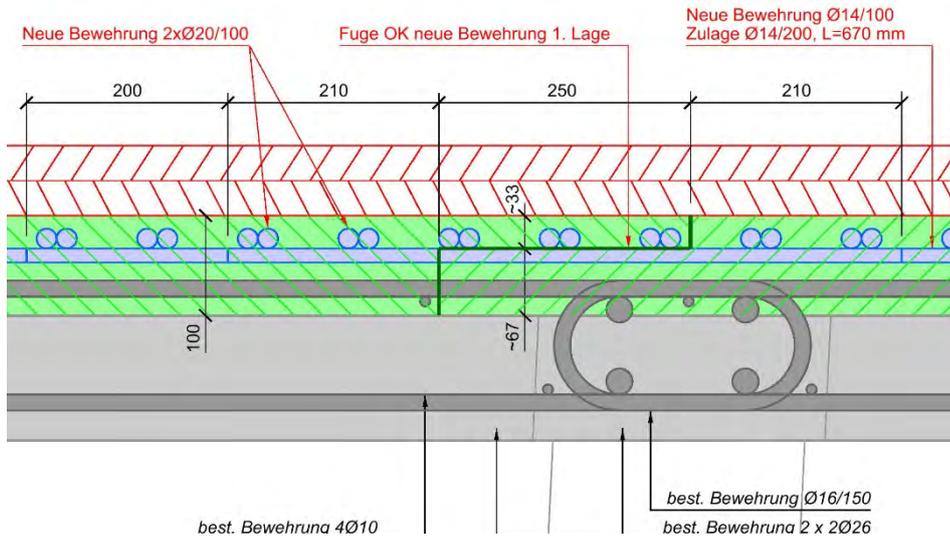


Abbildung 7: Querschnitt: UHFB-Verstärkung im Stützenbereich

3.3. Abdichtung

Auf eine herkömmliche Brückenabdichtung wurde aufgrund der Eigenschaften des UHFB in diesem Projekt verzichtet. Im Vorfeld wurden Untersuchungen zur Dampfdichtigkeit durchgeführt und es konnte aufgezeigt werden, dass der UHFB dampfdiffusionshemmend ist. Weitere Versuche wurden an aus dem 1:1-Modell der Vorversuche entnommenen Probestücken durchgeführt. Dabei konnten mittels zyklischen Klimaversuchen keine Blasenbildung am Belag erzeugt werden. *Abbildung 8* zeigt den Vergleich des gewählten Aufbaus mit einem konventionellen Brückenaufbau mit klassischer Abdichtung.

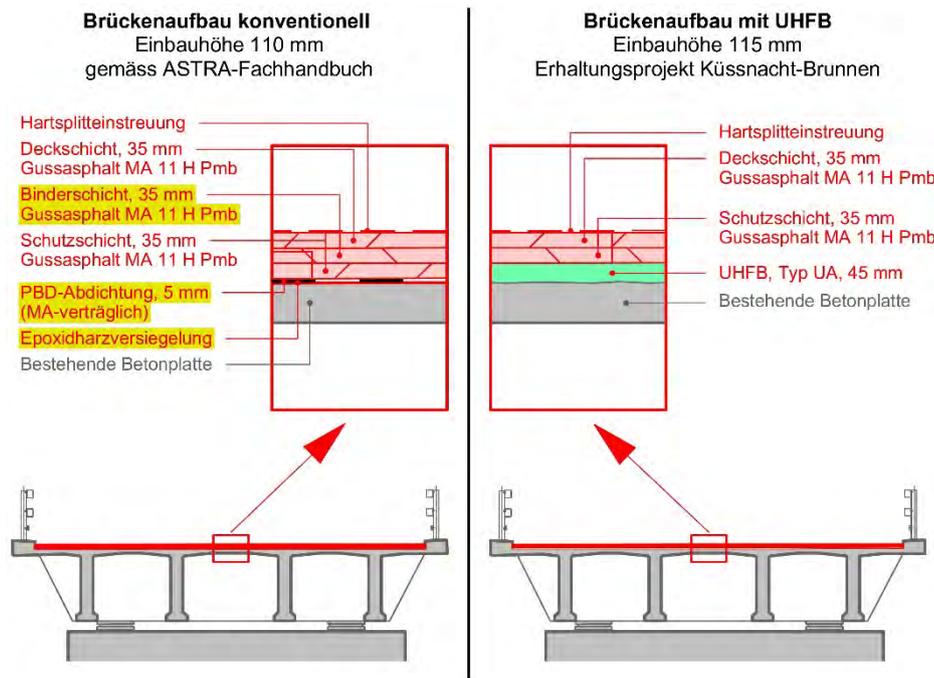


Abbildung 8: Vergleich konventioneller Aufbau mit Abdichtung (links) mit ausgeführtem Aufbau mit UHFB (rechts)

4. Entwicklung Material und Inventar

Ab Auftragserteilung Anfang 2017 begann der Unternehmer mit der AVOR für den UHFB-Einbau. Der erste Fixtermin war der durch den Bauherrn vorgegebene Probeeinbau im September 2017. Es wurde bereits in der Ausschreibung vorgegeben, dass dieselben Gerätschaften (Gleitschalungsfertiger [GSF]) wie im Projekt im 2018 und 2019 vorgesehen, eingesetzt werden und der UHFB ab der definitiven Anlage geliefert werden musste.

4.1. Einbaufertiger und Mischanlage

Im Zeitraum zwischen Mitte Februar bis Ende März 2017 mussten diverse theoretische Parameter bestimmt werden:

- Einbau mit GSF
 - Geschwindigkeit (Erfahrung aus dem Betonstrassenbau)
 - Steuerung des GSF mittels 3D-Vermessung
 - Entwicklung der Bohle und das Vibrationssystem
- Produktionsanlage
 - Stundenleistung der Anlage in Abhängigkeit zur Geschwindigkeit des GSF
 - Mischzeiten (Annahme 12 bis 15 Minuten)
 - Beschickung der Grundmaterialien in einem geschlossenen Kreislauf
 - Anlage mit zwei parallelen, voneinander unabhängigen Mischanlagen, damit bei einem Ausfall eines Mixers der Einbau auf der Baustelle weitergehen kann
- Produkteentwicklung UHFB (s. 4.2)
 - Anforderungen gemäss SIA Merkblatt 2052 [6]

Die Zeit dafür war eng bemessen. Aus diesem Grund wurde ein Modell-Gleitschalungsfertiger für die Parameterbestimmung des neu zu beschaffenden GSF gebaut und die Spezialisten planten die UHFB-Produktionsanlage.

Anhand der Vorversuche mit dem Modelfertiger wurden die notwendigen Parameter für die Bestellung des neuen GSF bestimmt. Aus den Etappenlängen des Projektes ergab sich eine benötigte Stundenleistung der mobilen Baustoffanlage von min. 12 m³/h. Als Ziel wurde aber eine Stundenleistung von min. 16 m³/h gesetzt, damit genügend Reserve vorhanden ist. So konnte garantiert werden, dass immer genügend UHFB vor dem Fertiger liegt, was zu einer homogenen Oberfläche führte.



Abbildung 9: Modell-GSF "Gomacolino"

Mitte April 2017 wurden die Bestellungen in die Industrie getätigt. Somit blieben vier Monate für die Produktion der Mischanlage und den Bau des GSFs. Dank der guten Zusammenarbeit mit den Industriepartnern konnte der sportliche Zeitplan eingehalten und ab Anfangs September die ersten Vorversuche des Unternehmers durchgeführt werden.

4.2. Entwicklung des UHFB

Zum Zeitpunkt des Projektstarts gab es zwei UHFB-Produkte auf dem Markt, die die Anforderungen an einen UHFB der Sorte UA erfüllten. Umgehend fanden erste Abklärungen zur Entwicklung eines eigenen UHFB statt. Die Idee war, diesen Baustoff möglichst optimal auf die spezifischen Herausforderungen dieses Projektes abzustimmen und so die ganze Produktionskette (Materialbeschaffung, Produktion, Transporte, Applikation, Nachbehandlung etc.) aus einer Hand anbieten zu können. Dazu arbeiteten die Implenia Schweiz AG und die Kibag AG Baustoffe eng zusammen. Nach ersten "Testversuchen" im Labor erwies sich dies als sportliches Ziel. Die Mischzeiten betragen > 30 min, das frische Material war kaum in die Prüfkörper einzubringen und es traten grosse Schwankungen bei den Prüfwerten auf (Abbildung 10, Abbildung 11).



Abbildung 10: Frisch-UHFB mit zäher Konsistenz

Legende:

f_{Ute} : elastische Grenzzugfestigkeit
 E_U : Elastizitätsmodul

f_{Um} : Zugfestigkeit
 ϵ_{Um} : Dehnung bei max. Spannung

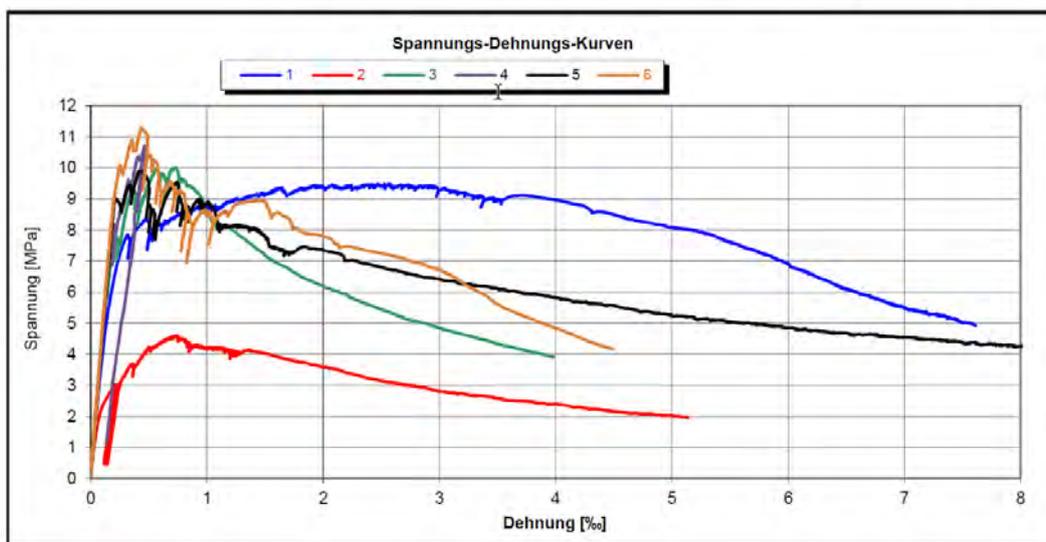


Abbildung 11: Spannungs-Dehnungs-Kurven erste Versuche

Es wurden verschiedene Zemente, Sande und Zusatzmittel in unterschiedlichen Zusammensetzungen getestet, bis ein verarbeitbares und konstantes Produkt erreicht werden konnte, welches die hohen Anforderungen des SIA Merkblattes 2052 [6] für das geforderte Produkt UA erfüllte. Dieses erhielt den Namen "ahadur".

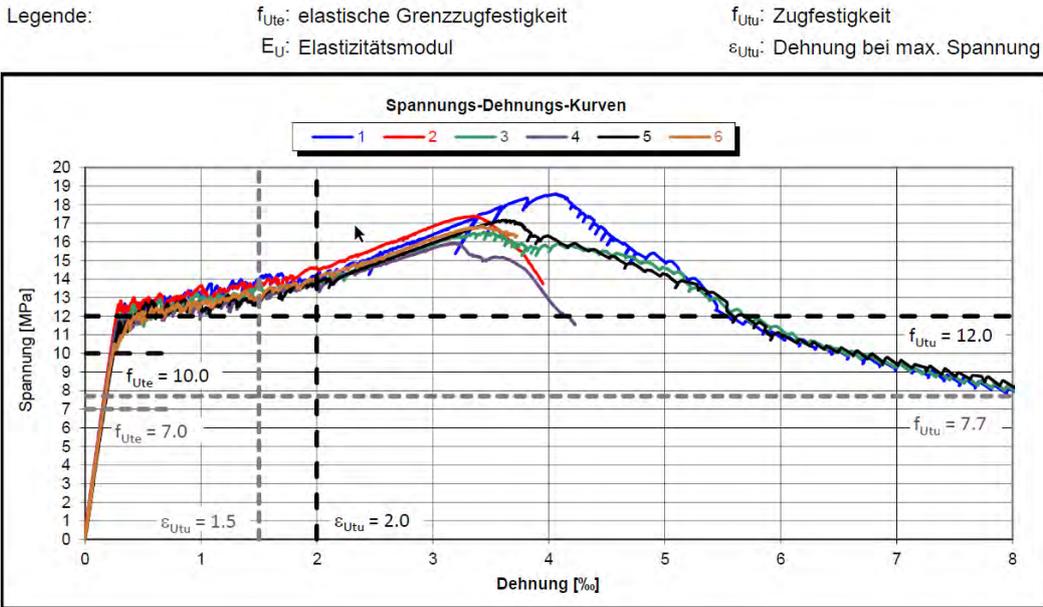


Abbildung 12: Spannungs-Dehnungs-Kurven UHFB "ahadur"

4.3. Probeinbau

Die Anwendung von UHFB nahm in den letzten Jahren stetig zu. Insbesondere aber der flächige Einbau in grossen Etappen ist noch nicht weit verbreitet. Aus diesem Grund hatte sich das ASTRA entschieden, für beide UHFB-Anwendungen im Projekt einen Probeinbau durchführen zu lassen. Dieser wurde bereits im Projekt geplant und entsprechend ausgeschrieben. Ab Mitte September 2017 wurde der Probeinbau durchgeführt. Dafür wurde eigens der Brückenquerschnitt auf einer Länge von 40 Metern nachgebaut. Längs- wie Quergefälle entsprachen der reellen Situation auf den Brücken und auch die Etappierungen in Längs- und Querrichtung erfolgten wie beim späteren Einbau.



Abbildung 13: Probeinbau

Nebst den Anforderungen betreffend Dauerhaftigkeit ist für den maschinellen Einbau die Gewährleistung der Überdeckung entscheidend, um ein Einhängen des Fertigers (resp. der Flaschenrüttler) an der Bewehrung und ein daraus resultierendes Verschieben zu verhindern. Tendenziell ist die Überdeckung eher grösser als vom SIA Merkblatt 2052 [6] vorgeschlagen zu wählen (20 – 25 mm), was zu höheren Schichtstärken als für die Abdichtungs- und Verstärkungsfunktion notwendig führen kann. Ebenso wichtig sind eine genaue Vorbereitung des Untergrunds (Abtrag von Unebenheiten, Aufräumen etc.) sowie ein genaues Verlegen der Bewehrung, damit das eingebaute Volumen an UHFB optimiert werden kann.

Nach dem erfolgreichen Probeinbau wurden alle Parameter noch einmal zusammengestellt, analysiert und ausgewertet. Aus diesen Schlussfolgerungen wurden weitere Verbesserungen über den Winter 2017/2018 umgesetzt und der definitive Einbau vorbereitet.

5. Monitoring

Da Langzeiterfahrungen zur Dichtigkeit einer UHFB-Schicht noch kaum vorhanden sind, hat das ASTRA entschieden, zur Überwachung der abdichtenden Funktion des UHFB im Rahmen des Projekts ein Monitoring-System zu installieren. Dazu wurden vor dem UHFB-Einbau Sonden in den

bestehenden Beton versetzt. Diese messen die elektrische Leitfähigkeit des umgebenden Materials und geben so Aufschluss über allfällige Wasserzutritte. Als Referenz wurden auch Sonden unter einem konventionell abgedichteten Bereich der UHFB-Schicht versetzt.

Die Sonden können via Mobilfunknetz ausgelesen werden. Die langlebigen Batterien (5 bis 10 Jahre) können während der normalen Begehungen resp. Inspektionen der Brücken ausgetauscht werden.

6. Baustoff UHFB in der Praxis

6.1. Beschaffung Grundmaterialien und Herstellung

Die Beschaffung der Grundmaterialien benötigte einen Vorlauf von 3 bis 8 Wochen. Dies bedingte eine optimale Planung, um immer genügend Rohmaterial für die Einbautappen in Reserve zu haben. Da die Anlage inmitten der Baustelle in der Nähe der Einbauorte aufgebaut wurde, ergaben sich Schnittstellen mit den übrigen Arbeiten. Dies konnte mit Anlieferungen an Randzeiten gelöst werden. Die Nähe zwischen Mischanlage und Einbauort war aber sehr vorteilhaft. Die Reaktionszeiten waren kurz und Rezepturkorrekturen in Absprache zwischen Polier und Produktionsmaschinisten kurzfristig möglich. Die Produktion des UHFB war mehrheitlich unproblematisch. Durch die Feinheit der Einzelkomponenten kam es teilweise zu Verstopfungen in den Förderanlagen zum Mischer. Mit speziellen Einrichtungen an den Förderschnecken und den Waagen konnten diese Schwierigkeiten ausgeräumt werden.

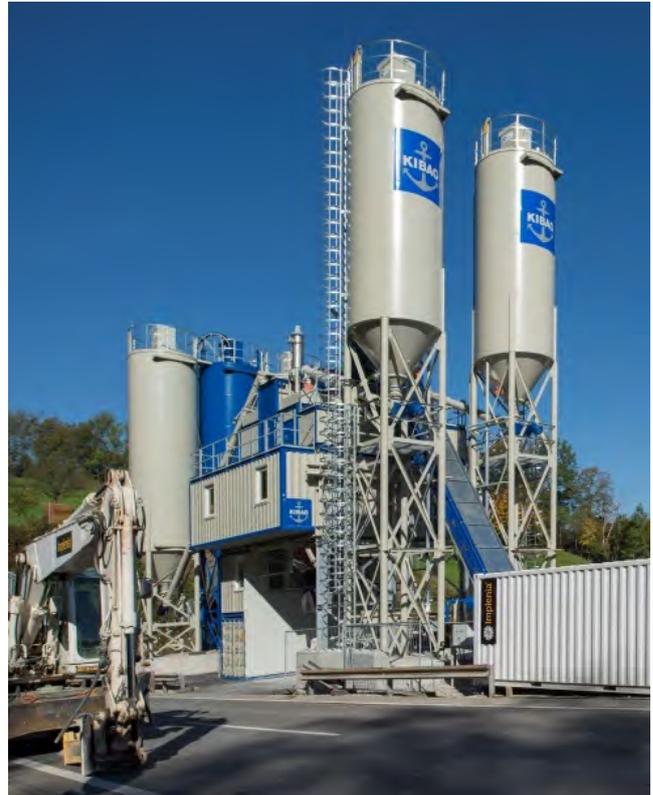


Abbildung 14: Semi-mobile Mischanlage

6.2. Zwischentransport Mischanlage – Verwendungsort – Umschlag vor Einbaumaschine

Der verwendete UHFB wies ein thixotropes Verhalten auf, daher waren herkömmliche Fahrmischer nicht geeignet. Für den Zwischentransport wurden Silowagen verwendet, welche beim Entleeren der Mulde vibrieren konnten und so nur wenige Restbaustoffe im Transportmittel verblieben.



Abbildung 15: Zwischentransport mit Silowagen

Der Umschlag auf der Baustelle erfolgte mit einem Hydraulikbagger und Betonkübel. Mit dem Kübel konnte der UHFB gezielt vor dem Einbaufertiger verteilt werden.



Abbildung 16: Verteilen Frisch-UHFB mit Betonkübel

6.3. Einbau mit Gleitschalungsfertiger

Auf den Brücken Boli, Mettlen und Linden wurde eine Gesamtfläche von ca. 17'500 m² appliziert. Die Tagesetappen wurden je nach Brückenlänge zwischen 550 bis 900 m² (40 bis 60 m³) gewählt. Die Längsfuge wurde mit Spezialblechen geschalt (Detail gemäss [6], Figur 11). Parallel zu den Schalarbeiten wurde die Armierung verlegt. Die Betonoberfläche wurde 24 h gewässert und nass gehalten.

Tagesablauf eines Einbaus:

- Betonoberfläche mattfeucht halten (auch während des gesamten Einbaus)
- 06:00 Uhr; Einrichten des Gleitschalungsfertiger mit 3D-Vermessung
- 06:15 Uhr; Bereitstellen des Nachlaufwagens (Nachbehandlung) und des restlichen Inventars
- 06:30 Uhr; Produktionsbeginn
- 06:50 bis ca. 11:00 Uhr; Einbau des UHFB, Abdecken des UHFB mittels Plastikfolie
- Ausfahren des Gleitschalungsfertiger
- Finisharbeiten beim Fugenübergang
- 11:30 bis 13:30 Uhr Reinigung des Inventars
- Ab 14:00 Uhr Inventar verschieben für nächsten Einbautag
- Ab 15:00 Uhr Abdecken der Oberfläche mit Thermomatten

Aufgrund des Einbaus im Juni und Juli 2018 und den zu erwartenden hohen Temperaturen wurden bereits vorgängig bei der EMPA zusätzliche Versuche mit verschiedenen Baustofftemperaturen (20°C bis 40°C) durchgeführt. Diese dienten dazu, die Rezeptur des UHFB resp. die Konsistenz des Frisch-UHFB an die Umgebungstemperatur anzupassen und einen optimalen Einbau zu ermöglichen. Als weitere Massnahme zur Qualitätssicherung wurde mit dem Einbau bereits um 04:00 begonnen, so konnte ein vorzeitiges Austrocknen verhindert werden.



Abbildung 17: Abdecken UHFB mit Folien

6.4. Verarbeitbarkeit

Zur Kontrolle der Verarbeitbarkeit des UHFB wurde bei jedem LKW das Setzflussmass gemessen. Dies gab den Beteiligten die Sicherheit, dass der UHFB ohne Probleme eingebaut werden konnte und ermöglichte ein Anpassen der Rezeptur vor allem bei grossen Temperaturunterschieden im Verlaufe des Tages.

6.5. Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung wurde nach dem SIA Merkblatt 2052 [6] Anhang B ausgeführt, was sich bewährt hat. Die Resultate aus der Erst- und Eignungsprüfung bestätigten sich beim Einbau weitgehend. Das Produkt konnte sehr homogen produziert, transportiert und auch eingebaut werden.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Der Einsatz von UHFB zur Instandsetzung und Verstärkung von Brücken hat sich für dieses Projekt bewährt. Durch eine vorausschauende Vorgehensweise bereits in der Ausschreibung (z.B. Definition Probeeinbau) konnten durch die Bauherrschaft und den Projektverfasser Rahmenbedingungen gesetzt werden, die es dem Unternehmer erlaubten, die Planung des gesamten UHFB-Einbaus beizeiten aufzugleisen. Dazu wurde auch der Baustofflieferant früh in das Projekt integriert, womit die Entwicklung optimierter Produktionsanlagen und des UHFB-Produkts an sich erst möglich wurde. Für die ausführende Unternehmung war es von grosser Wichtigkeit, dass der gesamte UHFB-Prozess auf das Projekt abgestimmt wurde. Eine enge Abstimmung zwischen Baustoffwerk, Zwischentransport und Applikation war zwingend. Aufgrund der eingebauten Mengen hat sich die Errichtung einer autonomen Mischanlage vor Ort bewährt. Während der Ausführung wurden im gesamten Prozess ständig Optimierungen vorgenommen und es konnten wertvolle Erfahrungen auch für weitere Projekte gesammelt werden.

Die Qualitätsnachweise wurden nach dem SIA Merkblatt 2052 [6] ausgeführt, was sich grundsätzlich bewährt hat. Es stellt sich hier aber die Frage, ob allenfalls neue kurze Überprüfungen (1d, 7d etc.) sinnvoller wären, da die gemessenen Werte zu spät Aufschluss über die Qualität des UHFB geben. Ebenfalls kann für die Zukunft auch eine Qualitätsüberwachung anhand der Produktionsdaten angedacht werden. Die Einbaufähigkeit des UHFB kann anhand des Setzflussmasses vor Ort geprüft werden; weitere Prüfungen am Einbauort würden sich grundsätzlich mit einer Überwachung der Produktionsdaten erübrigen. In einer nächsten Überarbeitung des SIA Merkblatts 2052 soll dies diskutiert werden.

8. Referenzen, Quellenangaben

- [1] BUNDESAMT FÜR STRASSEN ASTRA INFRASTRUKTURFILIALE ZOFINGEN, "Erhaltungsprojekt A4 Küssnacht–Brunnen Info 1", 2017
- [2] METHNER R., MÜLLER R., "Brückeninstandsetzung, Ertüchtigung und Abdichtung mit Ultrahochfestem-Faserbeton (UHFB)", *Beton- und Stahlbetonbau*, 114. Jahrgang, Februar 2019, Heft 2, S. 126-133
- [3] SIA-Norm 269: *Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*, 2011
- [4] SIA-Norm 269/1: *Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen*, 2011
- [5] SIA-Norm 269/2: *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*, 2011
- [6] SIA-MERKBLATT 2052:2016: *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung*, (2016)

Réparation de buses métalliques par projection de BFUP

Alain HUYNH

Ingénieur Structure

Freyssinet

Rueil Malmaison, France

Bertrand PETIT

Ingénieur Structure

Freyssinet

Rueil Malmaison, France

Julien DERIMAY

Ingénieur Structure

Lafarge-Holcim

Clamart, France

Résumé

La réhabilitation des buses métalliques en tôles ondulées sous routes et autoroutes par une coque ultramince intérieure en BFUP projeté a pour objectif d'offrir à la maîtrise d'ouvrage routière un procédé de renforcement économiquement compétitif, plus performant que les solutions traditionnelles, et de lui permettre de rendre les meilleurs arbitrages techniques et financiers tout en assurant la sécurité des usagers et la pérennité des ouvrages.

La projection du BFUP appliquée au domaine de la réparation et du renforcement structurel des ouvrages marque un saut technologique. Freyssinet et Lafarge-Holcim ont développé ce procédé sous l'égide du CETU et du CEREMA dans le cadre du Prix de l'innovation « Routes et Rues 2016 » avant de déployer la technologie à un large spectre d'applications.

Ce procédé a été mis au point et testé avec succès par Freyssinet en conditions de chantier au cours de l'année 2017 et mis en œuvre pour un projet expérimental de réhabilitation d'une buse métallique ondulée par une coque de renforcement en Ductal[®] projeté en 2018 et la réalisation d'un second projet sous une voie autoroutière en 2019.

Mots Clefs : Béton Fibré Ultra-haute Performance, Voutes en BFUP Projeté, renforcement de structures, Buses métalliques

1. Introduction

L'application de BFUP projeté au renforcement structurel des buses métalliques sous routes et autoroutes marque une avancée technologique qui offre des avantages considérables en termes de performances techniques, de coûts de production et de maintenance, de consommation de matériaux et de durée d'intervention. Cette solution de renforcement repose sur l'expertise scientifique et technique de Lafarge-Holcim dans le domaine du BFUP (Ductal[®]) et sur le savoir-faire et l'expérience de Freyssinet en matière de travaux de renforcement structurel utilisant du béton projeté par voie sèche ou par voie mouillée.

Bien qu'applicable au renforcement de nombreux types de structures, Freyssinet et Lafarge-Holcim appliquent en premier lieu cette technologie innovante à la réhabilitation de structures enterrées sous routes et autoroutes, en particulier celles soumises à des contraintes de gabarit et à des enjeux de continuité hydraulique, telles que des tunnels, voûtes, buses métalliques et galeries. L'objectif est de réaliser une coque ultramince de BFUP sur l'intrados de la structure, mise en place par projection.

Cette solution technique innovante s'applique parfaitement aux buses métalliques corrodées (mais non excessivement déformées), assez nombreuses en Europe. Cette méthode permet aux autorités routières de disposer désormais d'une nouvelle technique de renforcement « semi-rigide » plus efficace et dont l'impact est bien moins important que l'approche conventionnelle basé sur un renforcement rigide et très épais, qui modifie radicalement le fonctionnement mécanique des structures (chemisage en éléments préfabriquées de polymère introduit dans la buse et dont l'entrefer avec celle-ci est ensuite injecté du coulis de ciment, ou anneau épais réalisé en béton projeté voie sèche ou coulé en place avec pose de treillis d'armature).

2. Spécifications techniques

La coque de renforcement en BFUP, dont l'épaisseur varie généralement entre 3 et 6 cm, doit satisfaire aux exigences suivantes :

- respecter le fonctionnement mécanique de la structure semi-rigide en lieu et place de la tôle existante;
- renforcer la structure de manière durable ;
- participer à la réfection de l'étanchéité contre les infiltrations d'eau par le sol ;
- maintenir la capacité hydraulique ;
- avoir une bonne résistance à l'abrasion ;
- avoir un faible impact sur la ligne d'eau en amont.

Plus généralement, cette solution rend possible :

- la limitation des coûts de construction et de maintenance ;
- la limitation des délais d'intervention en évitant l'installation d'armatures métalliques ;
- la réduction des impacts environnementaux en réduisant les quantités de matériaux à transporter

3. Technologie

Le BFUP projeté par voie mouillée présente des caractéristiques spécifiques par comparaison à un BFUP coulé en place, ce qui en fait une solution intéressante pour la production de coques de renforcement. Suite à l'impact avec la surface, les fibres métalliques s'orientent de manière isotrope dans le plan du parement ; ce processus entraîne l'expulsion de la majeure partie de l'air du mélange de béton. Cela donne lieu à la fois à une orientation optimale des fibres dans le même plan que les contraintes de traction qui se développent dans la coque et à une augmentation de la résistance à la compression du matériau.

Les exigences scientifiques et techniques de cette technologie innovante sont les suivantes :

- Concernant le matériau :
 - o Le BFUP projeté par voie mouillée est conçu avec des propriétés rhéologiques spéciales. À l'état frais, il présente des propriétés rhéologiques adaptées à chacun des processus constituant la chaîne de production : bonne fluidité pour faciliter le pompage sur des longueurs importantes, bonne cohésion au pompage et à la projection avec de l'air comprimé sans ségrégation, haute résistance à l'écoulement pour se fixer sur des parois verticales ou plafonds sans couler sous son propre poids, et enfin, faible viscosité pour permettre aux fibres de s'orienter parallèlement à la paroi, aussi bien dans le tuyau qu'au moment de l'impact. L'une des clés du succès a été le développement simultané de l'équipement de production et de la conception finale du matériau BFUP avec incorporation de fibres métalliques ce qui constitue une première mondiale.
- Concernant le matériel :
- l'équipement développé par Freyssinet est spécialement conçu pour éviter la projection robotisée afin de permettre un plus large champ d'applications, mais donne lieu à des contraintes spécifiques et complexes : pompage du BFUP dans des tuyaux flexibles avec un diamètre de 50 mm sur une longueur d'au moins 60 m, ou avec une combinaison de conduit métalliques et tuyaux flexibles pour traiter les buses les plus longues, sans formation d'oursins ou de bouchons malgré la forte teneur en fibres métalliques supérieure à 2 % en volume, et avec une capacité de 12 à 20 t/jour en fonction des conditions d'application.

- Concernant la mise en œuvre :
 - o la technologie permet la formation de la coque en plusieurs passes successives, selon une manière prescrite qui respecte les temps de durcissement. Les parties des fibres métalliques qui ressortent de la surface facilitent la fixation de la nouvelle passe sur la précédente. Après projection, le produit peut soit être laissé rugueux, soit être lissé pour obtenir une surface présentant un nombre limité de fibres métalliques saillantes et favorable aux écoulements hydrauliques laminaires.
 - o Le défi est de maintenir la stabilité du processus de production pendant toute la journée de travail, sans modifications majeures des paramètres de production ni arrêts machine et nettoyage des tuyaux et du matériel. Cela est rendu possible par l'association d'un matériau ayant des propriétés rhéologiques reproductibles d'un lot à l'autre, donnant ainsi lieu à une conception de mélange de béton spécifique et robuste, avec la constitution d'une équipe spécialisée mettant en œuvre un plan de contrôle de la qualité rigoureux.

4. Protocole de validation

Le protocole de validation de la technologie BFUP projeté par voie mouillée, avant son déploiement sur une structure expérimentale, a compris trois phases préalables : tout d'abord, des essais d'étude, puis un essai de convenance, et enfin une épreuve de chargement, tous réalisés avec le matériel de chantier.

- L'objectif des essais d'étude préliminaires a été de valider chaque station de production (malaxage, pompage et projection) en vérifiant la consistance du BFUP frais et la qualité du béton durci.
- L'essai de convenance était destiné à valider la chaîne de production dans son ensemble en traitant un élément de buse témoin de 3 m de long et à fabriquer des éprouvettes d'essai dans des conditions similaires à celles rencontrées sur chantier.
- L'objectif de l'épreuve de chargement a permis de vérifier le comportement mécanique d'une section de buse métallique préalablement renforcée par du BFUP et chargée jusqu'à rupture.

Pour réaliser ces essais, différents montages d'essai ont été installés sur une zone dédiée de l'agence de Freyssinet de la région Auvergne-Rhône-Alpes (Fig. 1) :

- * Une première structure d'essai a été spécialement conçue et installée pour évaluer la qualité de la projection de BFUP sur un substrat en béton. Elle est constituée d'une structure métallique supportant trois panneaux de béton de 2 x 3 m: un positionné verticalement, un incliné à 45° et un au plafond. Les panneaux ont été préparés par sablage.
- * Pour vérifier la faisabilité et la qualité de la projection au sein d'une buse métallique ondulée, un élément de 2,5 m de diamètre et de 3 m de longueur a été installé dans la zone d'essai. Pour des raisons pratiques, l'élément était neuf, non corrodé. Un sablage léger a été pratiqué avant projection.



Figure 1 : Disposition de l'essai de convenance



Figure 2 : Contrôle interne au cours de la fabrication

Pendant l'exécution des essais d'étude et de convenance, Freyssinet a mis en œuvre un plan de contrôle qualité rigoureux (Fig. 2), qui intégrait notamment les mesures de la masse des constituants, les conditions de température, le suivi de la puissance du malaxeur, la rhéologie du mélange avant et après l'incorporation des fibres, et pour finir, la mesure de la teneur en fibres.

En raison du manque de réglementations concernant le BFUP projeté par voie mouillée (Fig. 6-7), Freyssinet a défini son propre protocole d'essai pour béton durci, qui s'appuie sur une adaptation des normes existantes relatives au béton fibré projeté (NF EN 14488 Parties 1 [1] et 2 [2]) et au BFUP coulé (NF P18-470 [3]). L'objectif de ce protocole est de soumettre à essai des corps d'épreuve représentatifs de la coque de renforcement telle que fabriquée sur site chantier. À cette fin, les éprouvettes d'essai sont fabriquées par projection dans des coffrages.

Les propriétés évaluées sont les suivantes :

- La résistance à la compression du BFUP incorporé à la structure est évaluée à partir de carottes de béton prélevées dans les caisses d'essai remplies par projection et fabriquées conformément à la norme NF EN 14488. Les essais en compression sur les carottes sont réalisés conformément à la norme NF EN 12390-3 [4]. (Fig.3)
- La résistance à la flexion est évaluée par des essais de flexion trois points et quatre points, réalisés sur des prismes épais et des plaques minces dans deux directions orthogonales conformément à la norme NF P18-470. Il est ainsi possible de vérifier la limite élastique et les caractéristiques de post-fissuration du matériau selon deux directions orthogonales. (Fig.4)
- Pour finir, afin de démontrer le caractère monolithique de la structure réparée, dans le cas d'un renforcement destiné à un support en béton, l'adhésion du BFUP durci projeté sur les panneaux de béton préalablement préparés a été vérifiée par des essais de traction directe réalisés sur carottes conformément à la norme NF EN 14488-4+A1 [5].



Figure 3 : Confection des caisses par projection et essais en compression



Figure 4 : Essais de flexion sur prismes au laboratoire de l'IFSTTAR

Après 28 jours et détermination de la résistance du béton et de son module d'élasticité, une épreuve de chargement a été programmée pour vérifier le comportement de l'élément de buse en tôle métallique ondulée qui a été renforcé. (Fig.5)

- FREYSSINET a utilisé les règles ASQUAPRO (ASsociation pour la QUALité de la PROjection des bétons : *Fascicule Technique ASQUAPRO / Utilisation des bétons projetés fibrés pour la réparation et le renforcement des structures*), basées sur le code modèle 2010 pour le béton fibré, pour réaliser les calculs concernant la coque de renforcement.
- L'instrumentation de l'élément d'essai a permis de mesurer ses déformations et contraintes sous des conditions de charge déterminées.
- La comparaison entre les résultats des calculs et les mesures de l'instrumentation ont permis de valider la précision des règles de calcul.



Figure 5 : Epreuve de chargement

Les essais de convenance ont permis de valider une projection en une passe pour la constitution des épreuves d'essais et de confirmer la possibilité de réaliser des épaisseurs de 8 cm en une seule passe en plafond ou 10 cm sur un parement béton vertical.

5. Caractéristiques garanties (Teneur en fibres métalliques de 2% en volume)

Les propriétés mécaniques obtenues sur BFUP projeté par voie mouillée lors des essais sont les suivantes (en référence aux normes NFP 18-470 et NFP 18-710):

- Valeur caractéristique de la résistance à la compression à 28 jour : $f_{ck} = 152$ MPa
- Valeur caractéristique de la résistance élastique à la traction : $f_{ctk,el} = 6,3$ MPa
- Valeur caractéristique de la résistance post-fissuration à la traction : $f_{ctfk} = 6,0$ MPa
- Résistance à l'abrasion hydraulique : indice CNR entre 0,7 et 1

Ces résultats ont permis de valider la conception du mélange de BFUP, l'équipement sélectionné pour le malaxage, le pompage et la projection, ainsi que le procédé de fabrication et garantir la carte d'identité du procédé Foreva® BFUP-S pour dimensionner les structures réalisées par projection.

Essais sur produit Durci à 28 j		% Fibres	Classement au feu	A1
Carte d'identité du BFUP-S utilisée pour le dimensionnement		2.00%	Porosité à l'eau	< 6%
Valeur caractéristique obtenue en essai f_{ck} <small>sur carottes 1 x 14 cm</small> <small>class of compressive strength</small>	MPa	130	Coefficient de fluage	1.0
	MPa	130 /145	Classe de résistance à l'abrasion	RM2
Limite élastique de traction sur prisme $f_{ct,el}$	MPa	6.0	Matériau très résistant	$0.7 \leq \text{abrasion Index} < 1.0$
Classe de comportement en traction		T1	Coefficient de diffusion apparente des ions Chlore	$\leq 0.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}^{-1}$
Valeur caractéristique de la résistance post-fissuration f_{ctk}	MPa	6.0	Perméabilité aux gaz	$< 9.10^{-19} \text{ m}^2$
Valeur moyenne de la résistance post-fissuration f_{ctkm}	MPa	6.5	Energie d'absorption (EN 14 488-5)	30 mm thick > 600 j
Module d'Young en compression E_{cm}	GPa	40		60 mm thick > 1 300 j



Figure 6 : Essais de convenance : pendant la projection



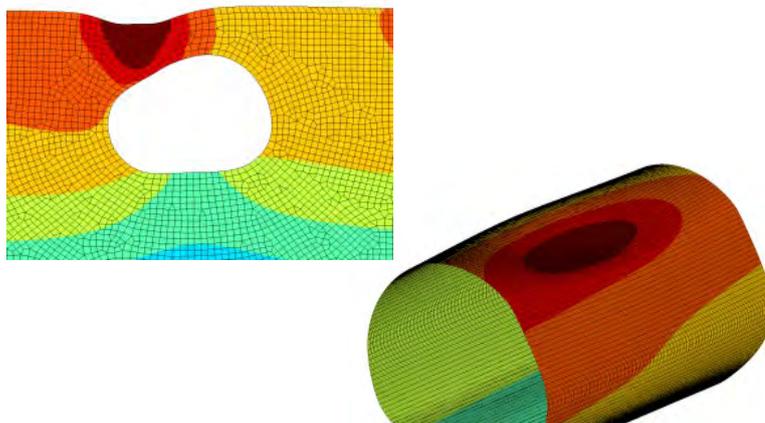
Figure 7 : Essais de convenance : état de surface après la projection

6. Calculs et dimensionnement

En raison du manque de référentiel concernant les règles de dimensionnement du BFUP projeté par voie mouillée Freyssinet a développé, avec le concours de l'IFSTTAR, les modèles de calcul en s'appuyant sur la norme relative au BFUP coulé (NF P18-710 [6]).

En fonction de la nature et des caractéristiques des remblais contiguës à la buse existante, de la hauteur de couverture et des charges de trafic des voies portées 3 modèles ont été développés :

- Analyse par un modèle 3D linéaire du BFUP et modélisation du sol par des ressorts.
- Analyse par un modèle 3D multicouche non linéaire du BFUP et modélisation du sol par des ressorts.
- Analyse par un modèle 2D non linéaire multifibre du BFUP et du sol par plaques non linéaires (modèle de Mohr-Coulomb)



Les modèles non-linéaires ont permis de dégager des marges de sécurité plus importantes que l'approche a), grâce à la prise en compte de la redistribution des efforts par fissuration, réduisant les « pics » au droit des sections critiques. L'approche 2D avec modélisation explicite du sol s'est cependant révélée délicate d'emploi en raison de la difficulté de tenir compte de la diffusion des charges dans le remblai.

Il a été décidé pour les chantiers ultérieurs d'effectuer d'abord un premier calcul selon l'approche a) qui s'est révélée sécuritaire, puis éventuellement d'affiner la démarche par un calcul de type b) au cas où le premier calcul n'aurait pas permis de dégager des marges suffisantes.

7. Chantier expérimental

7.1. Octobre 2018 confortement de la buse sous la RN 70 (RCEA) à Ciry le Noble (71)



Cette buse agricole d'une longueur de 18.70 m pour une ouverture de 3.70 m présentait des zones corrodées importantes nécessitant un confortement préventif pour garantir la pérennité de cet ouvrage soumis à un trafic poids lourds important.

La mise en œuvre de BFUP-S a permis de répondre aux contraintes de gabarit en ne projetant que 3 cm de surépaisseur sur la tôle de l'ouvrage (*Une structure en béton armé aurait eu une épaisseur de 15 cm*) tout en conservant la souplesse de l'ouvrage en acier existant en considérant la disparition à terme de la tôle d'origine.

Sur le chantier, après réalisation d'un radier béton, la surface a été légèrement sablée pour permettre l'accroche du BFUP frais et des gabarits d'épaisseur mis en œuvre pour garantir 30 mm de BFUP sur onde.

(Fig.8)
Le dispositif est complété par la mise en œuvre d'un ferrailage de couture au droit des anneaux pour permettre la continuité mécanique longitudinale de la coque entre deux postes de projection. (Fig. 8)

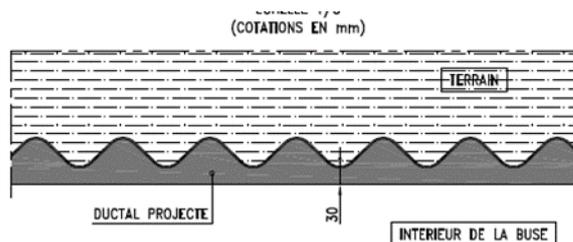




Figure 8 : Ferrailage de reprise et gabarits d'épaisseur

50 tonnes de Ductal® ont été projetées par une équipe dédiée et des porte-lances qualifiés sous la surveillance du CETU et du Cerema d'Autun.

Le procédé a été validé tout en confortant l'équipe sur la faisabilité de cette solution et les perspectives de développement de niches de marché.



La finition de surface est réalisée à la règle (Fig.9) avant de recevoir pour cet ouvrage circulé par des piétons et du bétail un enduit de finition (Fig.10) masquant l'agressivité des fibres apparentes en surface.



Figure 9 : Réglage de la surface à la règle



Figure 10 : Revêtement avec un enduit de finition

7.2. Mars 2019 confortement de la buse A10 – PI 6 / 5Bis à Briis sous Forges (Fig. 11)



Figure 11 : A10 PI 6 / 5bis

Cette buse arche d'une longueur de 47.10 m pour une portée de 3.70 m et une flèche de 3.20 m située sous l'Autoroute A10 du réseau Cofiroute, nécessitait un confortement préventif du fait du trafic autoroutier élevé et de la faible couverture de remblai (1.20 m). Le dimensionnement optimisé pour la mise en œuvre de BFUP-S a permis de sauvegarder le gabarit en ne projetant que 4.5 cm de surépaisseur sur la tôle de l'ouvrage en considérant la disparition à terme de la tôle d'origine.

Les procédures d'exécution ont été améliorées notamment en ce qui concerne l'ergonomie du porte lance (Fig. 12) et en validant la distance de projection à plus de 60 m.

Les essais de contrôle de la production ont confirmé les valeurs prévues dans la carte d'identité

Dosage en fibre 200 Kg/m³ > 160 Kg/m³
 Résistance en compression 157 MPa > 130 MPa
 Résistance à la traction 6.38 MPa > 6 MPa



Figure 12 : projection

Ce matériau répond aux exigences de la réparation et au renforcement des structures grâce à ses caractéristiques exceptionnelles :

- Résistance mécanique > 130 MPa
- Matériau potentiellement étanche → air occlus < 1 %
- Matériau assurant une protection dans un environnement agressif
 - Résistance à la pénétration des chlorures
 - Forte résistance à l'abrasion

8. Une avancée technologique

Cette solution de confortement en BFUP projeté permet au gestionnaire de l'ouvrage et des voies portées de conserver un gabarit de passage optimum en comparaison des autres techniques de renforcement (béton coffré et coulé en place, buses en matériaux composite, béton projeté voie sèche ou voie mouillée) tout en assurant une durabilité de l'ouvrage conforté supérieure à 50 ans.

Cette durabilité exceptionnelle est liée aux caractéristiques du matériaux qui dans les modèles de calculs permettent de considérer que la tôle d'origine ne participe plus à la résistance de l'ouvrage. La coque mince en BFUP conserve la « souplesse » d'origine de la buse métallique et de ce fait peut s'adapter aux déformations du remblais avoisinant.

Les essais de résistance à la rupture réalisés sur la maquette échelle 1 ont conforté les acteurs du projet dans le choix des hypothèses et le choix des modèles employés.

Ce procédé permet pour un coût global équivalent à une solution classique de réaliser le confortement des buses métalliques dans un délai d'exécution réduit, sans interruption du trafic sur les voies portées.

9. Conclusion

La technique de réhabilitation des buses métalliques d'ouverture au moins deux mètres par BFUP projeté en voie mouillée ouvre une nouvelle voie pour réparer de structures corrodées avec ou sans perte de capacité portante (mais sans déformation excessive), de manière robuste et durable, sans modification radicale de leur comportement mécanique ni réduction excessive de leur diamètre.

La technologie offre à la maîtrise d'ouvrage routière les avantages suivants :

- L'exécution des travaux de chemisage en BFUP n'exige aucune interruption du trafic routier et n'apporte que peu de nuisances au voisinage.
- La station de projection étant compacte, les exigences d'aménagement du site sont minimales.
- La durée des travaux est réduite en raison des faibles quantités requises et de l'utilisation d'une seule et même technologie. La gestion des cours d'eau par dérivation ou canalisation sera donc moins sensible aux risques d'inondations accidentelles.

En s'appuyant sur les résultats du protocole de qualification décrit ci-dessus, couvrant à la fois la technologie Ductal® Projeté et le matériel et les méthodes développés par Freyssinet, la solution Foreva® BFUP-S est désormais proposée pour une large gamme d'applications afin de réparer, renforcer et prolonger la durée de vie des structures de toutes sortes.

10. Références

- [1] AFNOR (2005) NF EN 14488-1 : Essais pour béton projeté - Partie 1 : échantillonnage de béton frais et de béton durci
- [2] AFNOR (2006) NF EN 14488-2 : Essais pour béton projeté - Partie 2 : résistance à la compression au jeune âge du béton projeté
- [3] AFNOR (2016) NF P18-470, Bétons fibrés à ultra hautes performances - Spécification, performance, production et conformité
- [4] AFNOR (2003) NF EN 12390-3 : Essai pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes
- [5] AFNOR (2008) NF EN 14488-4+A1 : Essais pour béton projeté - Partie 4 : adhérence en traction directe sur carottes
- [6] AFNOR (2016) NF P18-710, Complément national à l'Eurocode 2 - Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP)
- [7] ASQUAPRO (2014) fascicule 8, Utilisation des bétons projetés pour la réparation et le renforcement des structures -

Utilisation du BFUP à l'OFROU – rétrospectives et perspectives

Stéphane CUENNET
Spécialiste Ouvrage d'art
Office fédéral des routes
Ittigen

Résumé

Depuis sa création en 1998, l'Office fédéral des routes (OFROU) est l'autorité suisse compétente pour l'infrastructure routière et le trafic individuel. En 2005, soit moins de 10 ans après sa création, l'OFROU réalise déjà deux interventions en BFUP avec une mise en œuvre artisanale sur des éléments existants de ponts. En 2014, les viaducs de Chillon sont renforcés sur plus de cinq hectares au moyen d'une mince couche de BFUP mise en œuvre industriellement. Depuis cette intervention majeure, d'autres projets similaires de grande envergure voient le jour sur notre réseau routier. Le domaine des tunnels est également en train de s'approprier ce matériau avec des projets d'applications. En printemps 2019, il a été décidé de planifier sur la N01 entre Genève et Lausanne une nouvelle génération de passages supérieurs intégraux dotés d'un tablier entièrement en BFUP précontraint. On recense actuellement environ une dizaine de typologies d'interventions pour une vingtaine d'applications de différents amplitudes sur nos objets.

Mots clés: fibre, composite, standard de construction, dérogation, recherche, thixotrope, abrasion, entretien.

1. Avant l'OFROU - Bref retour à l'origine ...

1.1. Élément d'inspiration pour l'homme : le nid d'oiseau



L'idée d'introduire des fibres dans un matériau cohérent afin de le renforcer n'a peut-être pas germé, pour la première fois de l'histoire, dans un cerveau humain.

En effet, l'Hornero, qui est un petit oiseau vivant en Amérique du sud, construit soigneusement son nid en utilisant de l'argile renforcé par de la paille depuis des siècles et ceci bien avant l'homme.

La construction du nid est réalisée, par le couple, en environ une semaine. Il est bâti à partir d'éléments divers (boue, poils, paille, racines, matières fécales, etc.) à l'aide de leur bec pour former le « mortier » et le déposer à l'endroit adéquat.

La régularité de la forme des nids pour une espèce donnée fait penser qu'il s'agit d'un comportement inné génétiquement.

Fig. 1 Nid de *Furnarius* (famille de l'Hornero)

1.2. Le premier matériau composite de l'histoire de l'humanité

Le torchis est considéré comme le premier matériau composite de l'histoire. Il est constitué d'une matrice plastique (terre) et de renforts (fibres végétales ou poils d'animaux).

Le torchis est depuis le Néolithique un matériau de construction utilisé pour les habitations européennes.

Les Celtes l'ont beaucoup utilisé pour construire leurs murs. Il est typique des régions dont le comportement de la terre argileuse, qui fissure et colle facilement, est améliorée avec de la paille.

Depuis cette application rudimentaire et ancestrale, l'idée a fait son chemin dans l'esprit humain pour aboutir à une utilisation « high-tech » en tant qu'élément de renforcement de la matrice à durcissement hydraulique du BFUP.

*L'originalité n'est rien qu'une judicieuse imitation
Voltaire (1694 – 1778)*

2. A chaque époque son art, à l'art sa liberté [1]

Ce chapitre esquisse brièvement les matériaux utilisés abondamment dans le domaine des ouvrages d'art en fonction de la période. Il fait fi des traditions constructives locales.

2.1. Jusqu'au 18^e siècle

Jusqu'à la fin du siècle des lumières, hormis les ponts en bois, on parle de l'ère des ponts en maçonnerie de pierre naturelle. Ces structures sollicitées essentiellement en compression ont fait preuve d'une durabilité inégalée à ce jour. Après deux millénaires de cycles saisonniers, certains ponts romains sont encore « vaillants » de nos jours.

Ces ponts en arc constitués de maçonnerie de pierre naturelle ont offert une grande adaptabilité à l'évolution des actions du trafic routier, passant du transport de carrosses aux poids lourds de plus de 40 tonnes. On y trouve de nombreux exemples dans nos grandes villes européennes.

2.2. Le 19^e siècle

Il est le siècle de la révolution industrielle avec l'avènement des ponts majestueux en acier rivetés. Le peintre impressionniste Claude Monet (1840-1926) a immortalisé le génie des ingénieurs de ces ponts vers la modernité.

2.3. Le 20^e siècle

Il a vu l'avènement des ouvrages en béton armé, des grands ponts en béton précontraint, des ponts haubanés et des dalles orthotropes pour alléger les tabliers des ouvrages de grandes portées.

Il est également le siècle de la construction de l'essentiel du réseau des routes nationales Suisse, dont la part prépondérante du patrimoine des ouvrages d'art a été réalisée avec du béton armé et précontraint. Nous héritons d'ailleurs des pathologies de ce matériau associées à des connaissances insuffisamment approfondies à l'époque de la réalisation de la majorité de nos ouvrages (seulement 10% du parc a été réalisé après l'entrée en vigueur des normes modernes SIA de 1989).

2.4. Le 21^e siècle



Il est le siècle de l'avènement, en mode de pose industrielle, du composite cimentaire fibré ultra performant BFUP, matériau hybride faisant le pont entre le béton et l'acier.

Ce matériau moderne offre une grande liberté d'expression à l'art de l'ingénieur pour concevoir des ouvrages aux formes audacieuses et gracieuses tout en garantissant des œuvres pérennes.

Fig. 2 Pont de la République à Montpellier (2011)

Combiné avec de l'acier d'armature passive et/ou active, il offre la possibilité de réaliser des tabliers de ponts élégants et très efficaces. En effet, le quotient du poids propre sur les charges utiles est bas en comparaison avec une structure en béton armé ou précontraint. L'efficacité de ce type de structure se situe à mi-chemin entre un tablier orthotrope et un tablier en béton armé ou précontraint.

3. La recherche de l'équilibre entre les règles de l'art et la liberté de l'art

Au cours de son histoire, le monde n'a jamais été confronté à une dynamique de changement aussi élevée que durant notre génération. On le constate quotidiennement dans tous les domaines et ceci est évidemment le cas pour le génie civil. Par conséquent, des règles de l'art dogmatiques nuisent à la liberté de l'art. La recherche de cet équilibre fragile entre des règles trop rigides et une trop grande liberté conceptuelle est le challenge quotidien de l'OFROU.

*Mieux vaut prendre le changement par la main avant qu'il ne nous prenne par la gorge
Winston Churchill (1874 – 1965)*

3.1. Les standards des routes nationales

L'OFROU applique des standards pour les routes nationales disponibles sous www.astra.admin.ch, constitués d'instructions, de directives, de manuels techniques et de documentations qui fournissent les bases techniques pour l'élaboration de ses projets.

Pour garantir, comme le prévoit l'art. 5 de la loi sur les routes nationales, que celles-ci satisfassent aux exigences supérieures de la technique en matière de circulation et permettent en particulier un trafic sûr et économique, les manuels techniques doivent donc toujours être conformes aux exigences techniques les plus récentes. C'est pourquoi, ils font l'objet de révisions régulières. Toutefois, lorsque l'utilisation des standards ne permet pas d'aboutir à une solution acceptable d'un point de vue technico-économique, l'auteur de projet est tenu de concevoir et présenter une autre solution qui soit techniquement réalisable et qui tienne compte du rapport coûts-utilité.

L'introduction générale aux manuels techniques mentionne 12 objectifs auxquels ils se conforment. Il y est fait notamment mention qu'ils sont techniquement à jour mais ne livrent pas de recette toute faite, afin de laisser suffisamment de marge de manœuvre à l'art de l'ingénieur. Ils ont également l'objectif de ne pas entraver inutilement la recherche et le développement de produits techniques. L'ultime objectif cité est le fait qu'ils ne dispensent pas les auteurs de projet de chercher une solution réfléchie et adaptée aux circonstances.

Dans cette optique, la génération de projets pilotes offre la possibilité à l'OFROU de mettre en œuvre des produits ou technologies innovantes. Ces projets doivent permettre d'obtenir un retour d'expérience en vue d'une éventuelle utilisation future en tant que standard. Les projets de renforcements des ponts de Boli, Mettlen et Linden, sur la N04 réalisés avec une étanchéité minérale en BFUP sont, par exemple, des projets pilotes.

3.2. Principes généraux pour les projets d'ouvrages d'art

L'élaboration des projets et la construction des ouvrages d'art des routes nationales appliquent des principes généraux en terme de concept, de robustesse, de détails constructifs, de prise en compte de l'entretien, d'extension future de l'utilisation et d'esthétique.

3.2.1. Concept

Des concepts éprouvés sont en général garants de qualité pour les ouvrages d'art. Toutefois, les solutions traditionnelles sont à confronter aux conditions locales, ou à adapter aux cas particuliers. La recherche de concepts novateurs est liée, en règle générale, à des cas où des solutions usuelles ne sont pas satisfaisantes. Dans ce cas l'OFROU est associé au choix du système dès la phase initiale de l'étude. Nous pouvons exiger d'impliquer un ou des experts à l'étude et à l'accompagnement du projet. Ce point est parfaitement en adéquation avec le cas de la réhabilitation des viaducs de Chillon et de la nouvelle génération de passages supérieurs (PS) présentés ci-après.

3.2.2. Détails constructifs

L'expérience a montré que les détails constructifs ont une importance capitale pour le comportement des ouvrages et pour leur durabilité. Leurs conceptions et dispositions (forme, matériaux, exécution) doivent toujours faire l'objet de réflexions approfondies.

Nos standards sont orientés majoritairement sur des détails relatifs au béton en fonction de notre tradition constructive. En raison de l'augmentation de la part des structures mixtes « acier-béton » et en BFUP, ces documents sont voués à être adaptés à ces évolutions.

*... Alors prenez garde aux détails, le diable se cache peut-être derrière l'un d'eux !
Friedrich Nietzsche (1844 – 1900)*

3.3. Les normes SIA

Les normes SIA prennent également en considération cette rapidité d'évolution technologique grâce à l'édition des cahiers techniques, d'une validité de 5 ans (renouvelables), dont notamment le cahier SIA 2052 « Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution » et également avec la présence, dans chaque norme, d'un sous-chapitre « dérogations ». Il est dès lors parfaitement autorisé de déroger aux normes et cahiers techniques SIA sous certaines conditions.

Les rapports de recherches en matière de ponts de l'AGB remplissent, par exemple, ces conditions et sont utilisés quotidiennement dans le but d'éviter des interventions de renforcements sur nos ouvrages s'avérant ainsi inutiles et onéreuses. En effet, dans le domaine des ouvrages existants par exemple, l'application de la série de normes SIA 269 est à considérer comme une base qui doit être complétée par les résultats les plus récents de la recherche approuvée.

4. Quelques clins d'œil rétrospectifs sur différentes typologies d'applications

La première application du BFUP à l'OFROU date de 2006-2007, soit une décennie avant l'entrée en vigueur du cahier technique SIA 2052. Il s'agissait d'interventions sur les parapets d'un pont ainsi que sur une protection de pile centrale d'un passage supérieur situés sur la N01 dans le canton d'Argovie.

Notre intérêt grandissant pour ce matériau « high-tech » est en lien avec ses performances exceptionnelles, dont sa haute compacité, qui a comme conséquence d'une part une augmentation de la durabilité de ses éléments et d'autre part une diminution des coûts d'entretien minimisant ainsi la gêne pour notre client : l'utilisateur.

Actuellement, nous recensons plus d'une vingtaine d'applications réalisées ou en projet.

Rétrospectivement, les différentes typologies de nos applications sont les suivantes :

Éléments mixtes BFUP-béton :

1. Renforcement et/ou étanchement de dalle de roulement et autres éléments porteurs ;
2. Protection contre les agressions chimiques (projection de chlorures) : piles centrales, culées, parapets et bordures ;
3. Protection contre les agressions mécaniques (forte abrasion) : berceau de voûtage ;
4. Reprofilage d'éléments (substitution aux mortiers traditionnels).

La particularité de ce matériau est sa capacité à remplir également la fonction de toutes ces typologies d'applications simultanément.

Élément de structure en BFUP :

5. Nouvel élément structural d'ouvrage : béquilles de consoles de ponts.

L'objectif des quelques exemples choisis qui vont suivre n'est pas de procéder à une présentation exhaustive de chaque cas, mais plutôt d'exposer brièvement la problématique et le remède en lien avec les causes ainsi que de faire part du retour d'expérience des inspections.

4.1. Renforcement et « étanchement » de dalle de roulement – N09 Viaducs de Chillon [2]

Cette intervention a déjà fait l'objet de nombreuses publications et présentations. Le présent article se limite à transmettre quelques retours spécifiques d'expériences.

Le béton de ce pont jumelé de plus de 2 km fait partie des bétons les plus réactifs de Suisse. Il a été réalisé entre 1966 et 1969 avec les granulats du Léman ou de l'embouchure du Rhône (RAG avec une évolution lente).

L'OFROU a été confronté, en phase de remise en état, à la nécessité d'une réhabilitation de l'ouvrage à court terme afin de bénéficier d'un support encore relativement sain. En reportant cette intervention de 20 ans, nous prenions le risque de devoir remplacer cet ouvrage monumental. Il était dès lors proportionné d'intervenir rapidement et d'affronter le challenge en identifiant et maîtrisant les risques. Ce défi a pu être relevé seulement grâce à un fructueux travail d'équipe.

« Se réunir est un début, rester ensemble est un progrès, travailler ensemble est la réussite »

Henri Ford (1863 – 1947)

Les objectifs de cette intervention ont été d'adoucir les effets néfastes de la RAG, de maintenir des conditions favorables pour son faible développement et de tonifier les performances du tablier avec du BFUP armé.

Par exemple, le degré de conformité de la dalle de roulement était juste satisfaisant en 2014 et ne permettait pas de couvrir des dégradations mécaniques potentielles futures induites par la pathologie de la RAG. Dès lors, l'application d'une mince couche de 4 à 5 cm de BFUP armé sur les cinq hectares de la dalle de roulement a permis de fortifier cet élément vital pour lui apporter de la réserve structurale.

Malgré le fait que le BFUP soit étanche, nous avons opté pour la pose d'un lé d'étanchéité PBD EP5 sur toute la surface préalablement traitée par hydro-démolition et préparée avec un glacis PMMA.

Voici les justifications techniques de ce choix :

1. Garantir une étanchéité totale au droit des joints de travail du BFUP en évitant tout apport d'eau, même local, pouvant activer le développement de la RAG ;
2. Assurer une adhérence parfaite de l'asphalte coulé MA-H au support BFUP. Nous ne souhaitons pas créer de solution "flottante" comportant un risque de circulation d'eau à l'interface BFUP-revêtement ;
3. Réduire l'épaisseur de BFUP tout en assurant une protection des armatures dont l'enrobage théorique était localement insuffisant. En effet, une surépaisseur de 1 cm de BFUP pour

respecter l'exigence locale de l'enrobage engendrait un surcoût supérieur à la mise en œuvre d'une étanchéité PBD.

Dans le but de faire avancer l'état des connaissances pour de futurs projets, nous avons fait entreprendre par l'EPFL [3] un examen de l'accrochage entre le BFUP et un asphalte coulé MA au moyen de 4 systèmes considérés comme performants. La campagne expérimentale a permis de mettre en évidence des performances acceptables pour un seul produit. Le test d'adhérence directe sans produit d'accrochage n'a pas été prévu. Cependant, sans retour d'expériences concernant cette adhérence, le risque (conséquence x probabilité d'occurrence) de renoncer à une mise en œuvre de lé PBD à l'interface BFUP-MA, sur plus de cinq hectares, était trop élevé. Cette option, à priori, prudente a été confirmée comme correcte lors de la réalisation. En effet, l'expert « BFUP-réalisation » [4] a mentionné ceci dans son rapport final :

« L'option de poser une étanchéité sur les joints de reprise (ensuite étendue de façon pragmatique sur toute la surface) était donc judicieuse pour le BFUP hautement thixotrope des viaducs de Chillon. »

En effet, afin d'assurer leur étanchéité, les joints de reprise de bétonnage étaient prévus selon les indications du cahier technique SIA 2052 art. 5.4.3. L'expérience ainsi que les essais réalisés en laboratoire sur des poutres fléchies (LMC EPFL), ont démontré que des joints de reprise réalisés conformément à ce détail remplissent leur fonction d'étanchéité, même sous sollicitations de traction en service (retrait entravé et traction par flexion). Toutefois et malgré tout le soin apporté à ce détail par l'entreprise et les coffrages métalliques spécialement développés à cet effet, l'énergie de vibration de la finisseuse n'était pas suffisante pour entraîner ce BFUP hautement thixotrope sous le coffrage, en particulier si la pente transversale s'y opposait.



*Fig. 3 Joint de reprise dans la couche de BFUP avec coffrage métallique –
A gauche : réalisation correcte / A droite : réalisation problématique*

L'OFROU est conscient que ce matériau ultra-performant et par conséquent onéreux doit être pleinement exploité. Pour ces raisons, nous avons lancé des projets pilotes avec une utilisation sur des dalles de roulement en tant que renforcement et étanchement. Ces projets [9] ont d'ailleurs démontré qu'une adhérence conforme peut être obtenue sans produit d'accrochage entre le BFUP et le MA.

En tenant compte des résultats des expériences acquises, dont notamment la problématique relevée au droit des joints de travail lors d'utilisation d'un BFUP hautement thixotrope, des résultats de la surveillance et des recherches futures, nous espérons que cette étanchéité minérale aura sa place dans la norme SN 640 450 « Systèmes d'étanchéité et couches bitumineuses sur ponts avec tabliers en béton » (Edition 2017-12) lors d'une des prochaines révisions.

4.2. Protection contre les agressions chimiques - N1 Passage supérieur Chlosterstrasse [5,6]

Le traitement du pied de la pile du passage supérieur Chlosterstrasse situé en terre-plein central de la N1 entre Dietikon et Schlieren a fait l'objet d'un test comparatif entre une protection en BFUP (type Holcim 707, teneur en fibre métallique de 3.0% (240 kg/m³)), sur la moitié de la section et un béton fibré avec un revêtement OS2 sur le solde de la section selon le schéma ci-dessous.

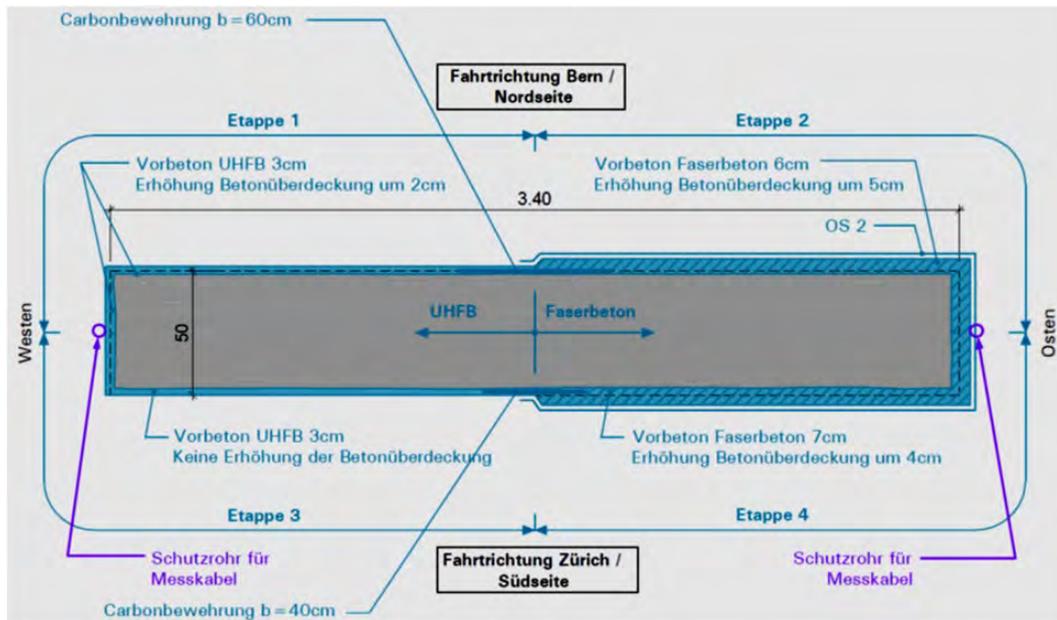


Fig. 4 : coupe de la pile centrale avec traitement différencié sur une hauteur de 3 m

Du point de vue de la réalisation, cette application a démontré que la mise en œuvre du BFUP n'exige pas d'expérience autre que celle d'un bétonnage dans des conditions similaires. Par conséquent, une telle application est de la compétence d'un entrepreneur spécialisé en remise en état de béton.

A l'exclusion des coûts de surveillance et d'essais préalables, le traitement avec un béton fibré est d'environ CHF/m² 1'500. -- contre CHF/m² 2'300. -- avec un BFUP. Toutefois, en raison du caractère « essai pilote », le coût de l'intervention avec du BFUP n'est pas vraiment représentatif. De ce fait, on peut s'attendre à une baisse des coûts pour de futures applications en BFUP de l'ordre de 10 à 30%. Les résultats de la surveillance en 2023 permettront de mettre également dans la balance la plus-value espérée, en terme de durabilité, pour la solution en BFUP.

L'élément a été équipé de capteurs et fait l'objet d'un plan de surveillance intensif jusqu'en 2023 (10 ans). Ce plan comprend des investigations non destructives (capteurs) ainsi que des prélèvements sur des spécimens d'essais entreposés à côté de la pile dans des conditions analogues. Un rapport intermédiaire de surveillance a été établi 1,5 ans après la réalisation. L'intervalle est malheureusement encore trop faible pour permettre un comparatif montrant des différences nuancées entre les deux interventions en ce qui concerne la pénétration des chlorures et la progression du front de carbonatation. Toutefois, l'observation visuelle montre à quelques emplacements, sur la surface de BFUP, de fines fissures. La surface doit d'ailleurs être vaporisée préalablement avec de l'eau pour faciliter leur détection à l'œil nu. L'ouverture de celles-ci se situe majoritairement autour de 0,1 mm, voire localement à 0,2 mm, et n'a pas d'incidence sur la durabilité. Les résultats en 2023 feront l'objet d'un rapport final.

4.3. Protection contre les agressions mécaniques (abrasion) – N01 Voûtages du Gobé [7]

Les voûtages du Gobé (supérieur et inférieur) mesurent un total d'environ 300 m de long. Ils se situent à proximité de l'échangeur du Vengeron. Le diamètre intérieur du voûtage est de 2.00 m. L'épaisseur de l'ouvrage est variable de 25 à 30 cm en fonction de la hauteur de remblai sur la calotte.

Les voûtages ont été classés en état 3 « défectueux ». Certaines zones du radier sont érodées et des armatures sont apparentes et corrodées.

Au stade du concept global, trois variantes ont été analysées, soit : remise en état avec de la résine, remise en état avec des éléments « Hobas » et remise en état avec une couche de BFUP de 3 cm. La solution BFUP s'avère la plus avantageuse et est recommandée pour les phases suivantes du projet. Par rapport à un béton C30/37, l'emploi d'un BFUP permet une diminution d'environ 60% de la profondeur d'abrasion. De plus, la perte de résistance se fait de manière progressive et non dangereuse pour la structure [8].

4.4. Reprofilage d'éléments – N04 Ponts Boli-Mettlen-Linden [9]

Ces trois ouvrages d'art jumelés font l'objet d'une présentation spécifique lors de cette journée d'étude. Ils montrent un large éventail des applications de ce matériau en tant que renforcement, étanchement et reprofilage (projets pilotes OFROU).

Une application particulière à souligner est la remise en état localisée des âmes/talons des poutres avec du BFUP en lieu et place d'un reprofilage au mortier conventionnel. En effet, la matrice du BFUP comporte des granulats dont le diamètre maximal n'excède pas celui d'un mortier ce qui en fait un matériau très approprié pour des remplacements du béton (principe 3 selon tableau 5 SIA 269/2).



fait un matériau très approprié pour des remplacements du béton (principe 3 selon tableau 5 SIA 269/2).

Pour un prix similaire, les avantages par rapport aux mortiers conventionnels (classe R3/R4) sont :

- Excellente adhérence au support préparé dans les règles de l'art ;
- Élément mixte BFUP-béton conduisant à un état d'autocontraintes, grâce à la présence d'une haute teneur en fibres, éliminant voire limitant fortement la fissuration ;
- Surface étanche à l'eau et aux pénétrations des chlorures.

Fig. 5 Aspect du treillis BFUP

4.5. Nouvel élément structural d'ouvrage – N09 Ponts sur la Paudèze [10]

Cette typologie d'application fait également l'objet d'une présentation spécifique et détaillée par l'auteur du projet lors de cette journée d'étude. L'objectif ici est d'évoquer brièvement les avantages que retire le Maître d'ouvrage par le choix de cette solution.

Des béquilles ont été disposées en treillis longitudinal (disposition selon une poutre Warren) pour soutenir l'augmentation de quelques décimètres (sans augmentation de la capacité du trafic) des porte-à-faux des ponts sur la Paudèze. Les analyses statiques ont confirmé que la mise en place de béquilles était nécessaire en raison de l'adaptation de la largeur du pont tout en conservant la dalle de roulement dans la partie centrale.

Ces nouveaux éléments ont été réalisés en BFUP préfabriqué pour faciliter le montage, limiter l'augmentation de poids et conserver une image minérale d'un tablier en béton construit en encorbellement. Les éléments préfabriqués ont été successivement solidarifiés avec la structure existante par des longrines en BFUP coulé sur place.

Contrairement à une variante classique en acier qui donnerait l'aspect d'un dispositif artificiel (prothèse) ajouté au tablier, l'ajout de ce treillis minéral fait corps avec l'ouvrage. De plus, une variante avec des profilés en acier engendrerait des coûts cycliques de renouvellement de la protection contre la corrosion (classe de durabilité élevée (H) > 15 ans); opération complexe et onéreuse puisqu'elle doit s'effectuer en intrados des consoles en respectant des conditions environnementales sévères.

Le Maître d'ouvrage a été convaincu du choix de cette solution en raison de la réduction des coûts d'entretien et de son élégance.

5. Instant présent et vision d'avenir

Les nouvelles et éventuelles futures typologies d'applications du BFUP sont les suivantes :

Perspective

1. Tabliers de ponts, voire superstructures complètes (BFUP préfabriqué et/ou coulé en place, structures mixtes avec BFUP) ;
2. Voussoirs de tunnels (BFUP projeté, etc.) ;
3. Nouvelles bordures de ponts ;
4. ...Place au génie créatif humain.

5.1. Nouvelle génération de passages supérieurs (PS) entre Genève et Lausanne [11]

L'OFROU a mis en place un plan d'entretien (UPlaNS) et prévoit l'élargissement (passage de 2x2 à 2x3 voies) de l'autoroute N01 entre le Vengeron et Nyon. Le but de ceci est de remettre en état l'ensemble de ce tronçon et d'éliminer les goulets d'étranglement causés par une augmentation constante du trafic.

Les aménagements autoroutiers prévus dans le cadre du projet général (GP) sur le tronçon Vengeron-Coppet-Nyon engendrent des interventions sur les ouvrages d'art, et notamment la déconstruction et reconstruction des passages supérieurs (PS) dont le gabarit actuel ne permet pas l'élargissement à 2x3 voies de l'autoroute.

Un mandat d'étude parallèles, mandat d'idées, pour l'intégration architecturale et paysagère des Passages Supérieurs (PS) entre Genève et Lausanne attribué à un duo ingénieur/architecte a abouti à l'esquisse d'une nouvelle génération de PS.

Le concept retenu est un pont bi-encastrés multi-poutres en T, le tout en BFUP. Le lauréat propose un ouvrage doté d'un esthétisme aéré, sculptural, avec un rappel historique des béquilles et une réinterprétation de leur efficacité statique. Le système statique de pont intégral bi-encasté est délicat mais éprouvé.

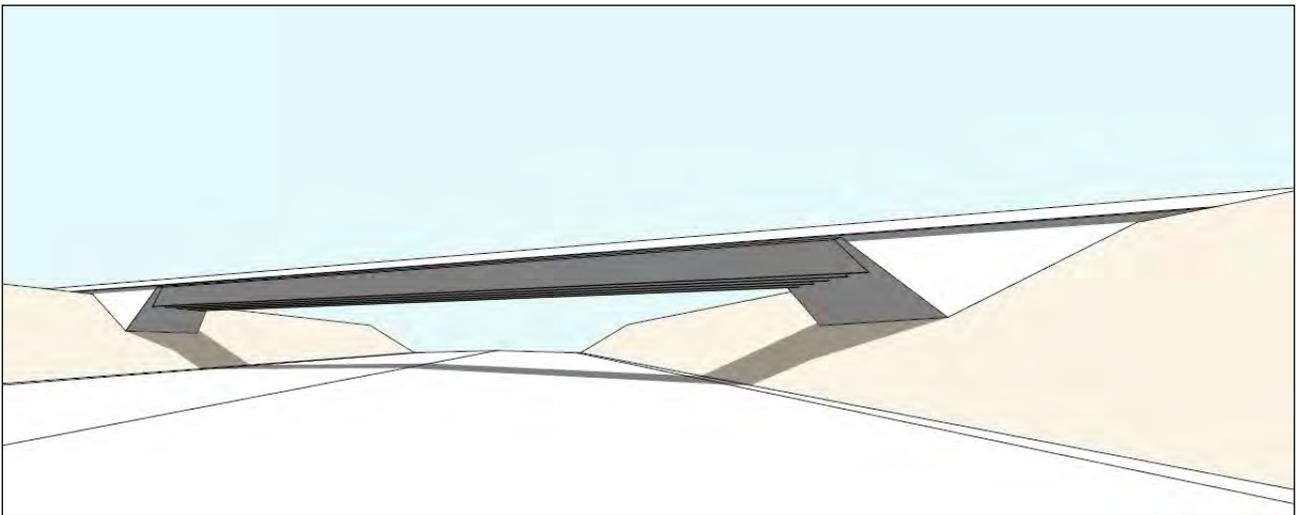


Fig. 6 Vue 3D de la nouvelle génération de PS avec tablier en BFUP [11].

La figure 7 montre l'approche évolutive basée sur les ouvrages existants à béquilles au niveau de l'adaptation de la forme et de l'utilisation d'un matériau innovant à haute durabilité tel que le BFUP pour donner naissance à une génération contemporaine de PS intégraux.

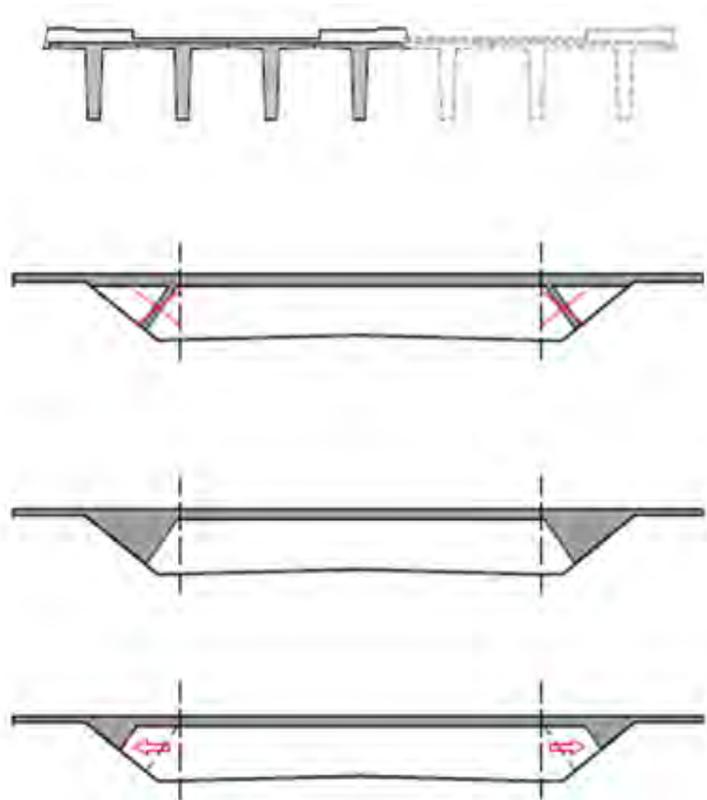


Fig. 7 Idée conceptuelle [11]

L'entretien est fortement optimisé par l'absence de joints de chaussée et d'appareils d'appuis. De plus, l'emploi de BFUP ne nécessite, à priori, pas d'autre étanchéité (étude pilote en cours à l'OFROU).

Le BFUP est un matériau certes onéreux, mais très performant. Par conséquent, un dimensionnement optimisé est indispensable. Dans ce cas, les coûts de ce concept restent dans les standards des ponts usuels.

Nous avons estimé que le choix de ce concept est judicieux et innovant, mais reste audacieux. Ce matériau est cependant de plus en plus utilisé, avec un recul d'expérience d'environ deux décennies.

Avant de le mettre en œuvre sur une série d'ouvrages, nous allons le mettre en application pour deux cas de remplacement en mesures anticipées sur la N09 entre Genève et Lausanne.

Vu le caractère innovant, ces projets seront accompagnés par un Expert. Le design tel que proposé dans le mandat d'idée sera affiné par les auteurs de projets avec un accompagnement de l'architecte lauréat. Il ne s'agit pas de développer un standard de PS à caractère industriel comme celui établi lors de la réalisation de l'autoroute dans les années 60. En effet, l'environnement construit engendre des contraintes limitant fortement une simple répétitivité de ces ouvrages. Par conséquent, l'objectif est plutôt d'avoir une certaine unité conceptuelle et esthétique afin de générer un sentiment de cohérence à l'usager.

Ces deux ouvrages seront équipés d'un dispositif de monitoring détaillé pour évaluer le comportement à court et long terme de ces ouvrages.

Moyennant des adaptations de part et d'autre des culées, nous souhaitons utiliser ces deux PS durant au moins 2 ans sans revêtement en béton bitumineux. Ceci nous permettra de contrôler l'état de surface du BFUP (contrôle de l'absence de fissuration après 2 cycles saisonniers). A cet effet, il faudra définir le traitement de surface du BFUP pour le rendre circulaire en respectant les critères des routes en béton. Sous les joints de travail on pourra disposer des capteurs d'humidité afin de détecter des éventuelles infiltrations d'eau pour juger de l'étanchéité ad-hoc de la couche de BFUP coulée en place.

Nous sommes enthousiasmés et confiants de développer tout prochainement ce concept avec nos mandataires et experts afin de le proposer à nos usagers.

*Construire, c'est collaborer avec la terre :
c'est mettre une marque humaine sur un paysage qui en sera modifié à jamais
Marguerite Yourcenar (1903 – 1987)*

5.2. Projets pilotes dans les tunnels des routes nationales [12]

Le tronçon de la voie montante de la N16 entre La Heutte et Bözingenfeld est doté de tunnels construits entre 1960 et 1970. Ces ouvrages sont dans un état général détérioré avec notamment de nombreuses infiltrations d'eau dans l'espace de circulation. De plus, ceux-ci ne sont plus conformes

aux normes ainsi qu'aux standards de l'OFROU en vigueur. Par conséquent, la nécessité d'une intervention de remise en état est avérée.

En effet, les voûtes d'origine en béton non armé ont été bétonnées directement contre la roche, sans aucun système d'étanchéité à l'extrados. Généralement, la façon pérenne de traiter ce genre de problématique consiste à démolir l'anneau intérieur en béton, à installer un système d'étanchéité et enfin à bétonner un nouveau revêtement définitif.

Conformément aux conditions cadres de l'OFROU relatives à la planification de l'entretien, deux voies de circulation doivent être garanties en permanence, de jour, durant les travaux. Or, une démolition intégrale de l'anneau intérieur en béton engendre un risque de ne pas pouvoir garantir la réouverture du tunnel de jour.

A cet effet, trois projets pilotes, dont deux avec du BFUP, proposent des solutions innovantes dans le but de garantir un résultat final comparable à une nouvelle construction, mais sans une démolition complète de l'ouvrage existant. Ces deux projets consistent en une optimisation du projet pilote de base qui prévoit un fraisage partiel de la voûte pour mettre en place un système de drainage et d'étanchéité sur lequel est bétonné une nouvelle voûte en béton SCC. Ce projet pilote de base est actuellement en cours de réalisation sur un tunnel. Les deux alternatives en BFUP sont en phase de développement de projet et font l'objet d'un accompagnement par un expert [6].

VA : Réfection avec une voûte en BFUP

Une option de réfection prévoit la réalisation intégrale de l'anneau intérieur avec du BFUP en lieu et place d'un béton traditionnel. Grâce aux performances du BFUP, cette méthode vise à éliminer la pose de lés d'étanchéité et à réduire l'ampleur du rabotage de la voûte existante. Toutefois et contrairement à la variante VB, cette voûte en BFUP coulé en place nécessitera l'utilisation d'un cintre de coffrage mobile.

Jusqu'à ce jour, au niveau international, aucune voûte de tunnel n'a encore été réalisée entièrement en BFUP, encore moins en une seule phase de bétonnage et en assurant le maintien de deux voies de circulation durant la journée. Pour cela, un essai à l'échelle sera prévu avant le début des travaux.

VB : Réfection avec des prédalles en BFUP

Pour réaliser l'anneau intérieur en béton, la stratégie de réfection consiste à utiliser des prédalles très minces en BFUP en lieu et place d'un cintre de coffrage. Cette méthode permettra de supprimer les inconvénients liés à l'utilisation d'un tel cintre et de si possible réduire l'ampleur du rabotage de la voûte existante.

Une telle approche a déjà été adoptée au niveau international [13] avec des épaisseurs de voûte beaucoup plus importantes et moyennant la fermeture totale des tunnels.

5.3. Nouvelles bordures de ponts [14]

Les parapets et bordures de ponts autoroutiers sont des éléments d'usures, généralement considérés non porteurs, et soumis à des projections d'eau salée. Ces dispositifs garantissent la reprise des efforts en cas de choc et permettent une fermeture étanche de la dalle de roulement. Ils sont périodiquement remis en état ou remplacés selon nos standards. Par conséquent, en règle générale, on néglige leur contribution à la résistance de l'ouvrage. Les bordures extérieures d'une largeur de 70 cm constituent des éléments massifs d'un poids mort d'environ 10 kN/m'.

Le développement d'une solution de parapets, respectivement de bordures neuves en BFUP permettrait de donner une durée de vie identique à celle de l'ouvrage d'art et de réduire ainsi les interventions d'entretien, voire de renouvellement de ces éléments qui nécessite un chariot de coffrage conséquent. Des recherches dans ce sens ont été menées par l'École Polytechnique de Montréal, Canada [15].

La nouvelle solution consistera certainement à optimiser la géométrie des bordures en L posées sur le tablier [14] en permettant une application parcimonieuse sous forme d'enveloppe pour optimiser la notion de coût-utilité. Ce type de bordure sera développé pour la nouvelle génération de passages supérieurs présentés au chapitre 5.1.

Afin de justifier économiquement le choix de cette solution, une analyse de l'annuité constante par rapport à une variante de bordure standard en béton armé nécessitant une remise en état cyclique lors des projets UPlaNS sera établie.

6. Conclusions

Les rétrospectives présentées montrent le large éventail des applications de ce matériau de pointe dans le domaine des ouvrages d'art à l'OFROU. Elles constituent un échantillon de tous les pas réalisés en 15 ans d'applications sur notre réseau des routes nationales.

La perspective majeure dévoilée dans cet article est le défi d'enjamber, d'un pas de géant, l'aire autoroutière, au moyen d'un tablier entièrement en BFUP.

La généralisation de l'application de ce matériau va permettre d'augmenter la concurrence et de faire encore baisser son prix de fourniture et de mise en œuvre en augmentant ainsi son attractivité.

Nos standards sont orientés majoritairement sur des détails relatifs au béton en fonction de notre tradition constructive. En tenant compte des nombreux retours d'expériences avec ce matériau à ultra-hautes performances, ces documents sont voués à tenir compte de cette évolution.

Le spectre des performances de ce composite, permettra de réduire significativement les cycles d'entretien, générant ainsi naturellement un grand intérêt pour un Maître d'ouvrage confronté quotidiennement à cette problématique. En effet, ces cycles de remise en état induisent des coûts directs et indirects importants pour la collectivité. De plus, en raison de l'augmentation inéluctable de la densité de trafic, des solutions visant à réduire les mesures de conservation pour limiter la gêne aux usagers au strict minimum sont indispensables.

*Il faut oser en tout genre, mais la difficulté, c'est d'oser avec sagesse
Bernard Fontenelle (1657-1757)*

7. Références

- [1] Devise des fondateurs de l'association des artistes Sécessionnistes Viennois, qui se regroupèrent dès 1897 sous le nom de "Vereinigung bildender Künstler Österreichs Secession"
- [2] Auteur du projet : MONOD-PIGUET + ASSOCIES SA
- [3] Revêtement du viaduc de Chillon – Interface BFUP-Revêtement – Prof. A.-G- Dumont (2014)
- [4] OPAN Concept SA : Blaise Fleury – expert BFUP réalisation : extrait du rapport d'expertise pour le contrôle de la mise en œuvre de BFUP sur les viaducs de Chillon N9
- [5] Auteur du projet : Locher Ingenieure AG
- [6] Prof. Dr. Dipl. Ing ETH/SIA/IABSE - Eugen Brühwiler EPFL
- [7] Groupement TCIN – objet traité par T ingénierie SA
- [8] Journée d'étude du 27.10.2011 BFUP – Exemples conceptuels d'utilisation du BFUP (Blaise Fleury, Cornelius Oesterlee, Kerstin Wassmann) ISBN 978-2-8399-0951-8
- [9] N04 Ponts Boli-Mettlen-Linden : Auteur du projet et DLT: groupement INGE A4SZ (Jauslin Stebler AG (pilote), B+S AG, Locher Ingenieure AG) / Entreprise : Consortium ARGE N4 EP KüBru % Implenla Schweiz AG (Porr AG, Cellere)
- [10] Auteur du projet : groupement LIG-A c/o Lombardi SA – auteur pour cet objet : INGPHI concepteurs d'ouvrages d'art
- [11] Atelier Jordan + Comamala-Ismail Architectes / Sollertia groupe d'ingénieurs
- [12] Groupement GIS – objet traité par IUB Engineering SA
- [13] Exemples : <http://www.crezza.com/category/realizzazioni/>

- [14] Directive OFROU 12004 C04 Bordures de pont et terre-plein central (figure 15)
- [15] Prof. J-P Charron et Bruno Massicotte de l'école polytechnique de Montréal (Canada) - Utilisation structurale des BFUP pour les parapets préfabriqués (rapport de recherche SR13-05 – Mai 2013).

Etude expérimentale de l'influence du trafic routier sur l'adhérence BFUP/béton

Dario REDAELLI
Prof. Dr. ing. civil
HES-SO
Fribourg, Suisse

Blaise FLEURY
Ing. civil EPF / SIA
OPAN concept SA
Neuchâtel, Suisse

Daniele STROLIGO
Ing. civil EPF
OFROU - FU
Ittigen, Suisse

Cet article a été rédigé en collaboration avec Messieurs Giovanni Ruggia (chef de projet OFROU), Stefano Mina et Gabriele Attanasi (Consortium TraCiA EP19, auteurs du projet de renforcement du viaduc de Fornaci).

Résumé

L'emploi des Bétons fibrés ultra-performants (BFUP) dans le cadre de réhabilitation ou de renforcement de ponts permet généralement un raccourcissement de la durée du chantier et une limitation de l'entrave au trafic routier. Afin d'exploiter de manière optimale cet avantage, il est cependant nécessaire de définir si une ouverture au trafic à proximité d'une zone de BFUP récemment mis en place risque de péjorer l'adhérence entre le BFUP et le béton ordinaire (BO) de support et de compromettre l'obtention d'un comportement mixte entre ces deux matériaux.

Le présent article résume une étude expérimentale, effectuée au laboratoire de structures de la Haute école d'ingénierie et d'architecture de Fribourg (HEIA). L'étude avait pour objectifs de déterminer l'évolution de l'adhérence entre le BFUP et le BO pendant les premières heures qui suivent la mise en place du BFUP, ainsi que les éventuelles conséquences de vibrations ou de sollicitations cycliques, appliquées entre 0 et 48 heures, sur les propriétés d'adhérence à 28 jours.

Mots clefs: BFUP, adhérence, vibration, élément mixte BFUP-béton

1. Description du projet d'intervention des viaducs de Fornaci

1.1. Descriptif

Les viaducs de Fornaci sont situés sur le tronçon Bellinzone-Chiasso de l'autoroute N02, à proximité de la jonction de Lugano-Sud. Ces deux ouvrages parallèles, de section transversale en forme de caisson, et dont la géométrie générale est donnée dans la figure 1, ont été mis en service en 1968 et sont sollicités actuellement par un trafic journalier moyen de 74'000 véhicules/jour.

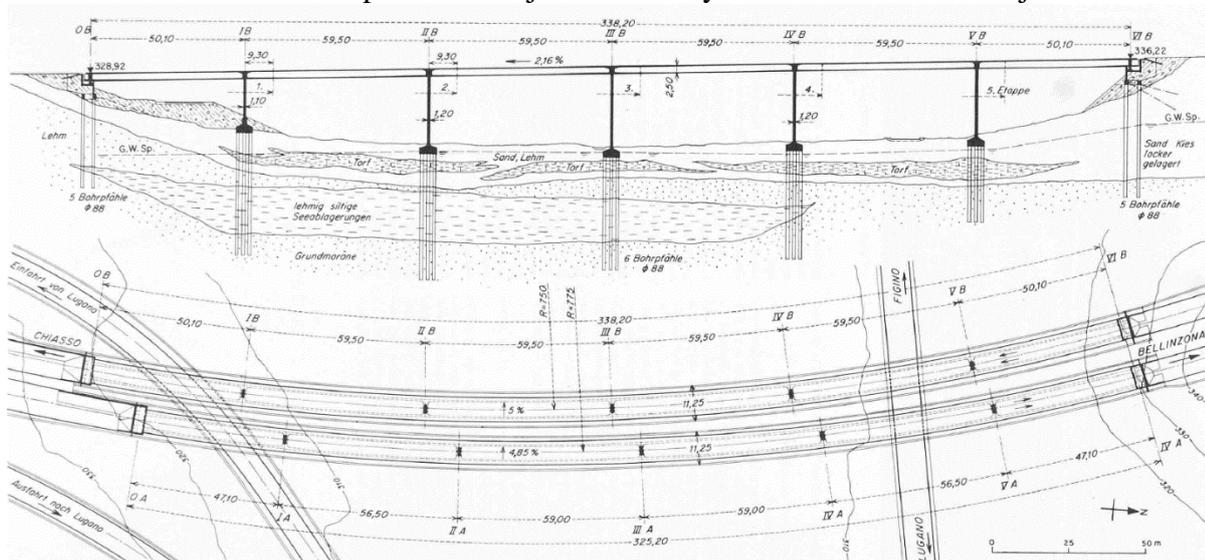


Fig. 1 : Esquisse d'ouvrage tiré de [1].

Les relevés géométriques, effectués dans le cadre du concept d'intervention [2], ont mis en évidence un déficit systématique et non négligeable de l'épaisseur de la dalle de roulement par rapport aux valeurs théoriques indiquées sur les plans d'archives. Les vérifications statiques effectuées sur la base des dimensions effectives (épaisseur de la dalle et recouvrement des armatures) ont montré un degré de conformité insuffisant de la dalle de roulement dans le sens transversal. Les auteurs du projet ont donc proposé et développé un concept de renforcement de la dalle de roulement par une couche de BFUP armé dans le sens transversal [2, 3] sur le même principe que ce qui a été réalisé sur les viaducs de Chillon (VD).

1.2. Phase de chantier déterminantes

Le passage de la finisseuse et l'approvisionnement en BFUP par Dumper hors de la zone ferrillée nécessitent la fermeture totale d'un viaduc durant les travaux de mise en place du BFUP (Fig. 2). Cette fermeture de voies exceptionnelle n'est admise que durant la nuit et l'objectif est une réouverture rapide après la fin de la pose du BFUP pour permettre une gestion de trafic 3 + 1 (Fig. 3). Ceci va impliquer des vibrations engendrées par le trafic routier durant la prise du BFUP, avec d'éventuelles conséquences néfastes sur son adhérence au support.

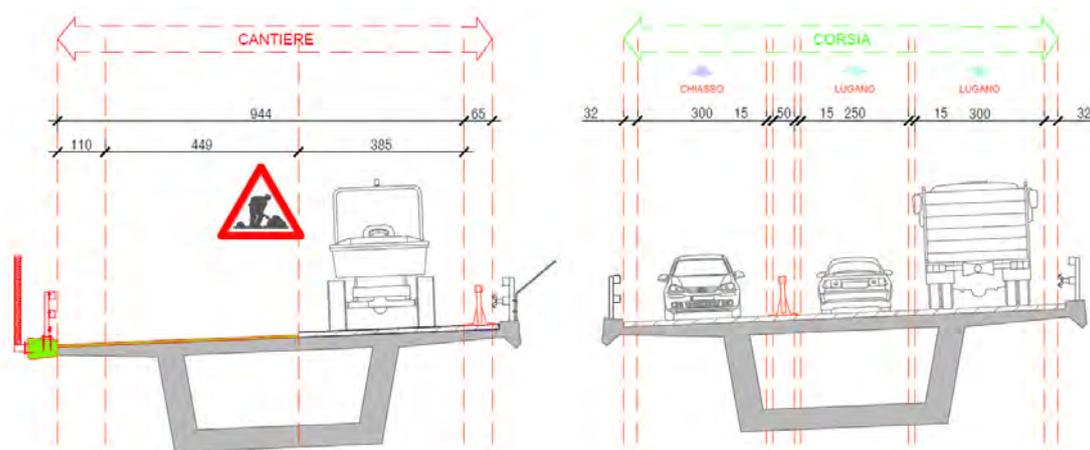


Fig. 2 : Extrait du plan de gestion de trafic : phase de mise en place du BFUP (tiré de [3]).

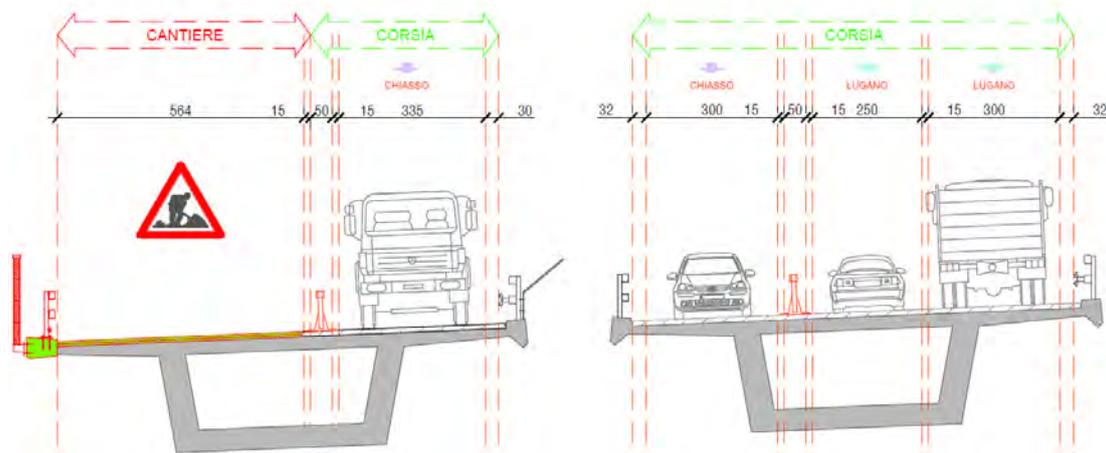


Fig. 3 : Extrait du plan de gestion de trafic : phase de prise du BFUP (tiré de [3]).

Au vu de la montée en résistance atteinte par un BFUP sous conditions de température usuelles (Fig. 12), on peut considérer que la période critique est comprise entre 0 et 24, voire 48 heures après la mise en place du BFUP. Passé ce délai, la résistance à la compression du BFUP ne devrait pas être affectée par des vibrations du trafic. Il devrait logiquement en être de même pour l'adhérence au support, qui dépend également du processus d'hydratation du ciment.

2. Problématique de l'adhérence du BFUP sur son support

Lorsqu'une couche en BFUP est mise en place sur un élément en béton ordinaire existant, selon le chapitre 4.3 du Cahier Technique SIA 2052 [8], on considère un comportement monolithique et l'on admet que l'interface entre les deux matériaux n'est pas déterminante, sous réserve que les dispositions constructives des articles 4.3.3.4 et 6.2.3 soient respectées et que la résistance du béton de support soit supérieure à celle d'un béton C20/25 (ce qui est souvent le cas pour les ouvrages d'art existants). Selon l'annexe C.6, les exigences en termes d'adhérence sont satisfaites si, lors d'essais d'adhérence par traction effectués selon la norme SN EN 1542 [9], la rupture se produit dans le béton de support. Il est également indiqué à l'article 6.2.1 que le BFUP doit être protégé des vibrations nuisibles jusqu'à ce qu'il ait atteint une résistance suffisante.

La problématique de l'adhérence entre BFUP et béton, assimilable à une reprise de bétonnage, reste complexe. On peut cependant relever que la résistance de l'interface est notamment influencée par les paramètres suivants :

- Préparation du support. Le support doit être propre, présenter une rugosité suffisante et être correctement humidifié avant la mise en place du BFUP. La rugosité du support devrait être obtenue par hydrodémolition et non par piquage car cette dernière opération engendre des microfissures qui affaiblissent notablement l'épiderme du support.
- Consistance du BFUP. Un BFUP thixotrope présente généralement une moins bonne adhérence qu'un BFUP fluide qui pénètre mieux dans les interstices du béton de support. Ce désavantage peut être partiellement compensé par une pervibration lors de la mise en place.
- Formulation et propriétés du type de BFUP (temps de début de prise, cinétique de montée en résistance et d'hydratation, chaleur d'hydratation, retrait endogène et évolution du module d'élasticité au très jeune âge).
- Orientation de la surface de contact [7]. Une application d'un BFUP au-dessus d'un support horizontal est plus favorable qu'une application contre une face verticale.

En cas de réouverture au trafic à proximité de la couche en BFUP et pendant la prise de ce dernier, d'autres paramètres interviennent, qui peuvent influencer la résistance d'interface, mais qui n'ont pas été étudiés en détail :

- Intensité et période d'apparition d'éventuelles vibrations durant la prise du BFUP.
- Sollicitations mécaniques et/ou déformations du support durant la prise du BFUP.

3. Mesure de vibrations du viaduc de Fornaci N-S

Afin de quantifier les vibrations du trafic routier, une campagne de mesures [5] a été réalisée sur le viaduc Nord-Sud par IFEC Ingegneria sous la direction du bureau Sciarini Ingegneria SA, auteur du projet de renforcement par du BFUP. Les positions des capteurs, ainsi que les vitesses verticales maximales obtenues, sont données dans la figure 4.

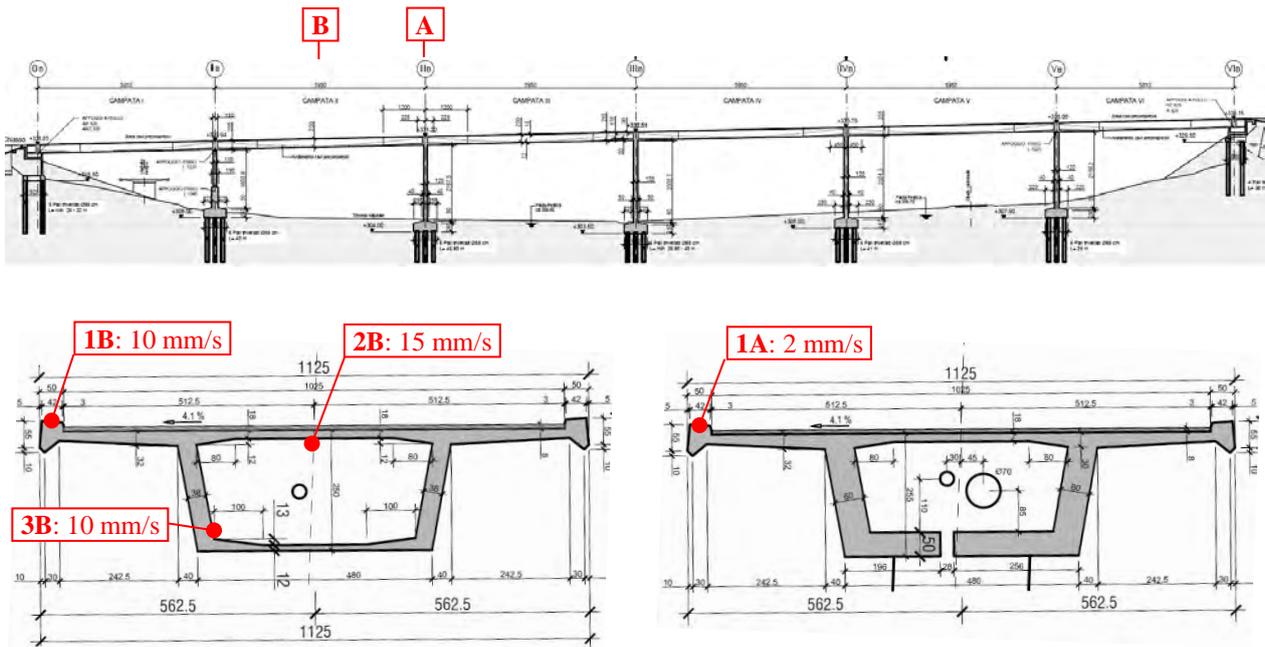


Fig. 4 : Position des capteurs et vitesses verticales maximales mesurées sur le viaduc N-S (section A à mi-travée, section B sur appui).

Le trafic routier a induit des vibrations importantes de la dalle de roulement du viaduc, en particulier au droit du point de mesure 2B, situé au milieu du champ de dalle, sur lequel des vitesses verticales de 15 mm/s ont été enregistrées.

Des vitesses verticales de 10 mm/s ont été mesurées contre l'âme du caisson (3B) et à l'extrémité du porte-à-faux (1B) de la section située à mi-travée. À l'extrémité du porte-à-faux de la section sur appui (1A), munie d'une entretoise massive, la vitesse verticale maximale n'était que de 2 mm/s.

Les mesures ont mis en évidence deux fréquences principales de vibration verticale, respectivement de 1.9 Hz, probablement associée à la rigidité longitudinale de l'ouvrage, et de 3.2 Hz, probablement associée à la rigidité transversale du tablier.

4. Matériaux employés

4.1. Béton fibré ultra-performant (BFUP)

Le BFUP utilisé dans le cadre de la campagne d'essais, est un Ductal[®], de sorte UA selon CT 2052, fourni par Lafarge Holcim SA. Afin de correspondre aux exigences d'application sur les viaducs de Fornaci, il présente une consistance thixotrope, un dosage minimal de 280 kg/m³ (3.7% en volume) de fibres métalliques (longueur 14 mm, diamètre 0.2 mm) et une résistance à la compression sur cube supérieure à 70 N/mm² après 24 heures.

4.2. Béton ordinaire (BO)

Les dalles de la série d'essais 1.1 ont été confectionnées par une entreprise de construction avec un béton ordinaire (BO) de classe de résistance C30/37 ($D_{max} = 32$ mm). La résistance à la traction de ce béton s'étant révélée trop faible par rapport à l'adhérence BFUP/BO, toutes les autres dalles de support ont été confectionnées par un préfabriquant avec un béton de classe de résistance C60/75 ($D_{max} = 16$ mm).

5. Essai de type 1 : évolution de l'adhérence BFUP/BO au cours du temps

5.1. Objectifs et principes des essais

Les objectifs des essais de type 1 sont de :

- mesurer l'évolution au jeune âge de l'adhérence qui se développe entre le BFUP et le béton ordinaire (BO) de support ;
- comparer cette évolution à celle de la résistance à la compression du BFUP.

Etant donné l'impossibilité de carotter au travers d'une couche de BFUP frais, des essais d'adhérence par traction directe selon la norme SN EN 1542 [9] ne sont pas réalisables. Une procédure alternative, consistant à couler des cylindres en BFUP sur une dalle de support pré-carottée a donc été développée. Celle-ci, inspirée d'essais de pull-off traditionnels, permet de tester l'adhérence BFUP/BO dès la mise en place du BFUP.

Il est important de souligner que les résultats des essais de traction sur carotte sont particulièrement sensibles aux éventuels défauts d'alignement, orthogonalité et centrage des carottes et des pastilles. Pour cette raison, les valeurs des contraintes mesurées avec des essais de ce type d'essai doivent être considérées comme des valeurs nominales.

La surface supérieure des dalles de support a été préparée par hydrodémolition afin d'obtenir une rugosité de 5 mm de profondeur. Les pré-carottages, de 50 mm de profondeur et de 50 mm de diamètre ont été remplis par du sable puis surmontés par des moules cylindriques en acier (Fig. 5). Le remplissage des moules par du BFUP a été effectué manuellement à l'aide d'une truelle, après humidification du support.

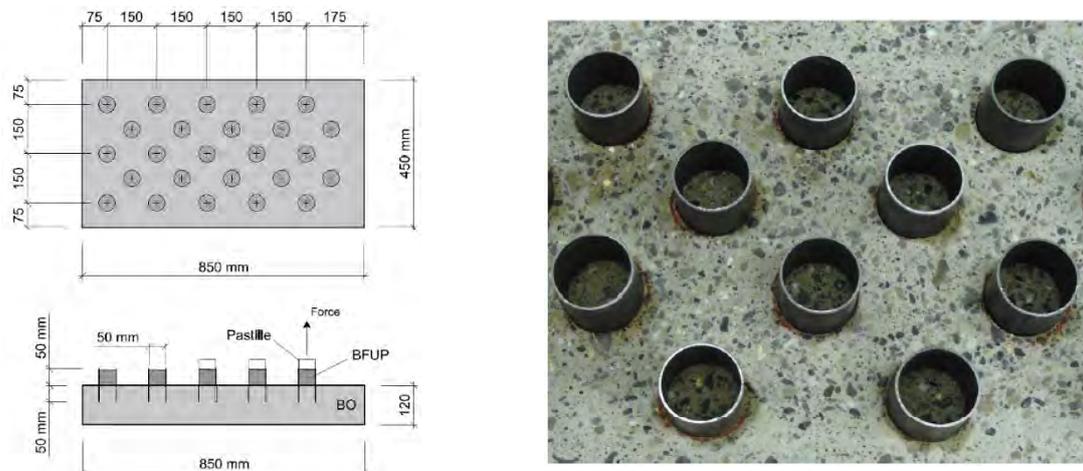


Fig. 5 : Géométrie et photographie des éléments d'épreuve de type 1.

Compte tenu de la très faible intensité des forces attendues au jeune âge, un appareil d'essai spécifique a été développé. Celui-ci est composé d'un trépied métallique, d'un vérin hydraulique commandé par une pompe à main et d'un capteur de force. La mise en traction est effectuée à l'aide de pastilles métalliques filetées, collées à la surface du BFUP préalablement brossée.

Le collage des pastilles métalliques sur le BFUP s'est révélé très ardu en raison de la surface très lisse du BFUP, de son humidité et des variations dimensionnelles résultant de la chaleur d'hydratation. Il en est résulté de nombreuses ruptures de la colle dans la plage comprise entre 0 et 48 heures après la mise en place du BFUP.

5.2. Résultats de la série d'essais 1.1 (béton de support C30/37)

Les résultats des 24 essais de résistance à la compression du BFUP sur cube de 100 mm d'arête, réalisés dans le cadre de la série d'essais 1.1, sont représentés graphiquement dans la figure 6. Chaque point représente la moyenne des 2 essais réalisés à chaque échéance.

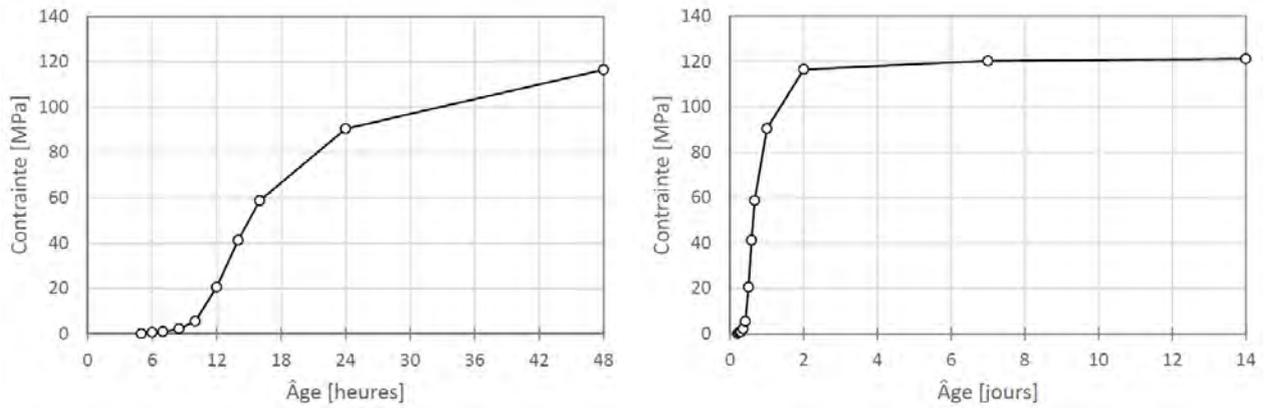


Fig. 6 : Evolution de la résistance à la compression du BFUP de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 14 jours (à droite).

Les résultats des 29 essais de pull-off de la série 1.1, ainsi que les modes de rupture observés, sont donnés dans la figure 7.

Les ruptures d'interface se sont manifestées exclusivement au très jeune âge ($t \leq 14$ h) et sans séparation nette entre BFUP et BO. Une certaine quantité de BFUP, de consistance encore relativement pâteuse, restait systématiquement collée au support.

Des ruptures dans le béton de support ont été constatées déjà 24 heures après la mise en place du BFUP, pour des contraintes de traction inférieures à 2.0 N/mm^2 .

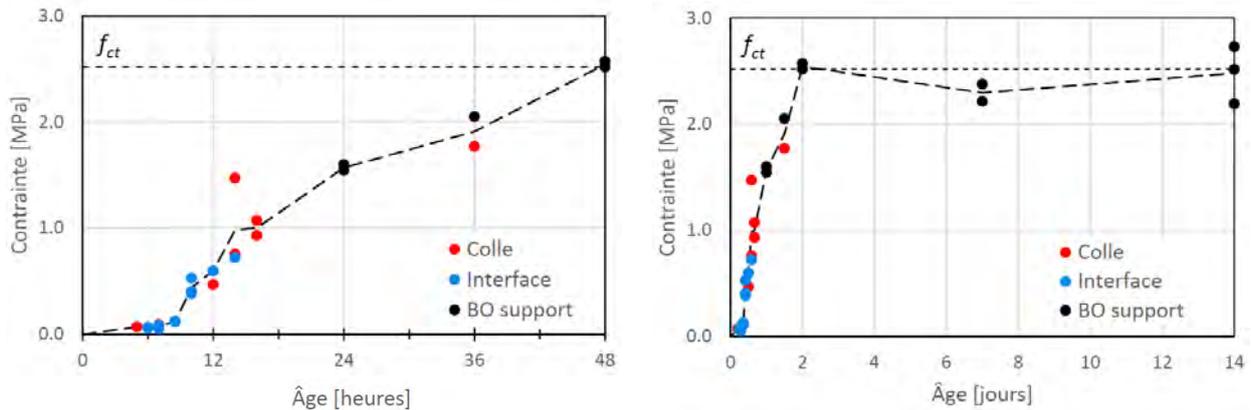


Fig. 7 : Evolution de l'adhérence du BFUP au béton de support C30/37 et mode de rupture observé de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 14 jours (à droite).

A partir de 24 heures, la rupture s'est produite systématiquement dans le béton de support (C30/37), sous une résistance à la traction moyenne de 2.5 N/mm^2 . L'objectif étant de tester l'adhérence au support et non la résistance de celui-ci, il a été décidé d'interrompre les essais à l'âge de 14 jours et d'entreprendre une nouvelle série avec un béton de support plus résistant.

5.3. Résultats des séries d'essais 1.2 et 1.3 (béton de support C60/75)

La série 1.2 a été réalisée avec un béton de support de classe de résistance C60/75. Elle représente la série de référence principale pour les essais de type 1. La série 1.3 a été effectuée afin de confirmer les résultats de la série 1.2, en accordant une attention particulière à la mise en place du BFUP dans les moules cylindriques.

Les résultats des 20 essais de résistance à la compression du BFUP sur cube de 100 mm d'arête, réalisés dans le cadre de la série d'essais 1.2, sont représentés graphiquement dans la figure 8. Chaque point représente la moyenne des 2 essais réalisés à chaque échéance.

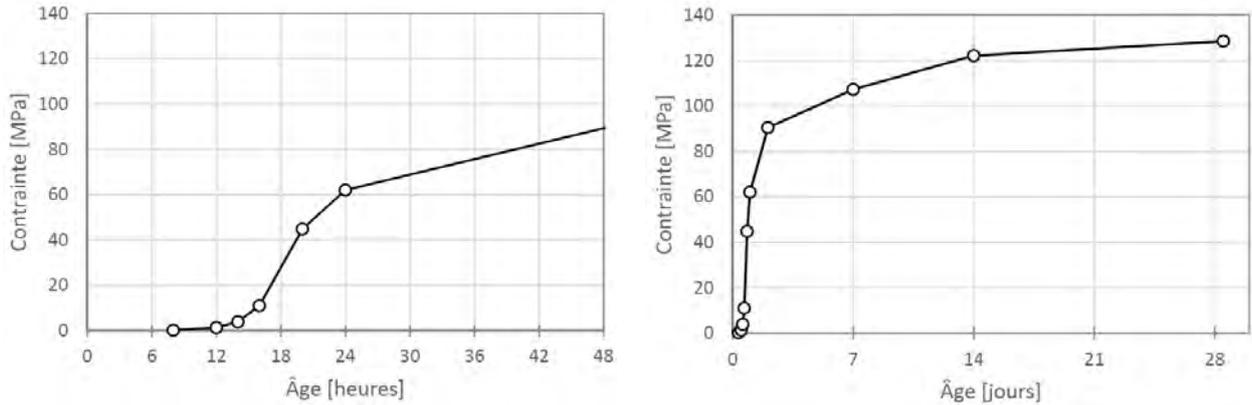


Fig. 8 : Evolution de la résistance à la compression du BFUP de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 30 jours (à droite).

Les résultats de 49 essais de pull-off de la série 1.2, ainsi que les modes de rupture observés, sont donnés dans la figure 9.

Pour les séries 1.2 et 1.3, des ruptures d'interface ont été observées au jeune âge, mais également jusqu'à l'âge de 28 jours. Dans certains cas, les ruptures d'interface présentaient une forte quantité de BFUP collée au support, comme c'était le cas dans la série 1.1. Dans d'autres cas, la quantité de BFUP collée au support était très faible, voire nulle et la rupture de l'interface BFUP/BO était nette.

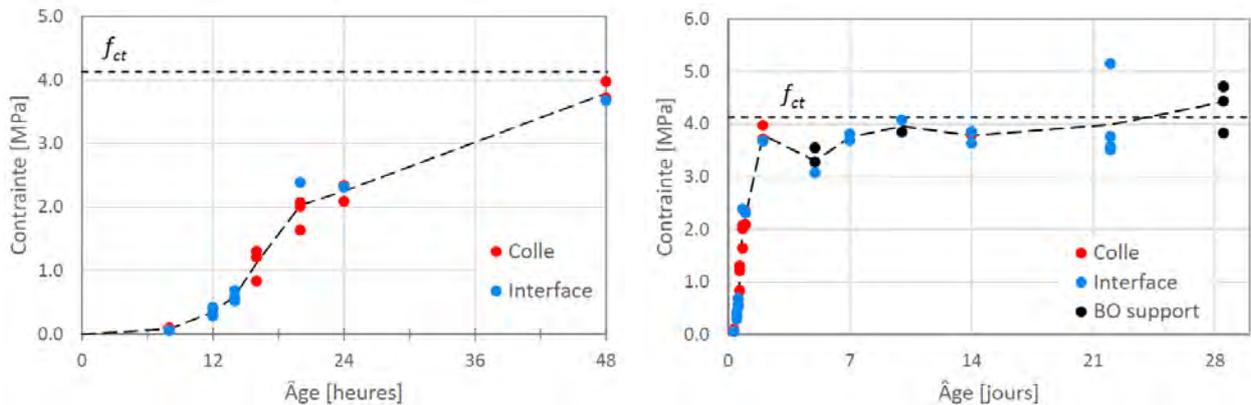


Fig. 9 : Evolution de l'adhérence du BFUP au béton de support C60/75 et mode de rupture observé de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 30 jours (à droite).

Plusieurs ruptures partielles impliquant en partie la peau du BFUP et celle du béton ordinaire ont également été observées.

5.4. Synthèses et commentaires des essais de type 1

Les résultats des séries d'essais 1.1, 1.2 et 1.3 sont comparés entre eux dans les figures 10 et 11.

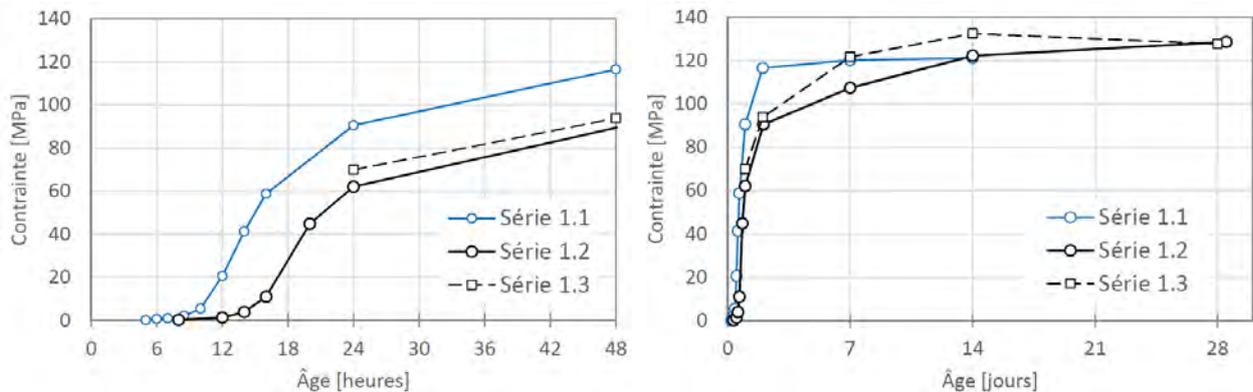


Fig. 10 : Evolution de la résistance à la compression (sur cube de 100 mm) du BFUP de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 30 jours (à droite).

Pour toutes les séries d'essais, la résistance à la compression du BFUP sur cube de 100 mm se situe aux alentours de 130 N/mm² à 28 jours (Fig. 8). La montée en résistance plus rapide obtenue avec la série 1.1 résulte de la température ambiante (24°C) qui était plus élevée que pour les séries 1.2 et 1.3 (respectivement 18.7°C et 19.1°C). Les éprouvettes de contrôle qualité ont été stockés dans le laboratoire de structures, dans les mêmes conditions que les dalles d'essai.

Les résultats des essais de pull-off, illustrés par la figure 11, correspondent à la contrainte mesurée, indépendamment du mode de rupture. Cette valeur correspond à une borne inférieure de la résistance à l'arrachement au droit de la surface de contact BFUP/BO car elle inclue les ruptures qui se sont produites dans la colle ou le béton de support.

La résistance à l'arrachement obtenue dans le cadre des essais de la série 1 vaut environ 1.0 N/mm² 16 heures après la mise en place du BFUP et 2.0 N/mm² après 24 heures. Tout comme pour la résistance à la compression, l'évolution de la résistance à l'arrachement est fortement influencée par la température ambiante.

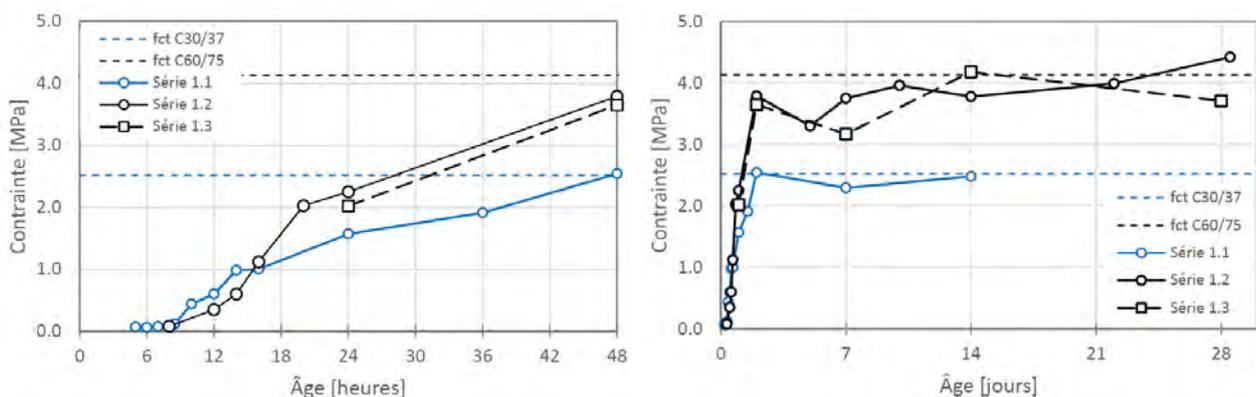


Fig. 11 : Evolution de l'adhérence du BFUP au béton de support (essais de pull-off) de 0 à 48 heures (à gauche) et de 0 à 30 jours (à droite).

Pour les dalles de support en béton C30/37, les premières ruptures dans le béton de support ont été constatées déjà 24 heures après la mise en place du BFUP sous une contrainte de 1.6 N/mm². A partir de 48 heures, toutes les ruptures se sont produites dans le béton de support, sous une contrainte d'environ 2.5 N/mm².

Pour les dalles de support en béton C60/75, les premières ruptures dans le béton de support ont également été observées à partir de 24 heures, mais sous une contrainte supérieure à 3.0 N/mm². A

partir de ce moment, les ruptures se sont produites alternativement dans l'interface ou dans le béton de support, pour des contraintes comprises approximativement entre 3.0 et 5.0 N/mm². Pour des contraintes supérieures à 3.0-3.5 N/mm², des ruptures d'interface ont été observées à tous les âges du BFUP.

Comme on a pu le constater précédemment, la résistance de l'interface de la série 1.2 est bornée par la valeur de la résistance à la traction du béton de support (env. 4.1 N/mm²), obtenue approximativement à 48 heures.

En admettant cette valeur comme référence (100%) et en considérant exclusivement les résultats des ruptures d'interface BFUP/BO de la série 1.2 on obtient une assez bonne corrélation entre l'évolution de la résistance à la compression du BFUP et celle de l'adhérence au support (Fig. 12). On peut donc en déduire que le phénomène d'adhérence, tout comme la résistance à la compression, découle principalement du processus d'hydratation du ciment.

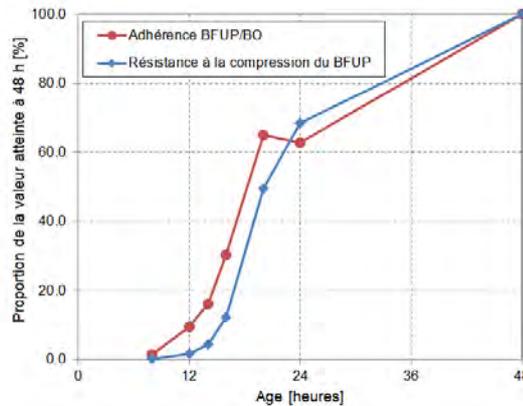


Fig. 12 : Evolution de la résistance à la compression du BFUP et de l'adhérence BFUP/BO jusqu'à 48 h.

6. Essai de type 2 : effet des vibrations sur l'adhérence BFUP/BO

6.1. Objectif et principe des essais

Les essais de la série 1 ont montré qu'un comportement monolithique entre le BFUP et son support en béton ordinaire était atteint au pire environ 48 heures après la pose du BFUP. Passé ce délai les vibrations du trafic routier ne devraient pas avoir de conséquences néfastes sur les propriétés d'adhérence.

Le but de la présente série d'essais est d'évaluer l'influence de vibrations similaires à celles du trafic routier, agissant entre 0 et 48 heures après la pose du BFUP.

Les éprouvettes d'essais, constituées de 6 dalles en béton ordinaire C60/75 recouverte par une couche de BFUP (Fig. 13), ont été soumises à des vibrations durant une période maximale de 48 heures, tout en variant l'âge de début des vibrations dans la plage probable de réouverture d'un pont au trafic routier (0h, 4h, 6h, 8h, 12h, 24h après la mise en place du BFUP).

L'adhérence BFUP/BO a été mesurée par des essais d'adhérence par traction directe selon SN EN 1542, réalisés 28 jours après l'application du BFUP, à raison de 5 essais par dalle. Les résultats ont été comparés à ceux d'une 7^{ème} dalle de référence, non soumise aux vibrations.

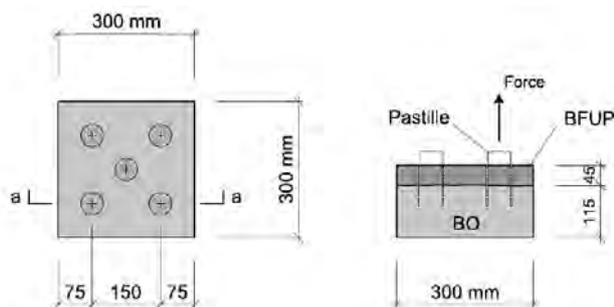


Fig. 13 : Géométrie des éléments d'épreuve de type 2.

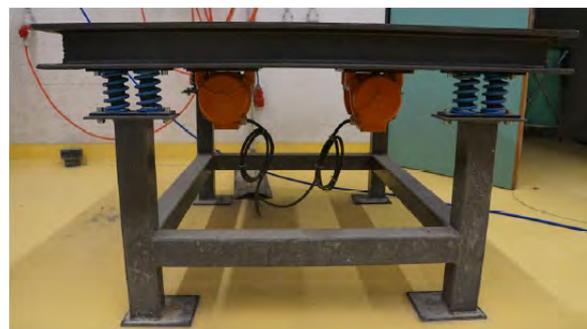


Fig. 14 : Table vibrante du laboratoire de structures de l'HEIA –FR.

La table vibrante employée pour les essais permet de choisir la fréquence des impulsions entre 0 et 100 Hz, mais ne permet pas d'apporter des réglages ultérieurs quant à l'accélération, la vitesse ou le déplacement du mouvement oscillatoire de la table vibrante, qui dépendent de la rigidité des ressorts et de la masse oscillante. Le comportement vibratoire de la table vibrante, chargée avec six échantillons d'essais, a été mesuré par des capteurs dynamiques et est donné dans la figure 15.

Fréquence [Hz]	Vibration verticale mesurées (valeurs maximales)		
	Accélération [mm/s ²]	Vitesse [mm/s]	Déplacement [mm]
< 5.0	Vibration essentiellement horizontale		
5.4 - 5.5	0.25 - 0.30	8 - 10	0.2 - 0.3
5.8	0.60 - 0.70	15 - 20	0.5 - 0.6
6.0	1.50 - 1.60	> 40	1.1 - 1.2
> 6.0	Vibration jugée trop importantes		

Fig. 15 : Comportement de la table vibrante.

Pour correspondre au mieux au comportement vibratoire mesuré des viaducs de Fornaci (chapitre 3), il a été décidé d'appliquer un cycle de vibrations d'une durée de 15 minutes (figure 16) toutes les heures durant les 2 jours suivants la mise en place du BFUP.

Durée [min]	Fréquence [Hz]	Vitesse verticale [mm/s]
10	5.4 - 5.5	≈ 8
4	5.8.	≈ 15 - 20
1	5.4 - 5.5	≈ 8

Fig. 16 : Cycle usuel de 15 minutes, répété une fois par heure.

Deux cycles plus longs et plus intenses (figure 17) ont été appliqués juste avant deux pauses nocturnes de 3 heures chacune. La dalle positionnée sur la table vibrante immédiatement après la mise en place du BFUP et celle positionnée après 24 heures, ont ainsi été sollicitées respectivement par 42 et 20 cycles de vibrations.

Afin de garder un comportement vibratoire constant, les dalles d'essais positionnées ultérieurement sur la table vibrante, sont substituées provisoirement par des éléments de même masse.

Durée [min]	Fréquence [Hz]	Vitesse verticale [mm/s]
10	5.4 - 5.5	≈ 8
4	5.8.	≈ 15 - 20
1	6.0	≈ 40
4	5.8.	≈ 15 - 20
10	5.4 - 5.5	≈ 8

Fig. 17 : Cycles longs et intenses de 29 minutes (2 cycles appliqués, nr.16 et 40).

6.2. Résultats des essais de type 2

Pour la majorité des échantillons soumis aux vibrations (21 résultats sur 30), la rupture s'est produite dans le béton ordinaire de la dalle de support. Dans 9 cas la rupture a impliqué la zone d'interface entre BFUP et BO, mais toujours de façon très marginale car seule 10% de la surface de rupture, au maximum, impliquait l'interface BO/BFUP (90% de la section de rupture dans le BO).

Les 5 résultats de pull-off de la dalle de référence, non vibrée, se sont produits dans le béton de support.

L'occurrence des ruptures impliquant partiellement l'interface est indépendante de l'échéance de début d'application des sollicitations vibratoires (Fig. 18).

Les résultats numériques des 35 essais de pull-off, ainsi que le type de rupture sont synthétisés dans la figure 19.

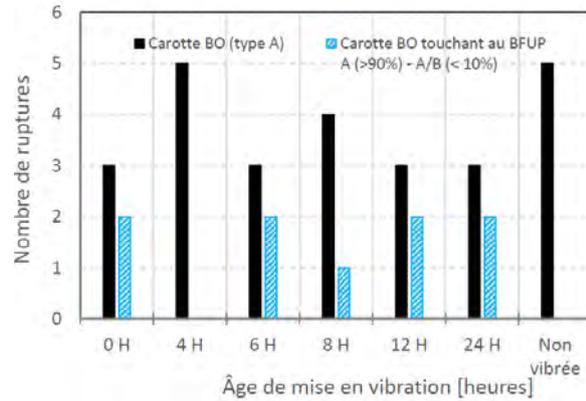


Fig. 18 : Synthèse des modes de rupture.

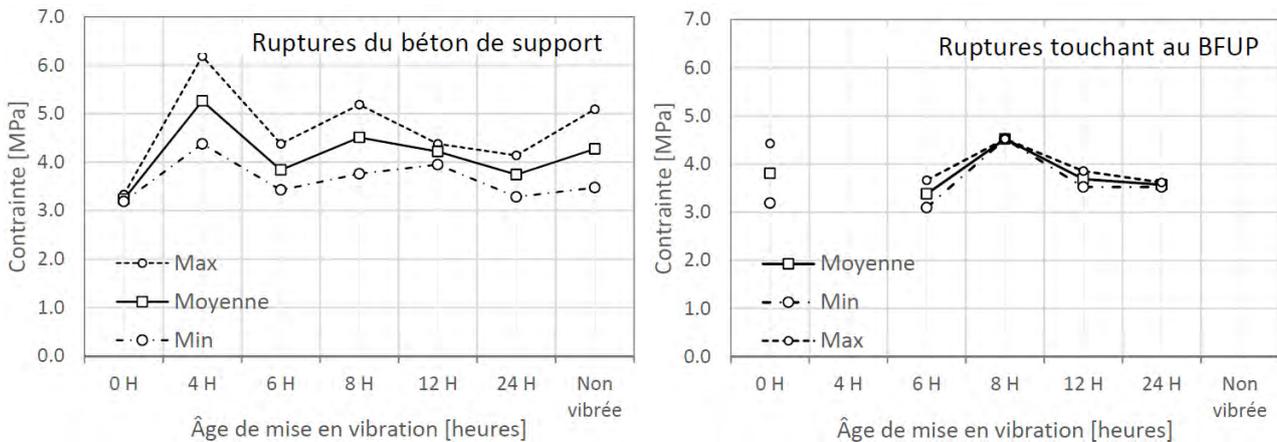


Fig. 19 : Contrainte et mode de rupture en fonction de l'âge de mise en vibration.

La figure de gauche concerne exclusivement les ruptures du support et la figure de droite celles touchant l'interface BFUP/BO.

Comme nous pouvons le constater, aucune diminution évidente de l'adhérence entre BFUP et BO de support induite par les vibrations n'a été observée sur les échantillons d'essais. Ceci quel que soit l'âge du BFUP lors du début de l'application des vibrations.

7. Essais de type 3 : effet de sollicitations mécaniques sur l'adhérence BFUP/BO

7.1. Problématique et principe des essais

Dès qu'une voie est ouverte au trafic, des charges ponctuelles engendrées par les roues de véhicules lourds sont appliquées à proximité immédiate de la zone de BFUP fraîchement mis en place (Fig. 3). Ces charges, estimées à 60 kN par roue (max. 12 tonnes par essieu), induisent des effets dynamiques, mais également une déformation et des courbures de la dalle de support, potentiellement dommageables au développement de l'adhérence BO/BFUP.

L'objectif de la série d'essais de type 3 est donc d'évaluer sur un système statique simplifié les effets d'une charge quasi-statique appliquée sur un support déformable.

Le calcul de l'état d'effort et de déformation induit par les charges d'essieu dans l'ouvrage réel est affecté par de nombreuses incertitudes, liées à la rigidité effective de la dalle de roulement (module d'élasticité du béton, état de fissuration), mais également au fait que la rigidité du système évolue progressivement entre celle du béton seul et celle du système mixte BO/BFUP. Pour ces raisons, il a été décidé de se limiter à une modélisation linéaire élastique, de l'ouvrage réel et de la dalle d'essai. Le choix a été d'appliquer, durant les essais, une force de même intensité que la charge réelle d'une roue. Selon les modèles numériques, une telle force induit dans la dalle d'essai des sollicitations (effort tranchant et moments de flexion) plus sévères que celles induites dans l'ouvrage réel.

7.2. Descriptif des essais

Les dalles d'essais en béton C60/75 armé, sont appuyées sur 4 points (portée de 1.24 m) et recouvertes d'une couronne en BFUP (Fig. 20).

La charge est appliquée au centre de la dalle, sur une surface de 100x100 mm, à raison d'un cycle de chargement/déchargement de 0 à 60 kN toutes les 5 minutes.

Cinq dalles ont été confectionnées. L'une d'elles n'a pas été sollicitée et sert de référence. Les autres ont été sollicitées respectivement dès 1, 4, 6 et 12 h après le coulage du BFUP.

Pour les 4 dalles testées, les cycles de chargement ont été interrompus 48 heures après la mise en place du BFUP.

L'évaluation a été faite 28 jours après la pose du BFUP par des essais d'arrachements au droit des points 1 à 8 (Fig. 20). Les efforts tranchants sont maximaux aux points 1 ou 5 et les moments de flexion aux points 4 ou 8.

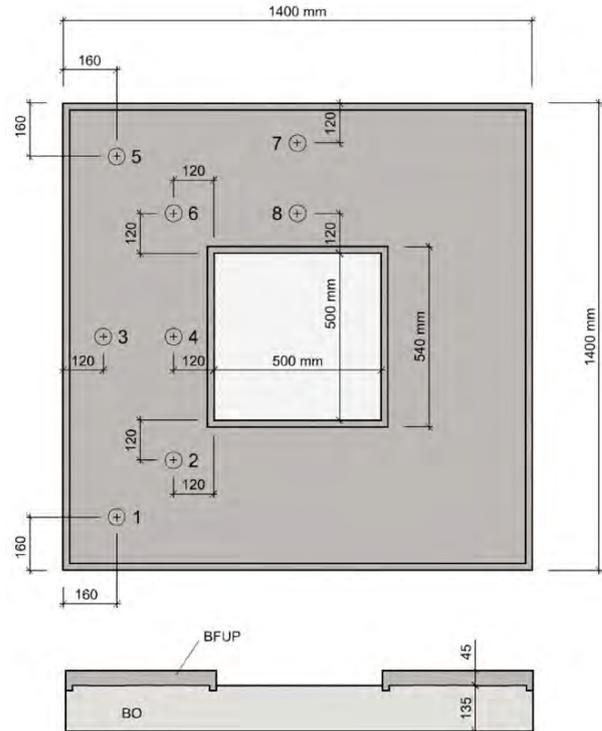


Fig. 20 : Dalle d'essai de type 3.

7.3. Résultats des essais de type 3

La figure 21 montre un exemple de diagramme force - flèche mesuré durant la phase de chargement. Il s'agit de la dalle sollicitée à partir de 4 h, donc durant 44 h (528 cycles).

On constate une déformation irréversible associée à la fissuration de la dalle de support.

On observe également une augmentation de pente entre les premiers et les derniers cycles de chargement, ce qui confirme l'activation progressive d'un comportement mixte BO/BFUP pendant la prise du BFUP.

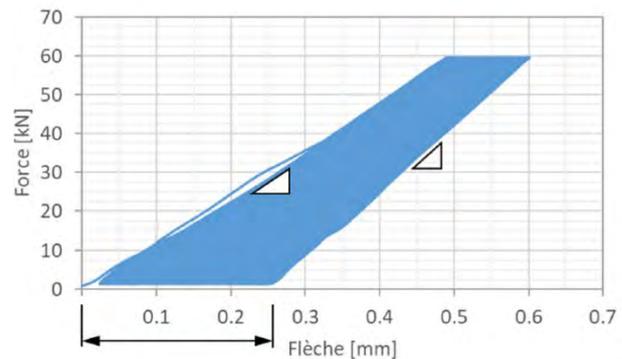


Fig. 21 : Diagramme force - flèche de la dalle sollicitée 4 h après la pose du BFUP.

La plupart des ruptures se sont produites dans le béton ordinaire (BO) de la dalle de support (Fig. 22). Cependant, chaque dalle a présenté au moins une rupture à l'interface BO/BFUP, mais sous une contrainte relativement élevée d'env. 3.0 à 4.0 N/mm² (Fig. 23).

La rupture d'interface était généralement plus nette que dans les essais de type 2. La surface de rupture localisée à l'interface BO/BFUP variait entre 10% et 80% pour les échantillons sollicités mécaniquement (le solde étant dans le BO). Elle était même de 100% pour les deux ruptures observées sur la dalle de référence non chargée.

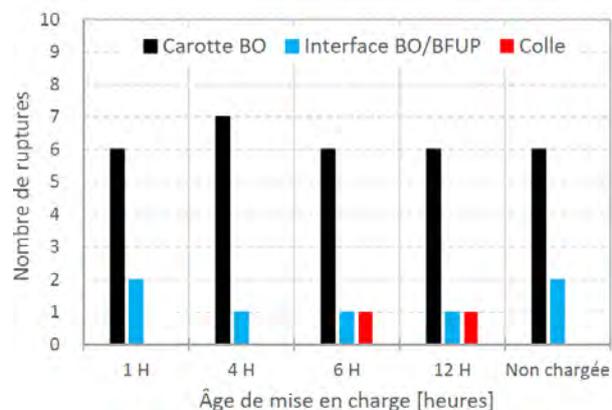


Fig. 22 : Mode de rupture en fonction de l'âge de mise en charge.

Il est intéressant de noter que toutes les ruptures d'interface se sont produites au droit des points 3, 4 et 7 (Figure 20). Une explication basée sur l'état d'effort induit par la charge de 60 kN est injustifiable car la dalle qui a montré le plus de ruptures dans ces zones n'a pas été chargée. Cette faiblesse apparente découle plus probablement de l'état d'autocontraintes engendré par le retrait entravé, ou par le mode de mise en place (BFUP étalé au râteau).

Le diagramme de la figure 23 (gauche) illustre les contraintes de ruptures mesurées en fonction de l'âge du BFUP lors du début du chargement cyclique. La figure de droite montre exclusivement les résultats des ruptures impliquant l'interface BO/BFUP.

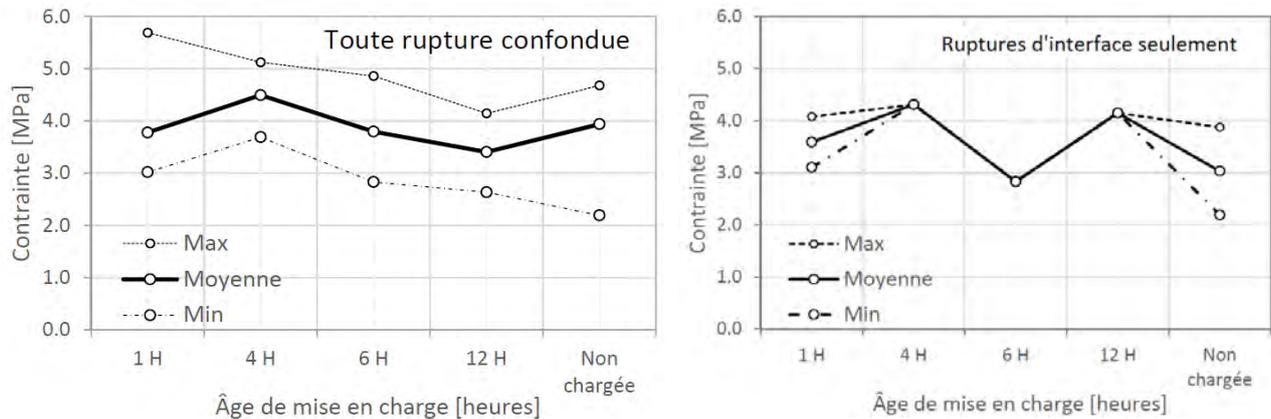


Fig. 23 : Contrainte et mode de rupture en fonction de l'âge du BFUP lors de la mise en vibration. La figure de gauche présente les résultats de toutes les ruptures et la figure de droite exclusivement celles touchant l'interface BFUP/BO.

Quel que soit le début du chargement, les ruptures d'interface se produisent sous une contrainte du même ordre de grandeur que les ruptures du support. L'interface ne constitue donc pas un point faible pour le comportement mixte BO/BFUP.

Aucune corrélation ne peut être établie entre l'âge de mise en charge et la résistance à l'arrachement, ni en termes de nombre de ruptures d'interface, ni en termes de résistance mesurée.

8. Conclusions

Les essais de type 1 (éprouvettes non sollicitées) ont mis en évidence l'évolution de l'adhérence BFUP/BO en fonction du temps. Celle-ci est affine à la montée en résistance à la compression du BFUP. On peut donc en déduire que le phénomène d'adhérence est prioritairement influencé par les mécanismes d'hydratation du ciment. Pour le BFUP utilisé dans cette campagne expérimentale, et sous une température ambiante d'environ 20°C, des résistances à l'arrachement de 1.0 et 2.0 N/mm² ont été obtenues respectivement 16 et 36 heures après la mise en place du BFUP. Dans le cas d'un béton support de résistance usuelle (C30/37), les premières ruptures du support sont observées 24 heures après la mise en place du BFUP. Dès l'âge de 48 heures, toutes les ruptures se produisent dans le support. Pour un béton de support de plus haute résistance (C60/70), les premières ruptures du support ont également été observées à l'âge de 24 heures, mais pour des contraintes supérieures à 3.0 N/mm². Ensuite, et jusqu'à 28 jours, les ruptures du support et d'interfaces sont apparues de façon alternée, mais toujours sous des valeurs de contrainte élevées.

Pour les essais de type 2 (vibrations imposées), aucune corrélation n'a pu être identifiée entre l'âge du BFUP lors du début des vibrations et la résistance à l'arrachement, ni en termes de mode de rupture, ni en termes de résistance mesurée.

Pour les essais de type 3 (efforts et déformations cycliques imposés), des ruptures d'interface avec séparation nette entre le BFUP et le BO ont été observées (7 ruptures d'interface sur 40 essais). Celles-ci se sont produites sur toutes les dalles, y compris la dalle de référence non sollicitée. Elles ne peuvent donc pas être expliquées par les sollicitations imposées, mais plus probablement par le phénomène de retrait entravé ou par le mode de mise en place. A noter que ces ruptures se sont produites toujours

dans la même zone, et sous des contraintes d'arrachement élevées (3.0 à 4.0 N/mm²). Aucune corrélation n'a pu être identifiée entre l'âge du BFUP lors du début des sollicitations cycliques et la résistance à l'arrachement, ni en termes de mode de rupture, ni en termes de résistance mesurée.

En résumé, l'adhérence BFUP/BO ne semble pas avoir été affectée de manière évidente, ni par les vibrations, ni par les efforts et déformations qui ont été imposés durant la prise du BFUP.

Une réouverture au trafic à proximité du BFUP récemment mis en place, tel que souhaité dans le cadre du projet des viaducs de Fornaci, paraît en conséquence possible.

Il va de soi que les conclusions du présent rapport se limitent aux matériaux testés et aux sollicitations de la campagne d'essais.

9. Références

- [1] STUCKI E., HOFACKER H., *Der Viadotto delle Fornaci der N2 bei Lugano*, Schweizerische Bauzeitung, Band 86, Jahr 1968.
- [2] Consortium TraCiA EP19, CSD INGENIEURS+, ANDREOTTI & PARTNER SA, SCIARINI SA, *N02 Viaducs de Fornaci – Concept d'intervention (MK)* -août 2015.
- [3] Consortium TraCiA EP19, CSD INGENIEURS+, ANDREOTTI & PARTNER SA, SCIARINI SA, *N02 Viaducs de Fornaci - Projet d'intervention (MP)* - « Bozza Rossa », octobre 2016.
- [4] FLEURY B., *N02 Viaducs Fornaci - Expertise pour la conception, le dimensionnement et la mise en œuvre de BFUP*, 31.01.2017.
- [5] CORDIER D., CEPILOV N., *Monitoraggio vibrazioni viadotto Fornaci*, IFEC ingegneria SA, 24.05.2017
- [6] REDAELLI D., *Viaducs de Fornaci - Rapport d'essais*, HEIA Fribourg iTEC, projet AGP 72292, février 2018.
- [7] JAKOBS F., *Erschütterungseinwirkungen auf jungen Beton*, Bau und Wissen, TFB AG Wildeg, Veranstaltung 194361 vom 16.05.2019.
- [8] Cahier technique SIA 2052, Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016
- [9] SN EN 1542, Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essai - Mesurage de l'adhérence par traction directe, 1991

Renforcement en cisaillement de piles de pont de type voile avec chemisage en BFUP

Renaud FRANSSSEN

Urban and Environmental
Engineering,
Université de Liège, Allée de
la découverte 9, 4000 Liège

Luc COURARD

Urban and Environmental
Engineering,
Université de Liège, Allée de
la découverte 9, 4000 Liège

Boyan MIHAYLOV

Urban and Environmental
Engineering,
Université de Liège, Allée de
la découverte 9, 4000 Liège

Résumé

La maintenance des structures vieillissantes pose de sérieux défis partout dans le monde. Parmi les matériaux utilisés pour des méthodes de réhabilitation durables, les bétons fibrés ultra-performants (BFUP) présentent des propriétés mécaniques exceptionnelles ainsi qu'une très bonne durabilité. Ce projet s'intéresse à une méthode de réparation et de renforcement des piles de pont par chemisage en BFUP. Ces piles sont souvent soumises à des environnements agressifs et peuvent être sensibles, en cas de séisme, à des ruptures fragiles par cisaillement. Cet article présente les résultats d'une campagne de quatre essais à rupture réalisés sur des piles de pont à section rectangulaire de 1.50 x 0.23 m² et 2.3 m de hauteur. Le spécimen de référence présente un faible nombre d'étriers tandis que les trois autres piles, en addition aux étriers, ont subi une préparation de surface puis ont été renforcées avec un chemisage en BFUP dont l'épaisseur et la liaison avec le béton variaient d'une pile à l'autre. Les résultats montrent l'influence de la couche de BFUP et de la préparation de surface en termes de comportement global et de contrôle des fissures.

Mots-clés : cisaillement ; renforcement ; piles de pont ; BFUP ; chemisage

1. Introduction

Dans le monde, la maintenance des ouvrages de génie civil est un problème persistant. Les défis techniques, environnementaux et économiques à relever sont énormes tandis que les solutions de réparations ne sont pas toujours durables et requièrent des inspections régulières. D'une part, le temps et les investissements requis pour la réhabilitation des structures âgées augmentent. Le nombre de structures nécessitant une réparation va rapidement augmenter dans les années à venir. En région wallonne (Belgique) par exemple, une majeure partie des infrastructures publiques ont été construites dans les années 70-80. D'autre part, le manque de ressources disponibles et la durabilité limitée des réparations forcent les agences publiques à se concentrer sur les ouvrages les plus détériorés alors que d'autres sont ignorés. Dans ce contexte, les bétons fibrés à ultra-haute performance constituent une classe de matériaux prometteurs dans le domaine de la réparation, la réhabilitation et le renforcement des structures en béton [1,2]. Ces matériaux sont basés sur une granulométrie assez fine et continue. De plus, le rapport eau sur ciment est généralement faible, l'ouvrabilité du mix étant facilitée par l'emploi d'une quantité importante de super plastifiants [3]. Finalement, des fibres en acier sont ajoutées au mélange afin de donner une résistance en traction et en flexion au matériau. Ce type de composition permet d'obtenir des propriétés appréciées dans le domaine de la réparation. En premier lieu, la résistance en compression de ces mélanges atteint des niveaux très élevés (150-300 MPa) [4]. Mais plus important, la ductilité et la résistance en traction sont fortement améliorées par rapport aux bétons classiques [5]. Les fibres d'acier permettent aussi d'améliorer le contrôle des fissures en

réduisant l'espacement et l'ouverture de celles-ci. Une dernière propriété, propre aux matériaux résultant de ce type de granulométrie, est leur quasi-imperméabilité aux agents agressifs de l'environnement [6-9]. Ces agents, comme les chlorures, sont souvent responsables de la durabilité limitée des ouvrages en béton. Ces propriétés ouvrent de nouveaux horizons pour la réparation durable des structures en béton vieillissantes. Lors de la maintenance des ponts, une attention particulière est portée sur la partie inférieure des piles qui sont exposées à des environnements agressifs impliquant des sels de déverglaçage ou des projections d'eau. En raison de l'introduction récente de normes sismiques plus sévères et/ou d'une mauvaise conception originale, ces zones pourraient nécessiter une protection contre la corrosion et un renforcement vis-à-vis des ruptures fragiles en cisaillement. Dans la littérature, on retrouve plusieurs études, du même groupe, qui se concentrent sur le défaut des joints de chevauchement dans les voiles en béton armé [10-13]. Cependant, les chercheurs dans le domaine des renforcements de ponts se sont principalement concentrés sur la réparation des tabliers [14-15]. L'objectif de ce projet est de prouver l'efficacité de la méthode de chemisage en BFUP pour la réparation et le renforcement de piles de pont de type voile.

2. Programme expérimental

La campagne expérimentale comprend le chargement horizontal dans leur plan, jusqu'à rupture, de quatre voiles en béton armé. Les voiles seront simultanément soumis à une charge verticale constante durant la durée du test, représentant le poids propre du pont. Ces éléments de relativement grande échelle représentent des piles de pont de type voile. Les voiles en béton armé ont une hauteur de 2.3 m et une largeur de 1.5 m (Fig. 1). L'épaisseur des voiles est de 0.23 m. La distance entre l'axe d'application de la force et la base du voile est de 2.55 m.

Le spécimen de référence est uniquement constitué de béton armé tandis que les trois autres voiles sont pourvus d'une couche de renforcement. Afin d'obtenir une géométrie constante, ces trois voiles ont subi une préparation de surface menant à une section réduite. Par la suite, ils ont été renforcés par une chemise de BFUP, les ramenant à une géométrie identique à celle du voile de référence.

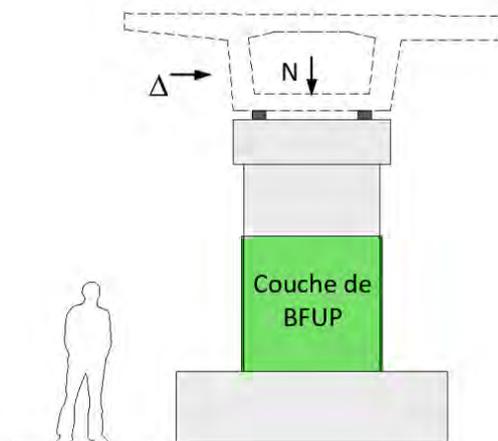


Fig. 1 : Géométrie des voiles

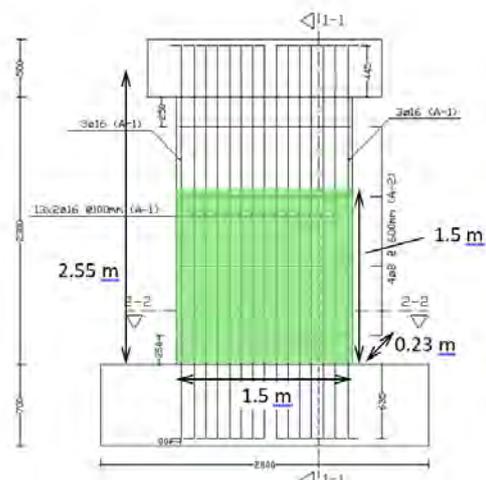


Fig. 2 : Armature des voiles

2.1. Matériaux

L'acier des armatures est de type BE500S et présente un module de Young de 200'000 MPa. Deux diamètres (**F**) ont été utilisés dans cette étude. Les limites d'élasticités, limites ultimes et déformations ultimes mesurées sont présentées en Table 1.

Table 1 Propriétés de l'acier des armatures

F (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_u (%)
8	577	638	4.65
16	522	609	7.00

Le béton est composé de ciment CEM III/A 42.5 N LA, la dimension maximale des agrégats est de 16 mm et la classe de fluidité est S5. Au jour des tests, la résistance en compression du béton (f_c) mesurée était relativement constante avec une moyenne de 49 MPa.

Le béton fibré ultra-haute performance est le « WELL STRONG HPC. », produit par la société *ABRALUX COLORI BEGHÈ SRL* en Italie. Des tests de résistance en compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de 22 cm de haut et 11 cm de diamètre, suivant les normes françaises [16-17]. Le BFUP a atteint une résistance en compression comprise entre 120 et 125 MPa. Le volume (V_f), la longueur (L_f), le diamètre (d_f) et la résistance ultime (f_u) des fibres figurent dans la Table 2. Par rapport à d'autres BFUP disponibles [18-19], ces propriétés se situent dans la gamme basse.

Table 2 Propriétés nominales des fibres du BFUP

V_f (%)	L_f (mm)	d_f (mm)	f_u (MPa)
1.25	17	0.2	2200

2.2. Réalisation des voiles

Bien que le premier voile soit exclusivement constitué de béton armé, les voiles 2 à 4 ont été renforcés par une enveloppe de béton fibré ultra-haute performance dans leur partie basse (1.5x1.5 m), voir Fig. 1. Les différentes variables de la campagne expérimentale sont reprises dans la Table 3. L'épaisseur de la réparation en BFUP ainsi que la préparation de surface variaient d'un voile à l'autre, tandis que la charge constante verticale a été modifiée pour le voile 4. La dernière colonne de la Table 3 représente le rapport entre la charge verticale appliquée (N) et la résistance en compression de la section brute (A_g) en béton.

Table 3 Variables des voiles

# voiles	Épaisseur de BFUP (mm)	Préparation de surface	Charge verticale, N (kN)	$N/(A_g f_c)$ (%)
1	0	/	1200	6.7
2	30	Lisse	1200	6.6
3	30	Hydro démolition	1200	7.5
4	50	Hydro démolition	2200	14.0

L'objectif de cette campagne expérimentale est d'étudier une nouvelle méthode de réhabilitation, qui serait appliquée sur des ouvrages détériorés. Dès lors, une dégradation de l'armature a été simulée par un faible taux d'armature horizontale. En effet, une pile de pont est principalement concernée par des problèmes d'épaufrures et de corrosion, qui touchent directement les armatures de cisaillement. En prenant en compte ce faible taux d'armature, la pile en béton armé (voile 1) est donc sensible à la rupture fragile par cisaillement. L'armature des piles est présentée à la Fig. 2. L'armature transversale comprend quatre étriers de 8 mm, espacés de 600 mm. Le pourcentage d'acier horizontal est de 0.073 %. L'armature verticale est composée de 32 barres de 16 mm de diamètre, ce qui correspond à un pourcentage d'armatures de 1.86 %.

Les échantillons ont été coulés à l'Université de Liège. Les quatre voiles sont identiques à l'exception du voile 2 qui a été coulé avec un coffrage négatif en polystyrène expansé de 30 mm d'épaisseur sur les 4 faces du voile, pour obtenir une section réduite avec une préparation de surface lisse (Fig. 3). L'hydro démolition des voiles 3 et 4 a été effectuée par une société spécialisée (Fig. 4). Après analyse par photométrie, l'épaisseur moyenne de béton enlevée est de ~28 mm pour le voile 3 et ~45-50 mm pour le voile 4.

Finalement, le coffrage pour le BFUP ainsi que la mise en place du matériau se sont déroulés dans le laboratoire de mécanique des matériaux & structures de l'ULiège (Fig. 6). L'application du BFUP permet aux voiles 2 à 4 de retrouver la géométrie initiale, celle du voile 1.



Fig. 3 : Réalisation voiles BA



Fig. 4 : Hydro démolition



Fig. 5 : Coffrage BFUP



Fig. 6 : Coulage chemises BFUP

2.3. Montage expérimental

Les voiles ont été testés au laboratoire, dans le montage présenté à la Fig. 7. Les charges horizontales et verticales sont appliquées par des vérins contrôlés en pression. Les déplacements hors plan sont empêchés par la présence de poutres latérales au niveau du bloc supérieur.

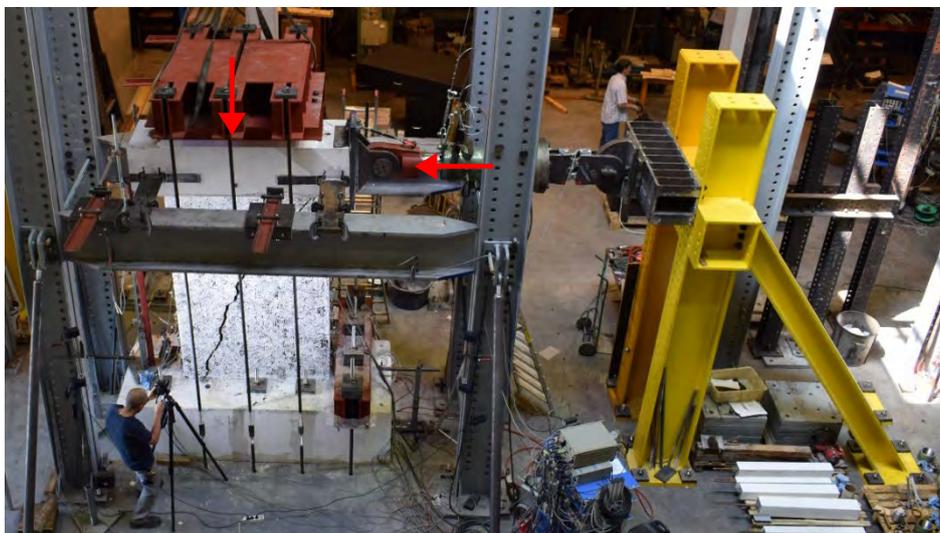


Fig. 7 : Dispositif d'essai

Les quatre voiles ont été instrumentés largement à l'aide de capteurs de déplacement et de jauges de déformation. Le schéma d'implantation de ces capteurs est présenté en Fig. 8. Les capteurs les plus importants sont placés dans l'axe de la charge horizontale et sont nommés $hdisp_1$ et $hdisp_2$. Une attention particulière sera aussi portée sur w_R qui est la mesure de l'ouverture de la fissure en base. En outre, les faces des voiles ont été instrumentées par deux techniques de suivi de déformation. Les points rouges sur la vue en élévation de la Fig. 8 présentent l'emplacement d'émetteurs LED. L'autre face des voiles présentait un mouchetis de point noirs utilisés pour de la corrélation d'image digitale (DIC). Ces deux techniques utilisent des caméras pour suivre les déplacements des émetteurs dans un cas et du mouchetis de points dans l'autre cas. Après le traitement des données, le champ de déformation du voile peut être reconstruit.

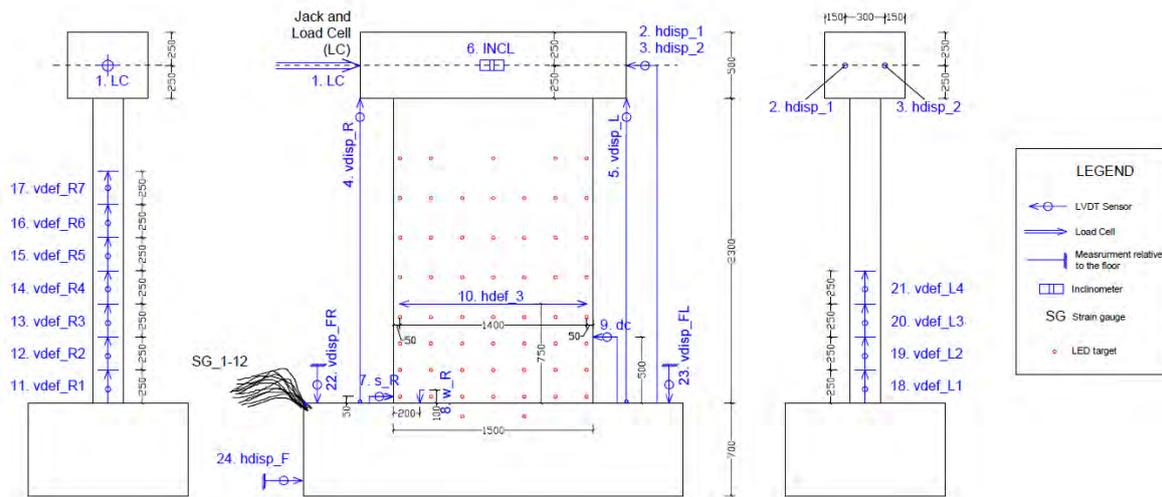


Fig. 8 : Instrumentation

3. Résultat des essais

On présente ici le comportement des quatre voiles grâce aux courbes charge-déplacement et charge-ouverture de la fissure en base. On décrit aussi les résultats en ce qui concerne le contrôle des fissures.

3.1. Comportement global

La courbe charge-déplacement du voile de référence est présentée à la Fig. 9. L'axe des abscisses représente le déplacement en tête tandis que les ordonnées portent la charge de cisaillement, horizontale, imposée par le vérin en tête. On observe une partie linéaire au début. Ensuite, des effets non-linéaires apparaissent. La charge à la rupture est de 1040 kN pour un déplacement de 21 mm. Cette rupture est apparue de manière brutale et peut être considérée comme fragile. On n'observe pas de plateau plastique correspondant à de la ductilité. Des paliers de décharge sont marqués sur la Fig. 9. Ceux-ci correspondent à des pauses durant l'essai afin de marquer les fissures et d'en mesurer l'ouverture et le glissement à certains endroits. La Fig. 10 est une photo du voile 1 après rupture. On remarque un schéma typique de rupture par cisaillement avec une fissure principale diagonale courant sur la hauteur de l'échantillon. De près, on a pu observer la rupture des armatures de cisaillement ainsi que le cisaillement important (effet goujon) des armatures longitudinales au voisinage de la fissure. Les lignes rouges sont le résultat des marquages manuels des fissures. Les mesures effectuées par les jauges de déformations placées sur les armatures longitudinales ont montré que la rupture est survenue avant la plastification des armatures tendues.

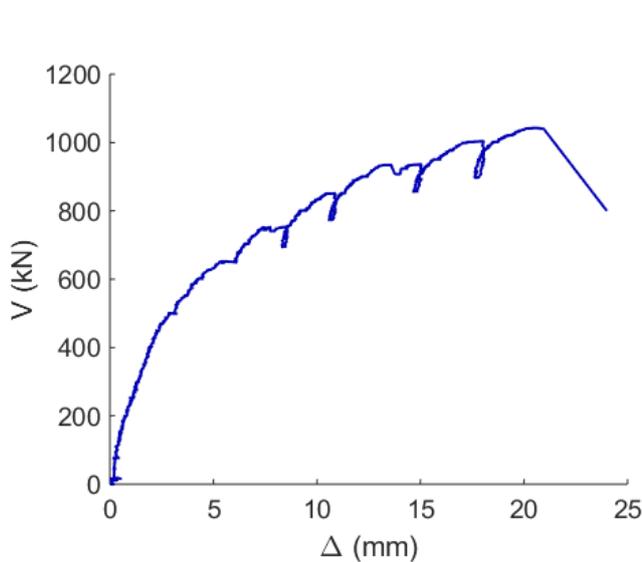


Fig. 9 : Courbe charge-déplacement voile 1



Fig. 10 : Rupture du voile 1

L'influence d'une couche de béton fibré ultra-haute performance sur le comportement des voiles va être discutée ci-après avec l'aide des voiles 2 et 3. Dans les deux cas, un chemisage de 30 mm d'épaisseur nominale a été appliqué sur la partie inférieure des voiles (1,5 m). Le BFUP a été coulé sur une surface lisse (voile 2) préparée avec un coffrage négatif en polyuréthane et sur une surface rugueuse (voile 3) préparée par hydro démolition. Les courbes de comportement charge-déplacement sont présentées à la Fig. 11.a.

On s'aperçoit que le voile 2 (courbe rouge), qui possède une préparation de surface lisse, montre une capacité similaire à celle du voile 1. La charge maximale atteinte est de 1050 kN. Le spécimen 2 montre une plus grande rigidité, mais la ductilité a été fortement réduite avec un déplacement à la rupture de 13.5 mm. La rupture intervient avant la plastification des armatures longitudinales et est du même type que la rupture du voile 1. La différence de rigidité entre ce voile 2 et les spécimens 1 et 3 n'a pas encore été étudiée.

Le voile 3 (courbe verte) se comporte différemment. Tout d'abord, la charge maximale atteinte est de 1165 kN. La différence entre les voiles 1 et 3 en termes de capacité de chargement est de 12 %. En ce qui concerne la capacité de déplacement, la différence par rapport au voile 1 est plus significative avec un accroissement de 40 %, la rupture survenant pour un déplacement en tête de 29 mm. La capacité du voile 3 correspond à la résistance flexionnelle en base du voile et de la plastification a été observée sur les armatures longitudinales. De plus, on observe une certaine ductilité avec un accroissement des déplacements pour une charge constante. Grâce à l'ajout d'une chemise en BFUP dans la zone inférieure du voile, le comportement a été modifié, retardant la rupture en cisaillement, qui se produit bien après la plastification en flexion.

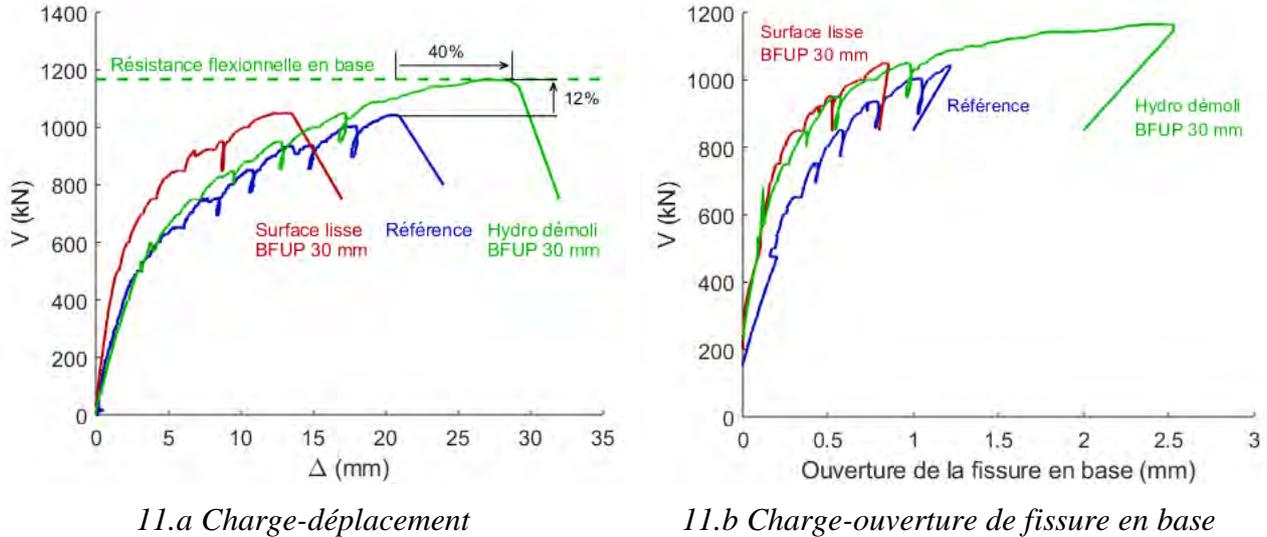


Fig. 11 : Effet d'une couche de 30 mm et de la préparation de surface

La Fig. 11.b montre l'influence de la couche de BFUP et de la préparation de surface sur l'ouverture de la fissure en base, représentée en abscisse. Cette ouverture peut directement être liée à la plastification des armatures longitudinales et dès lors, à la ductilité du voile en béton. L'influence d'une bonne préparation de surface et de 30 mm de BFUP est d'autant plus marquée sur cette figure avec une ouverture de fissure supérieure. La première partie de la courbe montre que la préparation de surface n'a pas eu d'influence sur l'ouverture de la fissure, avant la rupture soudaine de l'échantillon.

La Fig. 12 montre le voile 2 après rupture. Le mode de ruine est identique à celui de la Fig. 10, typique d'une rupture par cisaillement. Le voile 3, présenté à la Fig. 13, bien que montrant un meilleur comportement et une ductilité plus importante, a aussi subi une rupture du même type. La capacité de déplacement a été limitée par l'atteinte de la résistance en cisaillement. La différence fondamentale entre les voiles 2 et 3 est l'adhérence de la couche de BFUP. Dans le cas d'une préparation de surface lisse, une perte d'adhérence a été observée. Dès lors, les deux matériaux ont cessé de travailler ensemble et la rupture est intervenue plus tôt. La désolidarisation des différentes couches constituant le voile est visible sur la fissure principale qui n'est pas continue dans les deux milieux. Par opposition, le voile 3 montre une adhérence parfaite entre le cœur en béton et le renforcement en BFUP et la fissure principale traverse toute l'épaisseur du voile.



Fig. 12 : Rupture du voile 2



Fig. 13 : Rupture du voile 3

Au vue de la Fig. 11.a, la couche de 30 mm de BFUP est déjà suffisante pour modifier le comportement de la pile de pont et retarder la rupture fragile en cisaillement. Dès lors, afin de pousser plus loin l'expérience, la charge verticale a été augmentée pour le quatrième essai. Ceci a pour effet d'augmenter la résistance flexionnelle en base de l'échantillon n°4. L'objectif est donc de favoriser une rupture fragile afin de voir l'effet de la couche de 50 mm de BFUP. Les résultats sont comparés avec le voile 3 et sont présentés sur la Fig. 14.

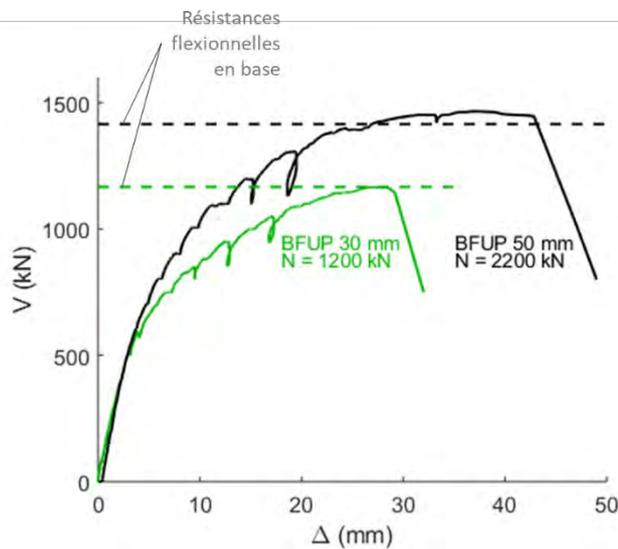


Fig. 14 : Effet de l'épaisseur du chemisage et de la charge verticale



Fig. 15 : Rupture du voile 4

Bien que la charge axiale ait été augmentée et, avec elle, le moment résistant de la section, le spécimen 4 (courbe noire) est aussi capable d'atteindre la capacité en flexion de la section sans rupture préalable par cisaillement. La ductilité de l'échantillon est aussi plus importante que celle du voile 3 avec un déplacement à la rupture de 43 mm pour une charge de 1465 kN. On observe un déplacement important pour la même charge ce qui est le témoin d'une rupture ductile. Comme on peut le voir sur la Fig. 15, la capacité en déplacement a été limitée par une rupture selon une fissure principale. Cette fissure ne suit plus la diagonale de l'élément mais est déviée vers le bas par la force axiale importante.

3.2. Contrôle des fissures

Après le comportement global, on montre dans ce paragraphe les résultats en termes de contrôle des fissures. Sous les charges de service, l'ouverture des fissures dans les éléments en béton armé est d'une importance cruciale. Cette ouverture est directement liée à la durabilité des ouvrages. Une fissure plus large augmentera la pénétration d'agents extérieurs tels que les sels de déverglaçage et diminuera la durabilité du béton et des aciers d'armature. La Fig. 16 présente les ouvertures des fissures relevées en surface pour une charge de 930 kN sur les voiles 1, 2 et 3. Les variables sont donc la présence ou non de couche de renforcement et la préparation de surface. Tous les autres paramètres sont constants.

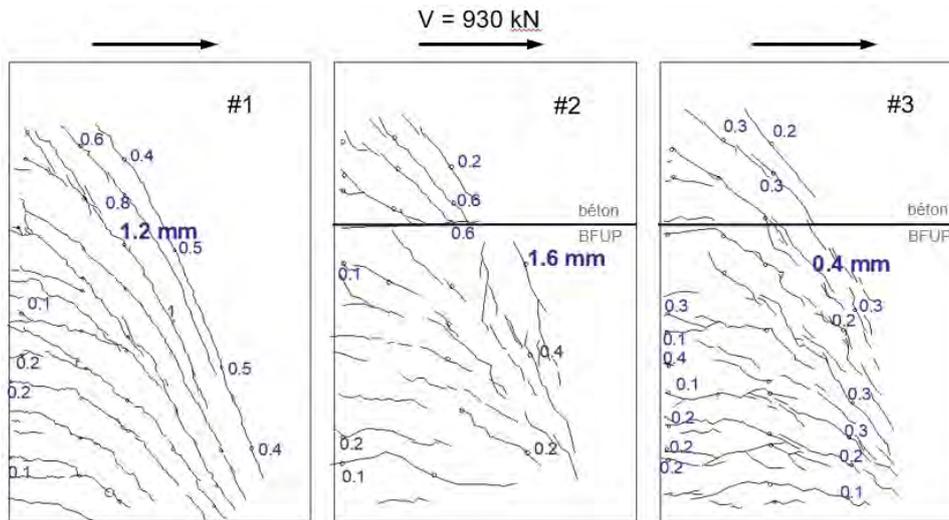


Fig. 16 : Contrôle de la fissuration

Le voile 1 montre des fissures principales diagonales qui se prolongent sur la hauteur du voile. Ces fissures possèdent des ouvertures comprises entre 0,4 et 1,2 mm. Cette dernière valeur est aussi l'ouverture maximale à ce niveau de charge. D'autre part, on observe un réseau de fissures partant du coin en bas à droite et se prolongeant vers le côté gauche du voile.

En ce qui concerne le voile 2, l'ouverture la plus importante est large de 1,6 mm (+33 % par rapport au voile témoin). On observe aussi des fissures ouvertes dans la partie supérieure du voile, qui est composée uniquement de béton. Dans la partie renforcée avec du BFUP, les ouvertures sont plus limitées à l'exception de la fissure principale, qui sera la cause de la rupture. On peut aussi noter qu'aucune fissure n'est continue entre la partie en béton et la partie renforcée. La délamination entre les matériaux peut expliquer ces phénomènes. Celle-ci a pour effet de désolidariser la chemise de BFUP qui va alors travailler comme une coque indépendante, enveloppant le cœur en béton. Puisque la coque n'a pas d'armature conventionnelle et possède un pourcentage de fibres relativement faible, la formation de la première macro fissure dans la coque empêche l'apparition de nombreuses autres fissures. Dès lors, la plupart des déformations se concentrent dans cette fissure unique plutôt que de se distribuer dans plusieurs fissures dispersées.

Pour finir, la figure de droite représente les mesures réalisées sur le voile avec une préparation de surface rugueuse. Cette fois-ci, la fissure principale est trois à quatre fois moins ouverte que pour les autres voiles. De plus, on observe de nombreuses petites fissures, non continues. D'un point de vue de la durabilité, cette situation est plus favorable. Par opposition au schéma de fissuration dans le voile 2, l'adhérence supérieure entre les matériaux dans le voile 3 a permis aux fissures de passer du milieu en béton à la partie renforcée. L'espacement entre les fissures est aussi réduit grâce à l'intervention des fibres d'acier.

4. Conclusions

Ce papier présente les résultats préliminaires d'une étude sur le renforcement de piles de pont en béton armé. Sur base de ceux-ci, plusieurs conclusions peuvent être données :

- L'applicabilité de la méthode de réhabilitation de piles de pont avec une chemise de BFUP a été démontrée.
- L'efficacité de l'hydro démolition comme préparation de surface a été clairement démontrée. Elle permet d'obtenir une adhérence forte entre le substrat et la couche rapportée.
- La couche externe en béton fibré ultra-haute performance améliore efficacement la résistance mais surtout la ductilité. Avec seulement 30 mm de BFUP, la capacité de déplacement a progressé de 40 % par rapport à l'échantillon de référence, à condition d'avoir une bonne préparation de la surface.
- Sous des charges de service, le renfort en BFUP a montré sa capacité à contrôler les fissures et à en limiter l'ouverture. Par rapport au voile en béton armé, l'ouverture de fissure pour une charge donnée a été divisée par 3.
- Les résultats encourageants de cette étude ont été obtenus avec un BFUP possédant des propriétés relativement basses par rapport à d'autres produits similaires.

5. Remerciements

Les auteurs remercient chaleureusement le Service Public de Wallonie (SPW) Mobilité et Infrastructures, Département Expertises Structures et Géotechniques pour le soutien apporté à cette recherche.

6. Références

- [1] HABEL K., DENARIÉ E., AND BRÜHWILER, E., "Structural response of elements combining ultrahigh-performance fiber-reinforced concretes and reinforced concrete", *Journal of structural engineering*, Vol. 132, No 11, 2006, pp. 1793-1800.
- [2] BRÜHWILER E., AND DENARIÉ E., "Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete", *Structural Engineering International*, Vol. 23, No 4, 2013, pp. 450-457.
- [3] RUSSEL H.G., and GRAYBEAL B.A., "Report No. FHWA-HRT-13-060", U.S. Department of Transportation, McLean, VA, 2013.
- [4] WILLE K., NAAMAN A.E., AND PARRA-MONTESINOS G.J., "Ultra-High Performance Concrete with Compressive Strength Exceeding 150 MPa (22 ksi): A Simpler Way", *ACI Materials Journal*, V. 108, No. 1, 2011, pp.46–54.
- [5] LEUTBECHER T., AND FEHLING E., "Structural Behaviour of UHPC under Tensile Stress and Biaxial Loading", *International Symposium on UHPC*, 2004, Kassel, pp. 435-448.
- [6] ABBAS S., NEHDI M. L., AND SALEEM M. A., "Ultra-high performance concrete: Mechanical performance, durability, sustainability and implementation challenges" *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol. 10, No 3, 2016, p. 271.
- [7] CHARRON J.-P., DENARIÉ E., AND BRUHWILER E., "Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPRFC) under high stresses", *Materials and Structures*, Vol. 40, 2007, p. 269–277.
- [8] MOSER B., AND PFEIFER C., "Microstructure and Durability of Ultra-High Performance Concrete", *UHPC-2008: The Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, March 2008, pp. 417-424.
- [9] TOUTLEMONDE F., AND RESPLENDINO J. (eds.), "Designing and Building with UHPRFC: State-of-the-Art and Development", John Wiley and Sons, 2011.

- [10] DAGENAIS, M., MASSICOTTE, B. AND BOUCHER-PROULX, G. 2018, "Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Piers with Deficient Lap Splices Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 23, 2018, No. 2, p. 04017129.
- [11] LAGIER, F., 2015, " Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant", Ph.D thesis, Ecole Polytechnique of Montreal.
- [12] DAGENAIS, M.-A., 2014, "Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance", Ph.D thesis, Ecole Polytechnique of Montreal.
- [13] GARNEAU, J.-F., 2015, "Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance", Ph.D thesis, Ecole Polytechnique of Montreal.
- [14] BRÜHWILER E., BASTIEN-MASSE M., MÜHLBERG, H., ET AL. "Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC", IABSE Symposium Report. International Association for Bridge and Structural Engineering, 2015. p. 1-8.
- [15] MOREILLON L. AND MENÉTREY, P., "Rehabilitation and strengthening of existing RC structures with UHPFRC: various applications", RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, France: RILEM Publication SARL, 2013, p. 127-136.
- [16] NF P 18-470 Bétons fibrés à ultra-hautes performances – Spécification, performance, production et conformité, AFNOR, Paris, 2016.
- [17] NF P 18-710 Calcul des structures en béton – Règles spécifiques pour les bétons fibrés à ultrahautes performances (BFUP), AFNOR, Paris, 2016
- [18] KUSUMAWARDANINGSIH Y, FEHLING E, AND ISMAIL M., "UHPC compressive strength test specimens: Cylinder or cube?", *Procedia Engineering*, Vol. 125, 2015, pp. 1076-1080.
- [19] HABEL K., VIVIANI M., DENARIÉ E., AND BRÜHWILER E., "Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC)", *Cement and Concrete Research*, 2006, p. 1362–1370.

Modèle prédictif visant à optimiser les composants du BFUP en réponse aux exigences d'application

Vincenzo SAVINO

Doctorant,
Ingénieur civil, HEIG-VD,
Yverdon-les-Bains, Suisse

Angelo Marcello TARANTINO

Department of Engineering "Enzo
Ferrari", University of Modena and
Reggio Emilia, Modena, Italy

Luca LANZONI

Dipartimento di Economia,
Scienze e Diritto, University of
San Marino, San Marino

Marco VIVIANI

HEIG-VD,
Yverdon-les-Bains, Suisse

Résumé

Tous les matériaux de construction doivent être caractérisés préalablement, pour qu'ils répondent aux exigences demandées par les concepteurs. Pour le Béton Fibré Ultra Performant (BFUP), l'innovation continue de ses composants, due aux progrès technologiques, en modifie les propriétés mécaniques en comparaison à la version précédente du même produit. Cela demande de nouveaux essais de formulation du mélange visant à atteindre les performances rigoureuses demandées par les concepteurs. En outre, le coût élevé de production, principalement imputable à la présence des fibres métalliques dans le mélange, limite une exploitation plus étendue d'un tel produit sur le marché. Dans cet article, un modèle prédictif de résistance a été développé pour détecter le type et la quantité minimale de fibres à ajouter dans une matrice cimentaire donnée, afin de satisfaire les exigences de performances demandées et de réduire le nombre de matériaux différents à tester, en guidant le choix d'optimisation de la composition du mélange. Le modèle, validé par une étude expérimentale, a enfin été appliqué dans un cas pratique.

Mots-clés : BFUP, matériaux composites, propriétés mécaniques, essais mécaniques, modélisation prédictive

1. Introduction

À partir des années 2000, les applications structurales en BFUP ont connus un développement important dans le monde, notamment aux États-Unis, Canada, Japon, France, Suisse et Australie. Selon le rapport [1], 55 ponts ont été réalisés, ou sont en phase de mise en œuvre, aux États-Unis et au Canada. 22 sont présents en Europe, et 27 en Asie et en Australie. Dans ces applications, le BFUP est le matériau qui compose principalement les poutres et les dalles. Le rôle du BFUP dans certaines applications pilotes récentes est très intéressant: ce produit a été utilisé pour la réparation et le renforcement des structures endommagées, en France [2] [3] et au Japon [4]. À noter que ces deux pays disposent de recommandations spécifiques depuis 20 ans environ [5] [6], ce qui y a favorisé l'utilisation du BFUP bien avant d'autres pays. En Suisse, on note également une croissance de l'utilisation du BFUP dans des ouvrages de réhabilitation/renforcement. La première réhabilitation a été effectuée sur le pont routier sur la Morge, à Châteauneuf/Conthey, près de Sion dans le Canton du Valais (2005). Le pont a été réhabilité et élargi en utilisant du BFUP appliqué pour la première fois en coulage sur place [7]. Cependant, l'exemple d'application le plus remarquable a été présenté quelques années plus tard aux Viaducs de Chillon, à Montreux/Villeneuve (2014), dans le canton de Vaud [8]. Des applications du BFUP sont aussi à relever dans de nouvelles structures, telles que la nouvelle toiture du Musée Olympique à Lausanne (2013) [9] et plusieurs passerelles : Martinet, Bouveret et Champ-Barby. Ces applications d'utilisation du BFUP réalisées en Suisse et ailleurs

mettent en évidence le grand potentiel de ce produit. Le mélange des composants du BFUP est optimisé afin de garantir une compacité et des propriétés de résistance optimales bien supérieures à celles du béton ordinaire et du béton à hautes performances. Malgré cela, le coût considérable de production du matériau (actuellement de 5 à 10 fois plus cher que du béton ordinaire), dû surtout à l'ajout d'une grande quantité de fibres métalliques, limite l'utilisation de ce matériau pour diverses applications. En outre, l'innovation permanente des composants et la différenciation des types d'application (BFUP autoplaçant, thixotrope, projeté) demande aussi des nombreux essais de formulation du mélange visant à atteindre les performances rigoureuses demandées par les concepteurs. Afin de réduire de tels efforts, un modèle prédictif de résistance a été développé et sera décrit ci-dessous.

Plusieurs recherches ont confirmé l'interdépendance entre la réponse mécanique du BFUP durci et les propriétés de sa matrice cimentaire [10] [11] [12] et des fibres métalliques [13] [14] [15] ajoutées dans le «premix» fluide en phase de mélange. Dans cet article, ces propriétés ont été mises en corrélation afin de créer un modèle prédictif de résistance. Ce modèle est capable de prédire la réponse mécanique du BFUP à la compression, à la traction uni-axiale et à la flexion, en variant la résistance de sa matrice cimentaire, le dosage, la géométrie et le rapport de forme des fibres utilisées dans le mélange. Le modèle proposé permet ainsi de réduire le nombre de matériaux différents à tester, en guidant le choix d'optimisation de la composition. Notamment, le modèle peut détecter la quantité minimale de fibres nécessaire pour obtenir un produit dont les performances mécaniques demandées sont tout de même satisfaites.

Dans ce qui suit, on présentera d'abord les produits en BFUP adoptés dans cette étude, ainsi que les essais expérimentaux effectués à la compression et à la traction uni-axiale, dans le but de développer le modèle prédictif. Une fois le modèle construit, il sera validé en comparant ses résultats avec des essais de convenance, dont une partie a déjà été accomplie dans une étude précédente [16]. Le modèle, une fois validé, sera appliqué dans un cas existant, dans le but de réduire la quantité de fibres ajoutées dans le BFUP utilisé par l'entreprise.

2. Étude expérimentale

2.1. Matériaux

Deux types différents de BFUP, appelés dorénavant « B1 » et « B2 », ont été étudiés. Le « B1 » a été caractérisé afin de construire le modèle prédictif, le « B2 » a été testé pour valider ce modèle. Le tableau 1 illustre en détails les composants du mélange « B1 » et « B2 » sans fibres, fourni avec le procédé de mélange par le producteur. Un malaxeur à haute capacité de rotation de 1.5 kW a été utilisé pour créer un mélange frais homogène sans agglomération de fibres. Trois types de fibres en acier, différant en dosage V_f (0, 1.5, 2 et 3%), géométrie (droites, à crochets) et rapport de forme L/d (65, 75) ont été sélectionnés afin de renforcer la matrice cimentaire du « B1 » et créer plusieurs séries. Chaque série est composée de 3 échantillons cubiques et 3 échantillons de forme à os de chien, dont les dimensions sont illustrées dans la figure 1a). La géométrie de l'os de chien a été calculée d'après [17] pour minimiser les effets de concentration de contraintes pendant l'essai à la traction (voir figure 1b)), dus à la variation de section. Pour chaque série la matrice est renforcée avec un type et un dosage de fibre différent. La légende sur chaque série fait référence au type de matrice cimentaire, dosage, géométrie et rapport de forme des fibres utilisées. Par exemple, la série « B1-FD65-1.5 » se réfère à la matrice cimentaire « B1 » renforcée par des fibres droites « FD » dont le rapport de forme est 65 et le dosage de fibres en volume est 1.5%. Le tableau 2 illustre les détails concernant les séries étudiées. Les échantillons ont été confectionnés selon [18]. Le BFUP frais a été coulé verticalement dans des coffrages cubiques et des coffrages à os de chien. Après la mise en place du BFUP frais, les surfaces exposées ont été protégées par la pose d'une feuille plastique. Les échantillons ont été décoffrés 24 heures après le mélange, puis immergés dans l'eau à une température de 20 ± 2 °C pendant 27 jours. Enfin, ils ont été testés le 28^e jour.

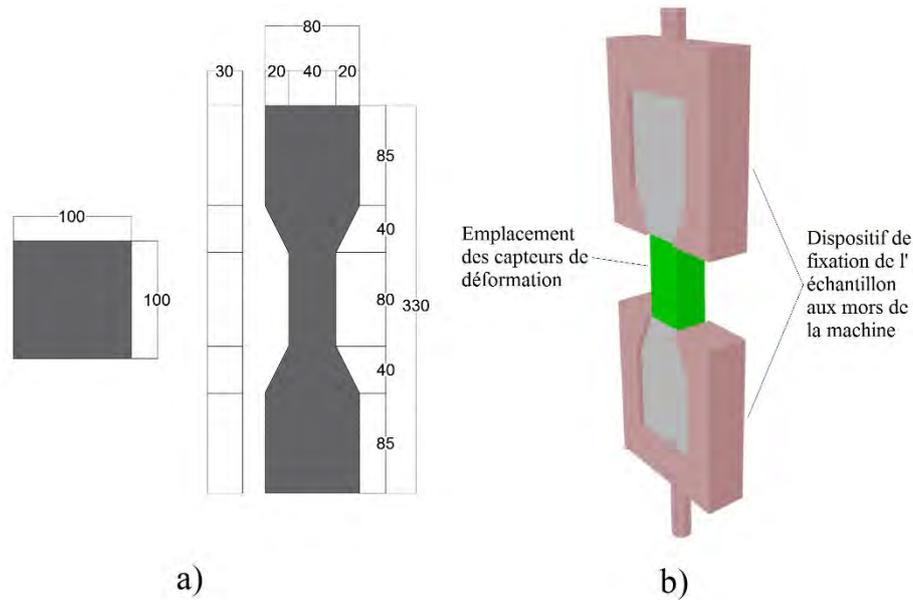


Fig. 1 a) Dimensions des échantillons selon [19] et [16] et b) Configuration de mise en place de l'échantillon durant l'essai à la traction uni-axiale

Tableau 1 Composants des BFUP (sans fibres) étudiés

Matériau	kg/m ³ de composite	
	BFUP-B1	BFUP-B2
Premix (ciment, fumée de silice, sable de quartz)	1970	2296
Eau	195	184
Fluidifiant	39	43.13
Accélérateur	-	10

Tableau 2 Conception des séries étudiées. D = fibres droites. C = fibres avec crochets

Séries	échant. cubique	échant. os de chien	Dosage (V _f)	Long. (L)	Diam. (d)	Rapport L/d	Masse volumique	Résistance à la traction
BFUP	n ^{bre}	n ^{bre}	%	mm	mm	-	kg/m ³	MPa
B1-0	3	3	-	-	-	-	-	-
B1-FD65-1.5	3	3	1.5	20	0.3	65	7850	1200
B1-FD65-2	3	3	2	20	0.3	65	7850	1200
B1-FD65-3	3	3	3	20	0.3	65	7850	1200
B1-FD75-1.5	3	3	1.5	13	0.175	75	7850	1250
B1-FD75-2	3	3	2	13	0.175	75	7850	1250
B1-FD75-3	3	3	3	13	0.175	75	7850	1250
B1-FC65-1.5	3	3	1.5	35	0.55	65	7860	1200
B1-FC65-2	3	3	2	35	0.55	65	7860	1200
B1-FC65-3	3	3	3	35	0.55	65	7860	1200
B2-0	3	3	0	-	-	-	-	-
B2-FD65-2.5	3	3	2.5	20	0.3	65	7850	1200

2.2. Configuration d'essais

Une machine à compression du type « Perrier 138-5000 kN » a été configurée pour la mesure de la résistance de la matrice cimentaire ($f_{c,0}$) et du BFUP ($f_{c,f}$), selon la norme [20]. La vitesse de charge a été fixée à 0.6 MPa/s.

L'essai de traction uni-axiale a été réalisé au moyen d'une machine universelle du type « Walter & Bai 200 kN », qui a été asservie sur la base des capteurs de déformation externes et du déplacement de la traverse. Dans le but d'une caractérisation, l'essai a été piloté en contrôle de déformation longitudinale de l'échantillon. Deux capteurs ont été placés, centrés sur le milieu de l'échantillon, dans sa partie cintrée. La vitesse de déformation a été fixée à 0.05 ± 0.01 mm/min. La force de traction a été introduite selon l'axe longitudinal de l'échantillon. D'autres détails concernant la mise en place de l'échantillon sont indiqués dans [16]. Sur la courbe expérimentale, on peut détecter la valeur de contrainte de première fissuration de l'échantillon en BFUP $f_{t,f}$. L'essai a été arrêté au moment où la résistance résiduelle $f_{rt,f}$ atteint une valeur de déformation axiale correspondante au 2%. Les données ont été enregistrées par un logiciel, à une fréquence d'acquisition égale à 10 Hz.

2.3. Résultats expérimentaux

La figure 2) illustre les courbes expérimentales mentionnées dans la section 2.2. Le tableau 3 illustre les valeurs f_c , f_t et f_{rt} présentées auparavant, pour chaque série indiquée ci-dessus. L'influence du composant fibré sur les performances mécaniques à la compression et à la traction uni-axiale du BFUP durci est évidente. On observe notamment une augmentation maximale de 39% pour la résistance à la compression et de 61% pour la résistance à la traction uni-axiale (tableau 3). Dans le tableau 3, le terme « σ » représente l'écart-type sur une population de 3 mesures ; le terme « Rel » représente l'augmentation de résistance du BFUP fibré par rapport à la matrice cimentaire. Toutes les séries de BFUP étudiées ont montré que la contrainte de première fissuration ($f_{t,f}$) correspond à une valeur de déformation axiale autour de 0.015%.

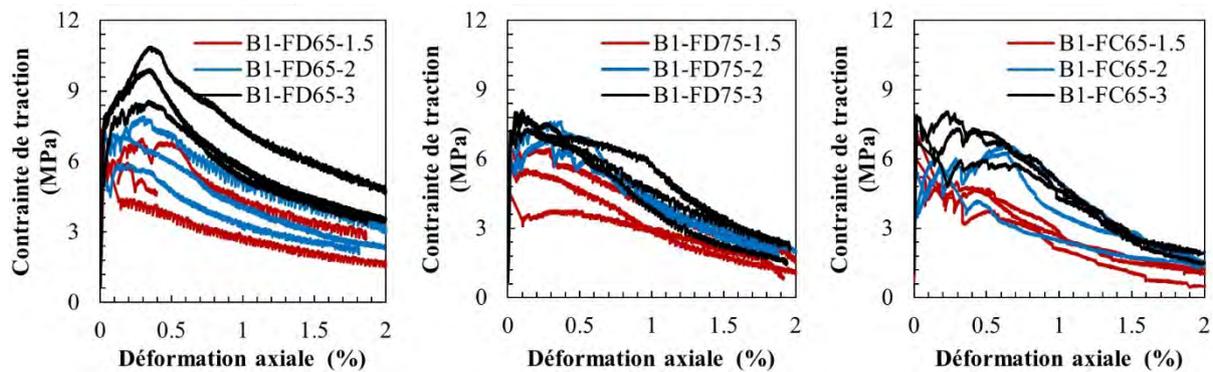


Fig. 2 Courbes enregistrées durant l'essai à la traction uni-axiale sur les séries « B1 »

Tableau 3 Résultats expérimentaux

Séries BFUP	f_c			f_t			f_{rt}		
	Moyenne MPa	σ MPa	Rel. %	Moyenne MPa	σ MPa	Rel. %	Moyenne MPa	σ MPa	Rel. %
B1-0	103.95	6.48	100	6.10	0.52	100	0.00	-	-
B1-FD65-1.5	114.14	10.13	110	6.96	0.27	114	0.60	24	42
B1-FD65-2	121.30	6.64	117	7.07	0.79	116	0.65	20	53
B1-FD65-3	130.47	2.29	126	9.79	0.81	161	0.68	14	79
B1-FD75-1.5	127.41	10.51	123	5.71	0.77	94	0.34	16	36
B1-FD75-2	139.36	3.94	134	7.28	0.25	119	0.38	16	42
B1-FD75-3	144.84	1.84	139	7.95	0.15	130	0.52	18	48
B1-FC65-1.5	96.08	14.99	92	6.13	0.71	101	0.00	16	24
B1-FC65-2	124.92	3.48	120	6.23	0.29	102	0.24	18	39
B1-FC65-3	135.31	2.46	130	7.62	0.48	125	0.42	2	43
B2-0	167.32	7.16	100	9.17	1.11	100	0.00	-	-
B2-FD65-2.5	188.00	9.79	112	11.42	2.02	187	0.69	15	50

3. Modèle prédictif

3.1. Développement des relations prédictives de résistance

Les données expérimentales illustrées dans la section précédente ont été traitées afin de pouvoir établir une corrélation numérique entre les performances mécaniques du BFUP durci, c'est-à-dire f_c, f_t, f_{rt} , et certains paramètres concernant ses composants, notamment la résistance à la compression $f_{c,0}$, la résistance à la traction $f_{t,0}$ de la matrice cimentaire, le dosage (V_f), la géométrie (FD, FC) et le rapport de forme (L/d) des fibres utilisées. Les résultats expérimentaux ont confirmé une réponse différente, tant à la compression qu'à la traction uni-axiale, en variant les paramètres susmentionnés. Ces observations ont été prises en compte pour réaliser une analyse multilinéaire de régression sur les données expérimentales, avec un seuil de confiance à 95%. Les résultats obtenus par cette analyse peuvent se traduire par une liste d'équations prédictives de résistance, qui sont énumérées ci-dessous :

$$f_{c,f,FD} (MPa) = 1.0287 f_{c,0} (MPa) + 0.1672 \frac{l}{d} + 7.9926 V_f (\%) \quad (1)$$

$$f_{t,f,FD} (MPa) = 1.0204 f_{t,0} (MPa) - 0.0384 \frac{l}{d} + 1.8028 V_f (\%) \quad (2)$$

$$f_{tr,f,FD} (MPa) = 0.0352 f_{tr,0} (MPa) + 0.0028 \frac{l}{d} + 1.1978 V_f (\%) \quad (3)$$

$$f_{c,f,FC} (MPa) = f_{c,0} (MPa) - 0.5688 \frac{l}{d} + 23.9014 V_f (\%) \quad (4)$$

$$f_{t,f,FD} (MPa) = f_{t,0} (MPa) - 0.0263 \frac{l}{d} + 1.05 V_f (\%) \quad (5)$$

$$f_{tr,f,FD} (MPa) = 0.0106 \frac{l}{d} + 0.6757 V_f (\%) \quad (6)$$

La comparaison entre les résistances prédites selon les équations (1-6) et celles mesurées (Tableau 3) valide la fiabilité de ces relations, avec des valeurs de R^2 qui atteignent le 95%. Cela est aussi illustré dans la figure 3).

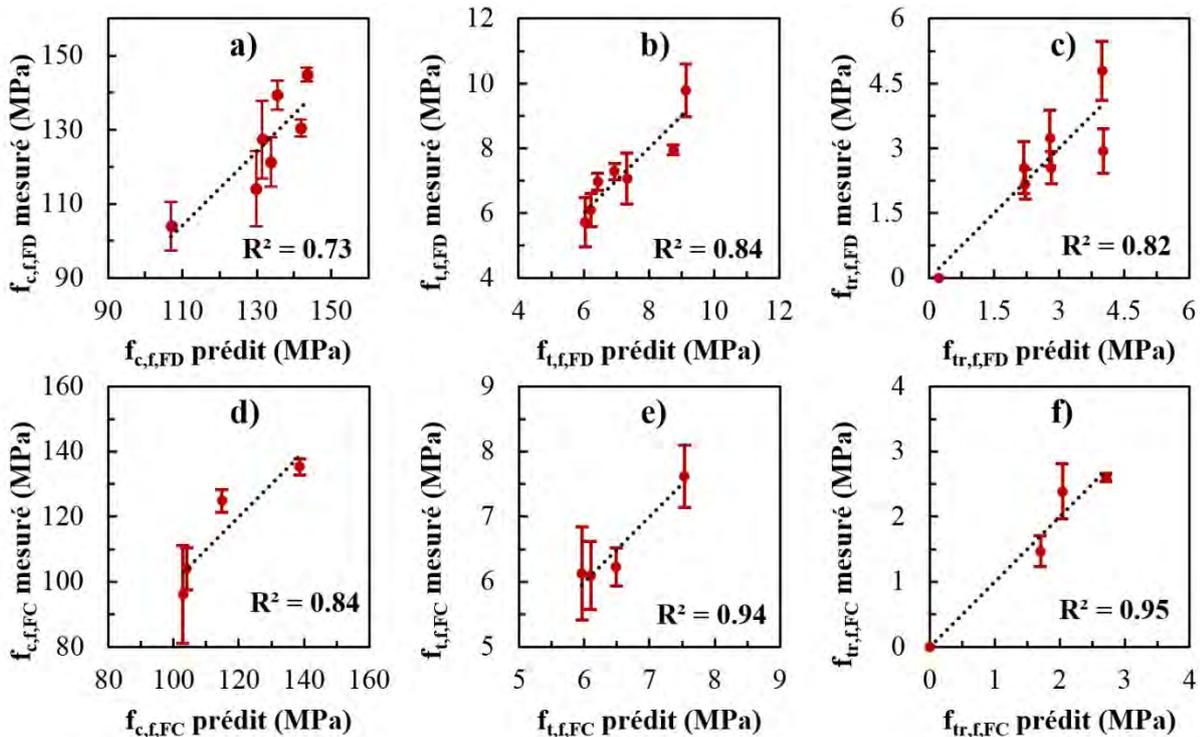


Fig. 3 Corrélation entre les valeurs mesurées et prédites de résistance à la compression (a, d), à la traction uni-axiale de pic (b, e) et à la traction uni-axiale résiduelle (c, f) en variant le dosage, la géométrie et le rapport de forme des fibres utilisées dans la matrice cimentaire de la série « B1 »

3.2. Validation du modèle prédictif

Afin de valider le modèle présenté dans la section précédente, des essais de caractérisation mécanique ont été réalisés sur la série « B2 », sans fibres (série « B2-0 ») et avec fibres (séries « B2-FD65-2.5 »). On rappelle que le BFUP « B2 » possède des propriétés mécaniques et des composants différents par rapport au mélange du BFUP « B1 » : ce dernier a été caractérisé pour calibrer le modèle, alors que le « B2 » a été étudié pour le valider. Les performances à la compression ($f_{c,f}$) et à la traction uni-axiale ($f_{t,f}$ et $f_{tr,f}$) du BFUP « B2 » ont été mesurées (voir tableau 3) et rapportées avec celles prédites par le modèle. Cette comparaison, illustrée dans les figures 5a), 5b) e 5c), a montré une correspondance très élevée.

3.2.1. Prédiction du comportement à la flexion

En connaissant les réponses à la compression et à la traction prédites par le modèle, il est possible de déterminer analytiquement la réponse à la flexion par un calcul basé sur la théorie des matériaux composites, présenté dans [16]. Telle théorie est basée sur les hypothèses suivantes :

- Alignement parfait des fibres dans la direction de l'axe longitudinal de l'élément composite ;
- Adhérence parfaite entre les fibres et la matrice cimentaire ;
- Rapport de Poisson des fibres et de la matrice cimentaire égal à 0.

Pour calculer la réponse mécanique à la flexion de la série BFUP « B2 » il faut d'abord définir les réponses à la compression et à la traction de la section composite analysée. Les résistances à la compression et à la traction ont été prédites par le modèle, dont les résultats sont rapportés dans le tableau 3. Un modèle non linéaire a été adopté pour définir la réponse à la compression prédite (figure 5d)), où les valeurs de déformation de pic de résistance et de résistance résiduelle ont été calculées d'après [21], alors que la valeur de résistance $f_{c,f}$ corresponde à celle prédite par le modèle (voir tableau 3). Un modèle bilinéaire a été défini pour simplifier la réponse à la traction uni-axiale prédite (figure 5e)), où les valeurs de déformation correspondant à $f_{t,f}$ et $f_{rt,f}$ sont les mêmes que celles discutées dans la section 2.3, alors que les valeurs de résistances ($f_{t,f}$ et $f_{rt,f}$) correspondent à celles prédites par le modèle (voir tableau 3). La réponse mécanique à la flexion peut être estimée selon l'essai sur quatre points qui est schématisé dans la figure 4. Du point de vue analytique l'intégration des contraintes de compression et de traction sur la hauteur de la section permet de calculer les forces résultantes agissantes dans la partie comprimée (F_c) et dans celle tendue (F_t). Une deuxième intégration permet de calculer le moment interne respectif (M_{int}), voir la figure 4).

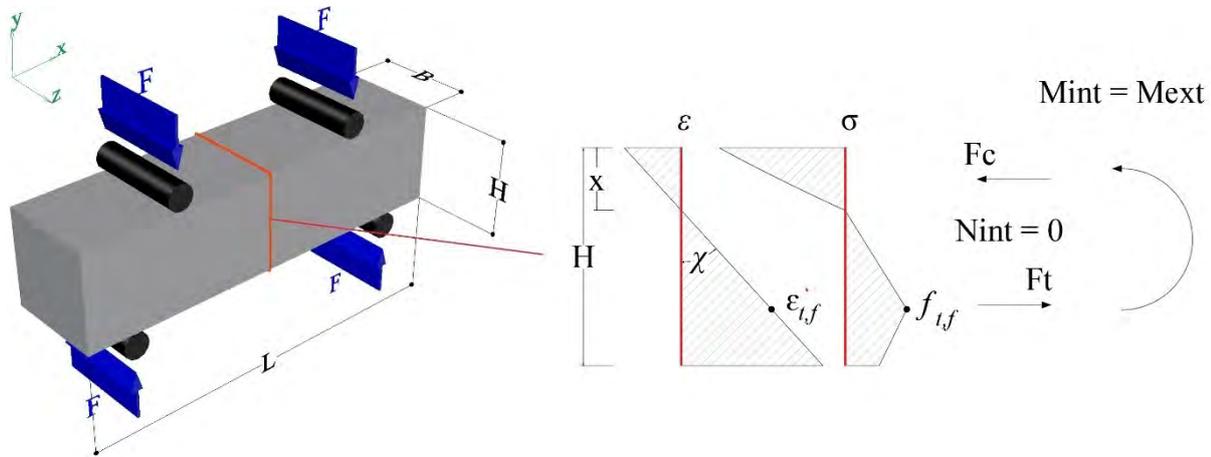


Fig. 4 Schéma cinématique et statique simplifié d'une poutre en BFUP testée à la flexion quatre points

La force résultante interne (N_{int}) et le moment résultant interne (M_{int}) dépendent de la courbure de la section χ et de la profondeur de l'axe neutre x . Ces paramètres cinématiques sont inconnus et leur variabilité comporte l'existence de ∞^2 configurations congruentes, dont une d'entre elles respecte l'équilibre statique. Le problème peut être formulé selon le système suivant:

$$\begin{cases} N_{int}(\chi, x) = 0 \\ M_{int}(\chi, x) = M_{ext} \end{cases} \quad (7)$$

En fixant un des deux paramètres cinématiques, dans notre cas c'est χ , la première équation du système devient une équation à une inconnue. La méthode de dichotomie permet de trouver la valeur x qui satisfait l'équation $N_{int} = 0$. La connaissance des deux paramètres cinématiques permet ainsi de déterminer M_{int} . Le processus est répété en augmentant la valeur χ afin de déterminer l'évolution du moment résistant – courbure, jusqu'à atteindre une valeur de CMOD égale à 1.5 mm, en concordance avec l'essai expérimental rapporté dans [16]. Dans cette étude 6 échantillons prismatiques de 600 x 150 x 150 mm avaient été testés à 28 jours à la flexion quatre points. La figure 5f) montre la corrélation entre les résultats expérimentaux et ceux prédits par le modèle, en termes de courbe « moment de flexion – CMOD ». Dans la figure 5f) on note une bonne correspondance entre les courbes expérimentales et la courbe prédite, en particulier le long du parcours d'augmentation du

moment de flexion et aussi au-delà du point de première fissuration, ce qui confirme la fiabilité du modèle proposé.

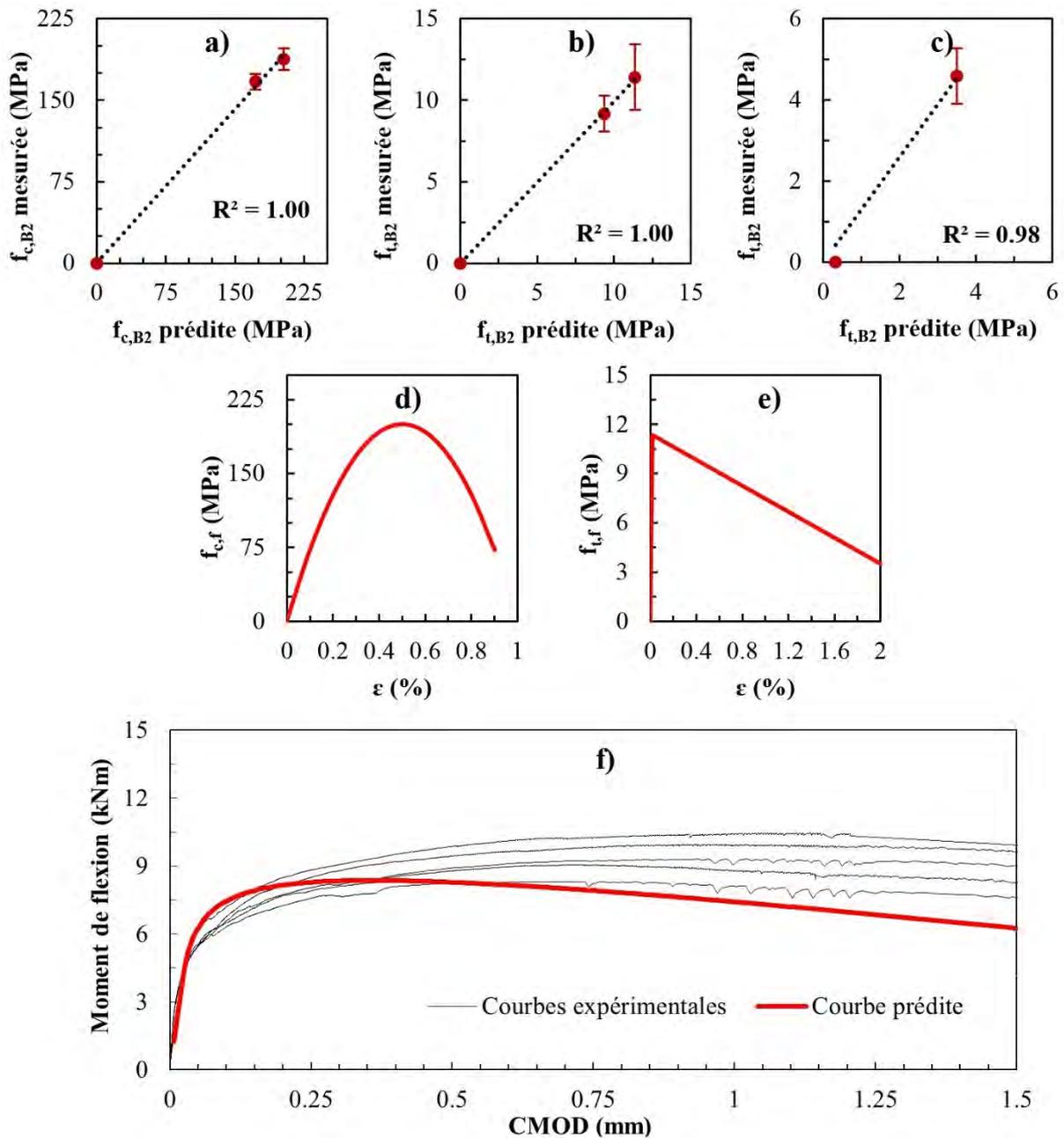


Fig. 5 Validation du modèle prédictif en comparant les valeurs mesurées et prédites de résistance à la compression (a), à la traction uni-axiale de pic (b), à la traction uni-axiale résiduelle (c) et à la flexion sur quatre points (f) de la série « BFUP-B- FD65-2.5 ». Dans l'analyse à la flexion, les modèles à la compression (d) et à la traction uni-axiale (e) ont été définis selon les résultats prédits

4. Modèle adopté dans un cas d'ouvrage existant en BFUP

Pour illustrer un exemple d'application de ce modèle, on fait appel à un ouvrage en BFUP déjà construit, c'est-à-dire la nouvelle toiture du Musée Olympique à Lausanne. Selon le document publié concernant sa réalisation [9] le matériau cimentaire choisi était un BFUP commercial appelé « BSI », renforcé par des fibres métalliques droites de longueur $L = 20$ mm et diamètre équivalent $d = 0.3$ mm ($L/d = 65$), avec un dosage de 200 kg/m³ ($V_f = 2.6\%$). La qualité du BFUP avait été contrôlée par des essais à la compression et à la traction uni-axiale. La résistance à la compression à 28 jours était

de 188 ± 9.8 MPa. Celle à la traction était de 10 ± 2 MPa. Le modèle présenté dans le chapitre précédent a été utilisé pour détecter le type et la quantité minimale de fibres nécessaires afin d'assurer les mêmes performances mesurées dans le cas existant. A tel but, un algorithme a été implémenté dans le modèle prédictif pour la recherche automatique de la solution optimale du composant fibré, identifiée parmi les trois fibres étudiées, voir le tableau 2. Le résultat de ces analyses indique que les fibres « FD75 » avec une quantité minimale de 2% donnent les mêmes résistances à la compression et à la traction mesurées dans le cas existant, ou des fibres « FD65 » avec un taux de 2.6% avaient été effectivement utilisées. La figure 6) montre le résultat de telle l'optimisation.

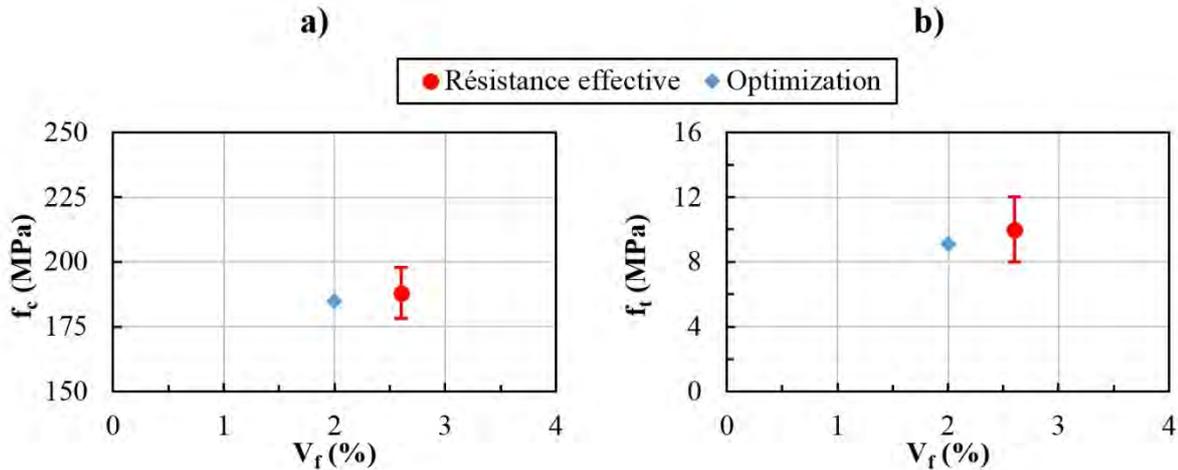


Fig. 6 Optimisation des composants du BFUP dans un cas existant, concernant sa résistance à la compression a) et à la traction uni-axiale b)

5. Conclusions

Le modèle prédictif présenté dans cet article est capable de prédire la réponse mécanique du BFUP à la compression, à la traction uni-axiale et à la flexion, en connaissant uniquement la résistance de sa matrice cimentaire, le dosage, la géométrie et le rapport de forme des fibres utilisées dans le mélange. Le modèle permet de réduire le nombre de matériaux différents à tester, en guidant le choix d'optimisation de la composition du BFUP. Notamment le modèle peut détecter le type et la quantité minimale de fibres nécessaires pour obtenir un produit dont les performances mécaniques demandées soient satisfaites. Les résultats de l'application du modèle dans un cas d'ouvrage existant en BFUP semblent indiquer un potentiel d'optimisation du matériau, notamment les fibres « FD75 » ont permis de réduire le taux en volume de 2.6% à 2%, tout ceci en estimant aucune perte de performances. Tel résultat, bien qu'il ait réduit les coûts de production du BFUP concernant l'ajout dans le mélange du composant fibré, reste toutefois à valider concrètement par des essais.

En outre, le taux de fibres prédit par le modèle, bien qu'il soit potentiellement inférieur à l'actuel, ce qui réduirait la probabilité d'agglomération des fibres, pourrait quand-même affecter négativement l'homogénéité du mélange frais dans certains cas où, par exemple, le changement du rapport de forme des fibres présente des risques. Le cas échéant, des essais de convenance sur le produit frais sont conseillés.

6. Références

- [1] RUSSELL H. G. et GRAYBEAL B. A., “Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community”, *Report No. FHWA-HRT-13-060*, 2013, pp. 1-176.
- [2] GUINGOT L., DEKHIL D., et SOULIER P., “Strengthening of hydraulic structures with UHPC”, *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, UHPFRC 2013, pp. 137-146.
- [3] HAJAR Z., NOVARIN M., SERVANT C., GÉNÈREUX G., PRZYBYLA D., et BITAR D., “Innovative solution for strengthening orthotropic decks using UHPFRC: the Illzach bridge”, *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, UHPFRC 2013, pp. 117-126.
- [4] ONO T., “Application of Ultra-high-strength Fiber-reinforced Concrete for Irrigation Channel Repair Works”, *Designing and Building with UHPFRC - State of the Art and Development*, 2011, pp. 541-552.
- [5] AFGC, “Recommandations. Bétons fibrés à ultra-hautes performances”, *édition révisée*. Paris, 2013.
- [6] JSCE, “Recommendations for Design of UHSFRC Structures”, *Japan Society of Civil Engineers*, 2004.
- [7] DENARIÉ E., WUEST J., et PUTALLAZ J. C., “Béton fibre ultra performant : première application en réhabilitation”, *Tracés*, Vol. 131, No. 17, 2005.
- [8] PERRET J., MÜHLBERG H., et SCHÄR P., “Renforcement des Viaducs de Chillon”, *Tracés*, Vol. 140, No. 19, 2014.
- [9] MUTTONI A., BRAUEN U., JAQUIER J. L., et MOULLET D., “A new roof for the Olympic museum at Lausanne, Switzerland”, *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*, UHPFRC 2013, pp. 1-8.
- [10] AN M. Z., ZHANG L. J., et YI Q. X., “Size effect on compressive strength of reactive powder concrete”, *Journal of China University of Mining and Technology*, Vol. 18, No. 2, 2008, pp. 279-282.
- [11] CHAN Y. W., et CHU S. H., “Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 7, 2004, pp. 1167-1172.
- [12] COLLEPARDI S., COPPOLA L., TROLI R., et COLLEPARDI M., “Mechanical properties of modified reactive powder concrete”, *American Concrete Institute – Special Publication*, Vol. 173, 1997, pp. 1-22.
- [13] WILLE K., KIM D. J., et NAAMAN A. E., “Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents”, *Materials and Structures*, Vol. 44, No. 3, 2011, pp. 583-598.
- [14] WILLE K., et NAAMAN A. E., “Pullout behavior of high-strength steel fibers embedded in ultra-high-performance concrete”, *American Concrete Institute*, Vol. 109, No. 4, 2012, pp. 479-488.
- [15] YOO D. Y., KANG S. T., et YOON Y. S., “Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC”, *Construction and Building Materials*, Vol. 64, 2014, pp. 67-81.
- [16] SAVINO V., LANZONI L., VIVIANI M., et TARANTINO A. M., “Tensile constitutive behavior of high and ultra-high performance fibre-reinforced-concretes”, *Construction and Building Materials*, Vol. 186, 2018, pp. 525-536.

- [17] CNR-DT 204, “Guidelines for design, construction and production control of fiber reinforced concrete structures”, 2006.
- [18] SIA 2052, “Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution
- [19] SN EN 12390-1, “Essais pour béton durci – Partie 1: Forme, dimensions et autres exigences aux éprouvettes et aux moules”, 2012.
- [20] SN EN 12390-3, “Essais pour béton durci – Partie 3: Résistance à la compression des éprouvettes”, 2009.
- [21] SN EN 1992-1-1, “Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales pour les bâtiments”, 2004.

Renforcement d'une paroi moulée préfabriquée avec une couche de BFUP armé

Anthony FRIDEZ
Ingénieur civil HES
VBI SA
Cornaux, NE , CH

Résumé

Dans le cadre de la réfection globale de l'A5 Colombier – Cornaux, l'ouvrage « paroi moulée préfabriquée de la tranchée des Falaises » comportait des désordres tels que d'importantes fissures subhorizontales ainsi que des venues d'eau à travers les joints entre éléments préfabriqués et les fissures. A la suite d'une vérification détaillée, il s'avérait que la paroi présentait une défaillance à l'ELU vis-à-vis de la flexion avec des armatures proches de l'écoulement à l'ELS quasi-permanent. Lors du concept d'intervention, le renforcement structurel, l'assainissement de l'étanchéité ainsi que la pérennité de l'ouvrage compte tenu d'une classe d'exposition XD3 et d'une possible évolution de la RAG, devaient être considérés. La variante « BFUP armé » a été retenue parmi quatre autres variantes car elle était économiquement la plus intéressante en termes de coûts totaux du projet d'intervention sans compter l'économie sur les futurs assainissements grâce à l'élimination des joints d'étanchéité et à la protection contre la carbonatation et des chlorures.

Mots clés : BFUP armé ; renforcement ; assainissement ; paroi moulée ; flexion ; étanchéité.

1. Introduction

1.1. Description de l'objet

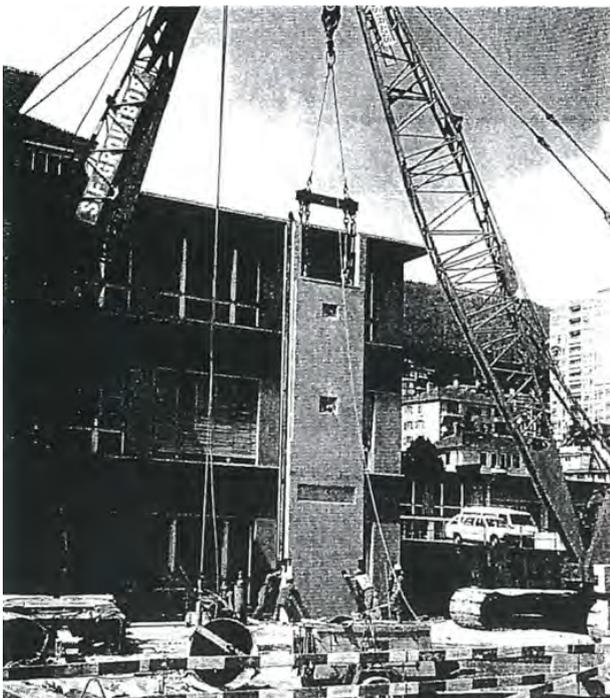


Fig. 1 : Pose d'un élément préfabriqué [1]

La paroi moulée de la tranchée des Falaises, construite en 1989, est composée de 27 éléments préfabriqués [Fig. 1] de 2.54 m de large et de 11.90 m de haut. Ces éléments ont été mis en place dans le terrain foré sous bentonite. Ils constituaient à la fois le soutènement provisoire de la fouille pendant les travaux de construction de l'autoroute, et les murs définitifs. Cette variante avait été choisie en raison de la proximité d'un bâtiment. En phase provisoire, chaque élément était tenu par deux tirants d'ancrages. Ces éléments d'ancrages ont ensuite été retirés une fois le radier et la dalle exécutés. Chaque élément de paroi contient une réservation pour le radier et deux niches d'ancrage. Il est important de noter que, d'un point de vue statique, les éléments travaillent indépendamment. Les Fig. 2, 3 et 4, présentent la géométrie des éléments de mur préfabriqués ainsi que le détail de l'étanchéité du joint entre deux éléments, tels qu'ils ont été exécutés.

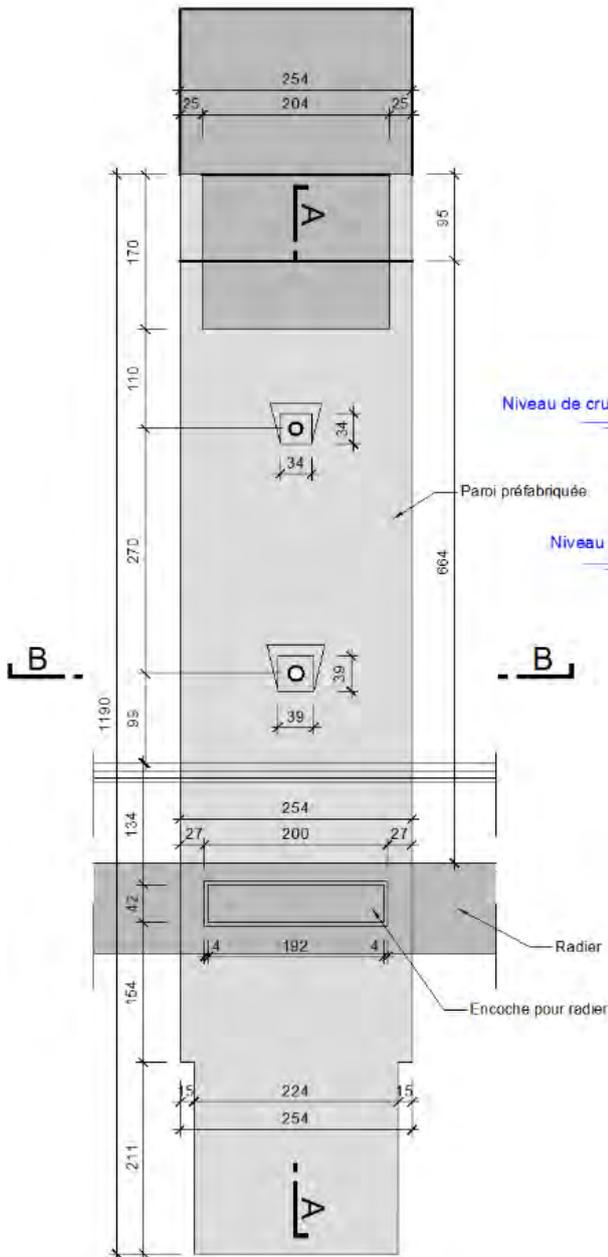


Fig. 2: Élévation d'un élément préfa.

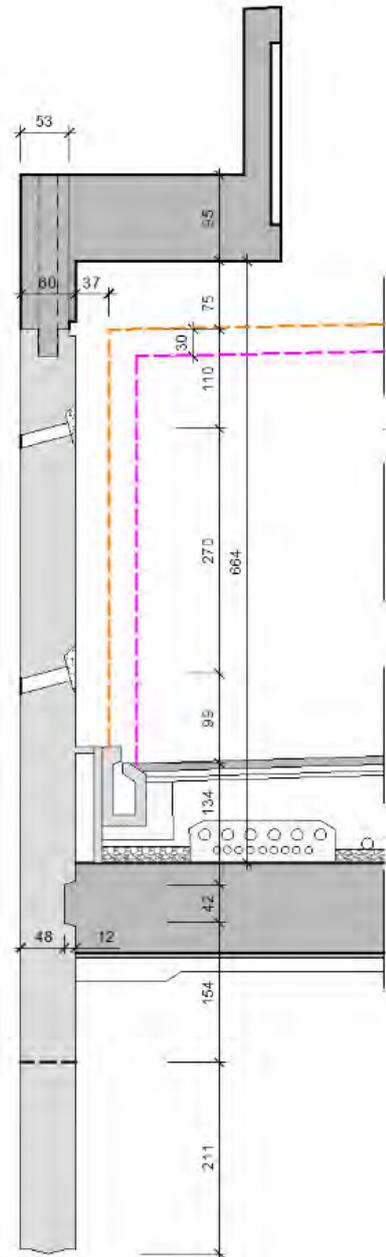


Fig. 3: Coupe A-A

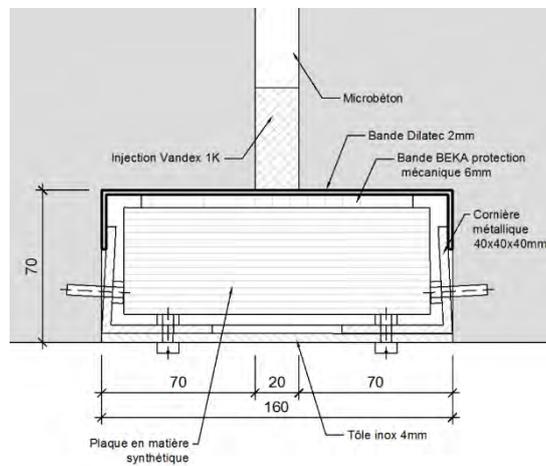


Fig. 4: Détail étanchéité entre deux éléments

1.2. Désordres et source du problème

Dans le cadre du projet d'intervention, une vérification statique détaillée de la section transversale de la paroi préfabriquée du mur Nord de la tranchée des Falaises Est a été préconisée. Celle-ci présentant une forte fissuration horizontale [Fig. 5] et des venues d'eau notamment au droit des joints entre éléments préfabriqués [Fig. 6]. Une première vérification en section effectuée en se basant sur les résultats préliminaires d'une analyse géotechnique, les plans d'armature à disposition ainsi que les caractéristiques du béton déterminées par une campagne d'essais, semblaient indiquer un comportement structurel adéquat ne pouvant expliquer une telle fissuration. Dès lors, des investigations complémentaires ont été menées dont une analyse de la RAG, des mesures du niveau piézométrique en corrélation avec des mesures d'ouvertures de fissures ainsi qu'un relevé scanner de la paroi. Malgré la potentielle réactivité de certains granulats, les rares dommages constatés n'étaient pas pathologiques et ne pouvaient expliquer la présence de telles fissures. Il a été cependant démontré que le niveau de la nappe phréatique à l'arrière du mur était en moyenne 60cm plus haut que le niveau du lac. Ceci est expliqué par l'alimentation de la nappe par le bassin versant dont la tranchée fait barrage. Mais une fois encore, ça n'expliquait pas les désordres. La dernière possibilité restante était la sous-estimation des efforts dus à la poussée des terres. A la suite d'une nouvelle étude géotechnique plus détaillée, les efforts dus à la poussée des terres sont ressortis 50% plus élevés ce qui a fait chuter le degré de conformité à 0.70 pour l'ELU et 1.03 à l'ELS. Ces nouveaux efforts ont été validés en comparant l'emplacement, l'ouverture et la profondeur des fissures mesurées (voir §2.1) à celles calculées selon [5].



Fig. 5 : Fissuration de la paroi



Fig. 6 : État d'un joint entre éléments

L'examen détaillé a mis en évidence que l'armature, sur la base des valeurs de dimensionnement [4], est en écoulement sous charges de service ($\sigma_s / f_{sd} \approx 1.04$ sous combinaison de charges fréquente), et ce sans qu'aucune déformation ne soit présente (cf. relevé scanner). Ceci implique qu'une défaillance de la structure – même flexionnelle – ne sera pas ductile car elle pourrait survenir sans l'apparition de grandes déformations annonciatrices. De ce fait, un comportement fragile additionné d'une incertitude sur l'étude géotechnique, révélait un danger non négligeable.

2. Concept d'intervention

2.1. Assainissement de l'ouvrage

Comme la Fig. 6 le montre, les joints de plus de 30 ans, ne remplissaient plus leur rôle car ils étaient vétustes et sûrement abîmés suite aux cycles de gel / dégel, aux éclaboussures d'eaux salines, à la pollution, au vieillissement naturel, etc. Un assainissement de tous les joints était donc primordial pour garantir la durabilité de l'ouvrage.

Lors du relevé de l'état, des carottages ont permis d'une part de mesurer les fissures et celles-ci pouvaient atteindre jusqu'à 100mm de profondeur et une ouverture comprise entre 0.3 et 0.7mm, et d'autre part, de mesurer la profondeur de carbonatation (~1mm) et le taux de chlorure (jusqu'à 0.20% de la masse de ciment sur les 15 premiers millimètres ensuite <0.08%). Malgré un enrobage trop faible de l'armature vis-à-vis de la classe d'exposition XD3 (moyenne mesurée à 40mm au lieu de 55mm selon [3]), il n'y avait pas de risque de corrosion à moyen terme. Mais l'ouverture des fissures dépassant 0.5mm pouvait être problématique [5] d'autant plus que celles-ci se situaient au niveau des niches d'ancrage inférieures (voir Fig. 3 et Fig. 5), c'est-à-dire dans la zone de projection des eaux de chaussée par le passage des véhicules. Suite à ces différents constats, un assainissement du béton d'enrobage ainsi que le traitement des principales fissures étaient nécessaires.

2.2. Renforcement structurel

Comme mentionné dans le chapitre 1.2, le degré de conformité s'élevait à 0.7 avec une armature dépassant la valeur de calcul de la limite d'écoulement à l'état de service. Du point de vue durabilité, le béton « côté terrain » étant saturé en eau car directement en contact avec la nappe phréatique, il n'était pas exclu que cette situation pouvait alimenter une RAG si cette réaction devait avoir lieu.

Suite à ces constats et incertitudes en accord avec les normes SIA [2], il fallait non seulement que la sécurité structurale soit vérifiée mais également que l'ouvrage soit rendu plus ductile afin d'avoir des signes annonciateurs en cas de défaillance.

2.3. Variantes étudiées

Quatre variantes ont été étudiées et chiffrées :

- Variante 1 : lamelles CFK précontraintes ;
- Variante 2 : remise en place d'ancrages actifs ;
- Variante 3 : couche BFUP armé ;
- Variante 4 : couche béton armé.

Tableau 1: Décomposition des coûts par variante (100% = coûts totaux de la variante 2)

Travaux	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Démolition et reconstruction de la chaussée	30%	30%	30%	30%
Réfection / assainissement	30%	30%	7%	30%
Renforcement	36%	40%	37%	13%
Total	96%	100%	74%	73%

Les deux premières variantes ont été écartées, entre autres, en raison des coûts pour la réfection des joints d'étanchéité et l'assainissement du béton d'enrobage. Le prix était très proche entre les deux dernières variantes. Le principal argument en faveur du BFUP était la subsistance d'une couche imperméable aux liquides [6] tout en étant dans une zone en traction afin d'éviter toute dégradation du béton armé et ainsi d'économiser des futurs assainissements.

2.4. Variante retenue

Une couche de BFUP coulée sur place de type UA et de 80mm d'épaisseur, armée de deux nappes d'armature en acier B500 B \varnothing 14mm a donc été retenue. L'épaisseur a été choisie de manière à pouvoir garantir la mise en œuvre du BFUP. Un coffrage type « 1 face » a été spécifié dans l'appel d'offres pour ne pas avoir de trous pour les fixations du coffrage.

Le choix des étapes de bétonnage a été laissé libre à l'entreprise tout en imposant la géométrie des reprises de bétonnage (Fig. 7) ainsi que les essais de contrôle qualité [6].

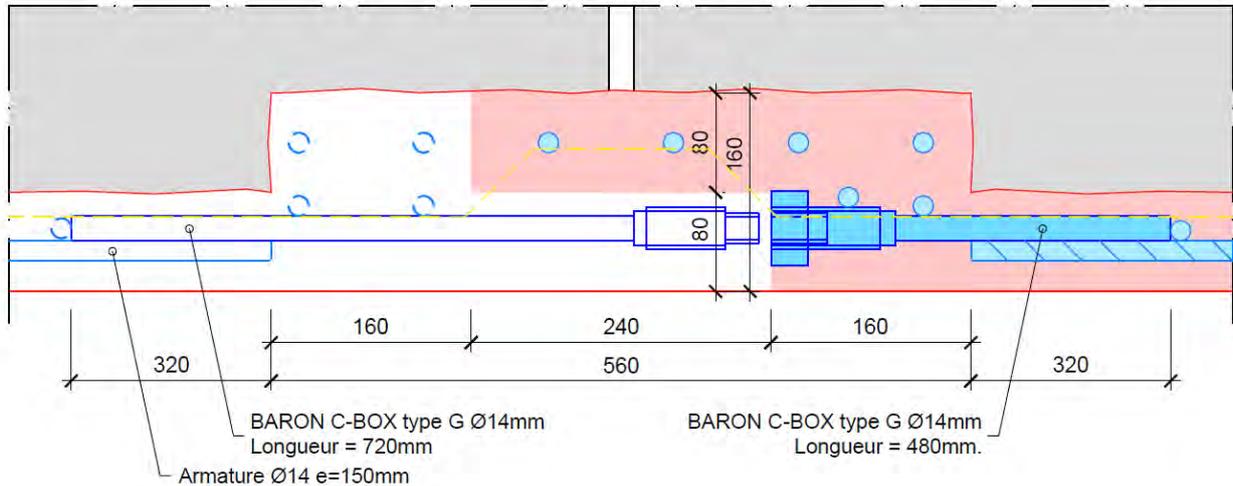


Fig. 7 : Géométrie reprise de bétonnage prévue selon [6]

Afin de pouvoir déverser le BFUP dans le coffrage directement depuis la bétonnière, l'entreprise a demandé de réaliser les derniers 150cm en béton projeté traditionnel d'épaisseur 10cm. Cette zone se trouvant protégée des intempéries, des éclaboussures d'eaux de chaussée et n'ayant que peu d'effort de traction, la requête a été acceptée.

3. Projet d'exécution

3.1. Description des phases d'exécution

3.1.1. Phase 1 – démolition de la chaussée, des joints d'étanchéité inter-éléments et hydrodémolition

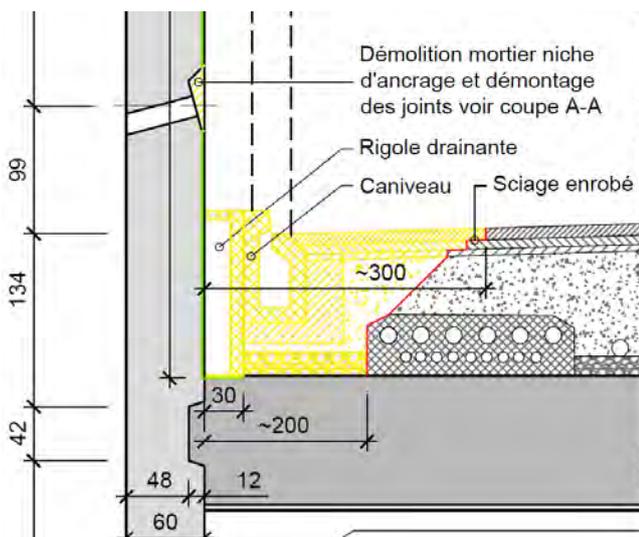


Fig. 8 : Coupe transversale à la chaussée

La démolition de la chaussée était obligatoire dans tous les scénarios de concept d'intervention pour la réfection des joints d'étanchéité (Fig. 8). Pour le BFUP, il s'agissait également de pouvoir accéder au pied du mur pour l'hydrodémolition et les travaux de bétonnage.

Sur la Fig. 9, est représentée la coupe transversale de deux demis éléments préfabriqués, avec à l'axe, un joint d'étanchéité. L'hydrodémolition de 20mm garantissait non seulement l'enlèvement du béton contaminé par les chlorures mais préparait également le support selon les conditions émises dans [3]. Les reprises de bétonnage selon la Fig. 7 ont également été réalisées par hydrodémolition.

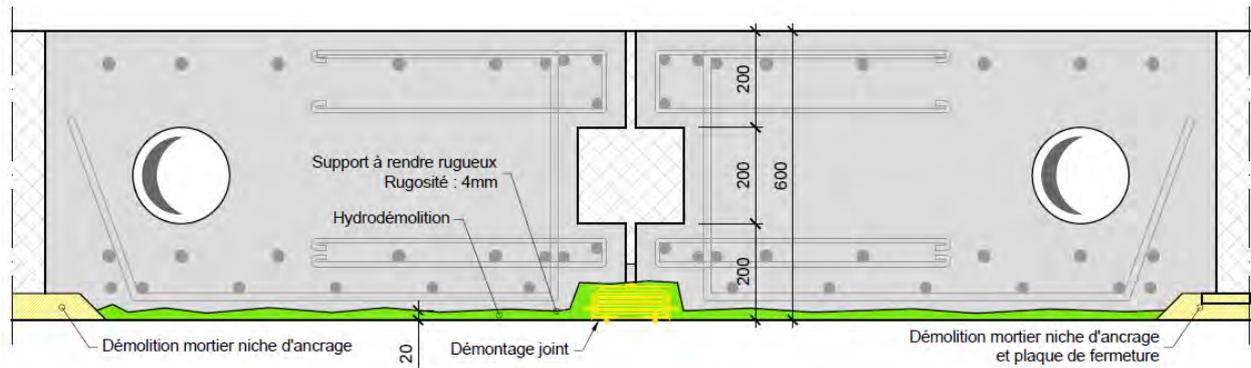


Fig. 9 : Section transversale de la paroi

3.1.2. Phase 2 – Ferrailage, coffrage et bétonnage par étapes

Les étapes de bétonnage ont été proposées par l'entreprise principalement en fonction du volume à bétonner et sont représentées sur la Fig. 10. Les dimensions de celles-ci étaient de ~15m de long, 2.60m de haut pour les étapes inférieures et ~2m de haut pour les étapes supérieures. Des coupleurs d'armature (Fig. 7) étaient prévus à chaque arrêt pour d'une part, ne pas gêner le coffrage et d'autre part, ne pas gêner le déversement du BFUP dans le coffrage. Comme mentionné précédemment, les derniers 150cm étaient prévus en béton projeté.

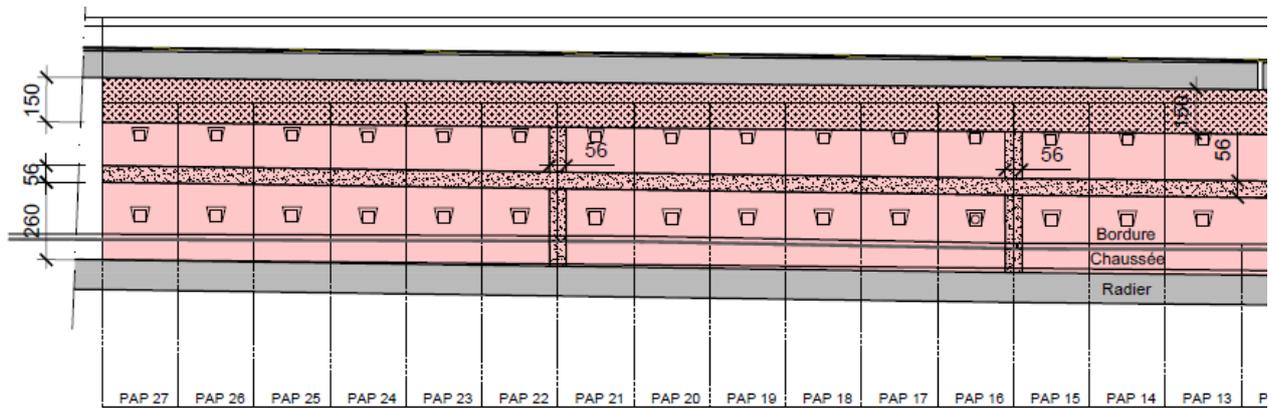


Fig. 10 : Élévation de la paroi avec étapes de bétonnage

3.1.3. Phase 3 – Reconstruction de la chaussée

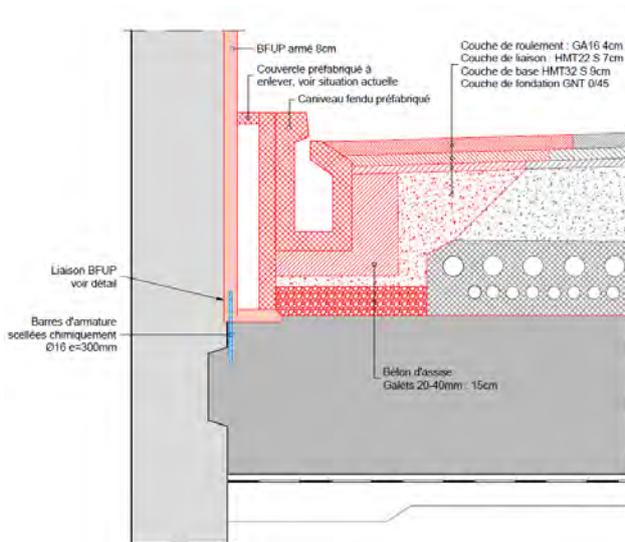


Fig. 11 : Coupe transversale à la chaussée

Enfin, il s'agissait de reconstruire à l'identique ce qui a été démoli en phase 1.

3.2. Essais de bétonnage

Ces essais se sont déroulés dans un dépôt de l'une des entreprises du consortium, sur des murs de soutènement existants composés de blocs préfabriqués. Le support a été préparé par hydrodémolition et arrosé pendant les 24h précédant le bétonnage dans les mêmes conditions que pour l'exécution. Le BFUP utilisé est sous forme de prémix, de type UA selon la classification de [6] et préparé sur place dans un malaxeur d'une capacité de 400 l.

3.2.1. Essais à échelle réduite

L'entreprise a commencé par de petits essais car elle n'était pas familiarisée au BFUP autoplaçant et en collaboration avec le fournisseur, ils ont travaillé la recette pour atteindre une consistance idéale. Puis, l'entreprise a programmé deux essais dont un à 10cm d'épaisseur ne croyant pas pouvoir réaliser une bonne mise en œuvre avec 8cm d'épaisseur (voir Fig. 12 et Fig. 13).



Fig. 12 : Essai de bétonnage ép. 8cm



Fig. 13 : Essai de bétonnage ép. 10cm

Le résultat après décoffrage montrait un fort taux de bullage (Fig. 14) ainsi qu'une microfissuration importante dans les deux échantillons. Il a même été constaté un arrachement linéaire en partie supérieure du BFUP sur l'essai à 10cm d'épaisseur (Fig. 15) lors du décoffrage.



Fig. 14 : Zoom sur le bullage



Fig. 15 : Zoom sur l'arrachement

3.2.2. Essai à l'échelle 1:1

Cet essai de 2.60m de haut était prévu pour reproduire des conditions identiques aux travaux dans la tranchée. Une vue d'ensemble est visible à la Fig. 16. La préparation du coffrage a été légèrement modifiée par rapport aux précédents essais en utilisant une huile de décoffrage spéciale. De plus, la recette a été modifiée pour encore améliorer la consistance et la vitesse de coulage du BFUP a été réduite (expliqué ci-après).



Fig. 16 : Vue d'ensemble de l'essai à l'échelle 1:1

Pour cet essai, l'entreprise avait également mis en place une installation pour le pompage du BFUP comme présenté aux Fig. 17 et Fig. 18.



Fig. 17 : Malaxeurs à béton



Fig. 18 : Pompe à béton

Étant donné qu'il fallait bétonner en continu, l'avantage de la pompe était de pouvoir régler manuellement la vitesse de pompage en s'adaptant à la vitesse d'alimentation du BFUP par les malaxeurs (ce qui était plus aisé à gérer que la vitesse de déversement direct du malaxeur dans le coffrage). La vitesse de bétonnage dépendait du process de fabrication ce qui correspondait grosso modo à 400 l en 20 min, soit 1.2 m³ /h.

Le pompage s'est déroulé avec succès comme le montre la Fig. 19. Seul bémol, il est apparu lors d'une gâchée des « oursins », des fibres séparées de la matrice cimentaire (Fig. 20) qui créaient relativement vite des obstacles au bon écoulement du BFUP. Pour la dernière gâchée, le malaxeur a été surélevé pour pouvoir déverser directement le BFUP dans le coffrage (Fig. 21).



Fig. 19 : Sortie de la buse du BFUP pompé



Fig. 20 : Zoom sur les « oursins »



Fig. 21 : Déversement direct du BFUP

L'essai a été une réussite dans le sens où les défauts des essais préliminaires tels que bullage et microfissuration ont pratiquement disparu (voir Fig. 22).



Fig. 22 : Mur après décoffrage

Les quelques défauts résultent probablement des « oursins ». Le lien a pu être fait entre leurs positions et la partie bétonnée par la gâchée où le problème a été perçu. Un joint de bétonnage est visible entre le BFUP pompé et le BFUP déversé suite à l'attente entre les deux (~30min), cela montre l'importance de bétonner en continu. Le décoffrage a eu lieu 24h après le bétonnage. Aucune mesure n'a été prise pour assurer la cure du BFUP. Pour l'exécution, après le décoffrage il est prévu une mise en place d'une feuille plastique pendant 7j.

Finalement, l'entreprise a renoncé à pomper le BFUP à cause du temps consacré au nettoyage de la pompe. En termes de planning, le bétonnage de deux étapes prenait déjà une journée entière sans compter les deux malaxeurs à transporter jusqu'au dépôt et ensuite à nettoyer. Le déversement du BFUP se faisait donc directement depuis le malaxeur surélevé au-dessus du coffrage.

3.3. Exécution de l'ouvrage

3.3.1. Phase 1 – démolition de la chaussée, des joints d'étanchéité inter-éléments et hydrodémolition



Fig. 23: Paroi après hydrodémolition



Fig. 24: Zoom sur les joints de reprise

3.3.2. Phase 2 – Ferrailage, coffrage et bétonnage par étapes



Fig. 25: Ferrailage d'une étape



Fig. 26: Coffrage d'une étape



Fig. 27: Bétonnage de la 1^{ère} étape

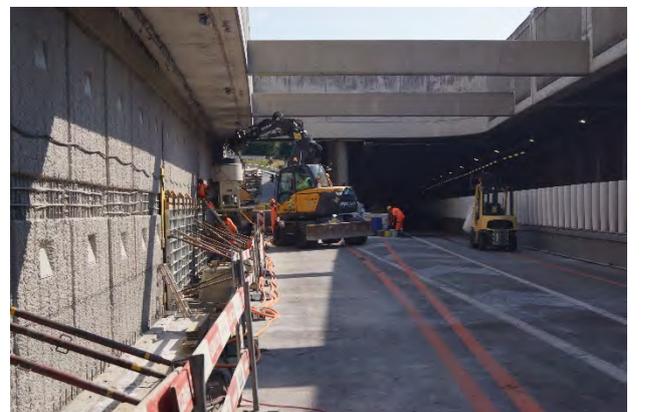


Fig. 28: Bétonnage de la 2^{ème} étape



Le bétonnage des deux premières étapes a rencontré quelques soucis dont les conséquences sont visibles en Fig. 29. Le premier problème a été la stabilité du coffrage, l'étaisage n'a pas supporté la pression du BFUP frais et s'est ouvert à quelques endroits. Ensuite, les box de coupleurs d'armature placés horizontalement en haut du mur, a forcé l'entreprise à créer des niches de bétonnage. Pour terminer, l'armature était trop proche de la peau de coffrage. Pour pallier à ces problèmes, les mesures suivantes ont été prises : possibilité à l'entreprise de mettre des ancrages dans le mur existant pour fixer le coffrage ; enlèvement des box en ne gardant que les barres avec le filetage au bout ; reculer l'armature. Les deux dernières mesures ont permis de couler le BFUP sans entraves et la première mesure à garantir un coffrage stable et étanche. Il n'y a plus eu de problèmes pour aucune des autres étapes de bétonnage. Les défauts ont été réparés avec une première couche de 4cm de béton projeté et ensuite 4cm de BFUP. Le résultat final est visible sur la Fig. 30.

Fig. 29: Décoffrage de la 1^{ère} étape



Fig. 30: Vue de la paroi après travaux

4. Conclusions

La variante BFUP s'avérait être la plus avantageuse en termes de coût global en considérant l'assainissement du béton d'enrobage et la réfection des joints d'étanchéité et ceci sans compter l'économie à long terme.

Malgré une hostilité de l'entreprise vis-à-vis de la variante BFUP (car elle ne connaissait que le BFUP thixotrope), l'essai à l'échelle 1 :1 a démontré la bonne mise en œuvre dans des conditions difficiles mais a mis également en évidence l'importance de trouver une bonne recette pour garantir celle-ci.

Un coffrage soigné (étanche) avec une huile de décoffrage de qualité ainsi qu'une faible vitesse de coulage dans le coffrage sont apparemment des conditions sine qua non à une bonne mise en place du BFUP et à garantir un bon rendu.

La gâchée où les « oursins » sont apparus aurait eu un temps de malaxage moindre que les autres gâchées pompées. Mais à l'heure actuelle, il est difficile de se prononcer sur la cause exacte de ce phénomène qui serait peut-être dû au pompage ou à un mauvais process de fabrication.

Le pompage du BFUP s'avérait très intéressant dans ce cas-ci. L'endroit était exigu ce qui rendait les manœuvres pour placer les malaxeurs en-dessus des coffrages délicates. Cependant, le nettoyage du matériel était une tâche chronophage d'autant plus qu'il n'y avait pas d'installation de lavage in situ.

5. Intervenants

Maître de l'ouvrage : Office fédéral des routes OFROU, Estavayer-le-Lac.

Mandataire : Association d'ingénieurs MBE A5 « Mauler SA, Neuchâtel ; VBI SA, Cornaux ; Emch+Berger AG, Berne ».

Entreprise : Consortium « Facchinetti, Grisoni Zaugg ; Marti travaux spéciaux ; Bieri Grisoni ».

Experts externes : Prof. E. Brühwiler (EPFL) et Prof. D. Redaelli (HEIA-FR)

6. Références

- [1] BECKER V. (Mai 1993) : Neuchâtel – St-Blaise: Tranchée de Monruz, problèmes constructifs, Strasse und Verkehr Nr. 5.
- [2] Norme SIA 260 (2013) : Bases pour l'élaboration des structures porteuses
- [3] Norme SIA 262 (2013) : Construction en béton
- [4] Normes SIA série 269 (2011) : Maintenance des structures porteuses
- [5] FAVRE R., JACCOUD J., BURDET O. et CHARIF H. (1997) : Dimensionnement des structures en béton : Aptitude au service et éléments de structure, TGC 8.
- [6] Cahier technique SIA 2052 (2016) : Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution.

Evolution des utilisations du BFUP pour l'amélioration des ouvrages d'art – élargissement des possibles

Laurent BOIRON

Ing. génie civil dipl.

Walo Bertschinger AG

Dietikon, ZH

Résumé

Le BFUP existe de manière industrielle depuis 25 ans mais ce n'est que depuis quelques années et grâce à la volonté de certains pionniers que son développement s'est accéléré de manière exponentielle.

La Suisse, un des pays leader dans le monde du BFUP, a su exploiter les propriétés extraordinaires de ce matériau pour le mettre en application dans de nombreux domaines.

Un bref rappel historique montre l'influence qu'ont eu les premiers projets et certains influenceurs sur l'évolution géographique et l'évolution des projets BFUP en Suisse.

La plupart des gens connaissent le BFUP sur le viaduc de Chillon. Quelques exemples d'autres projets seront présentés afin de montrer que ce matériau est un produit courant et non plus un produit de niche.

L'augmentation des volumes implique également des évolutions dans les techniques de production et de mise en place, un descriptif des différents moyens actuels permet de mieux comprendre la réalité des chantiers.

Mots-clés: Evolution, développement, étanchéité, renforcement, type de production, futur de la production

1. Introduction

Le BFUP existe de manière industrielle depuis 25 ans mais ce n'est que depuis quelques années et grâce à la volonté de certains pionniers que son développement s'est accéléré de manière exponentielle. L'évolution de ces utilisations à travers quelques exemples concrets montre une partie des possibilités qu'offrent ce matériau.

Une présentation des différents moyens de fabrication et de pose ainsi que l'évolution future de la fabrication expliquent quels sont les enjeux liés à un matériau de pointe mis en place sur des chantiers.

2. Historique de l'utilisation du BFUP dans le génie civil

Au début des années nonante, le besoin de bétons plus performants s'est fait sentir étant donné que les bétons, que l'on considérait jusqu'ici comme éternels, présentaient de nombreux problèmes de durabilité. Beaucoup d'entreprises, d'universités et d'industriels se sont mis à la recherche du meilleur béton possible.

En 1995 déjà, les entreprises Bouygues, Lafarge et Rhodia déposaient le nom Ductal[®] puis un brevet. Les bétons à poudre réactives seront bientôt complétés par des fibres métalliques ou synthétiques pour augmenter le champ de leur utilisation. Les premières applications du matériau se sont concentrées sur des ouvrages nucléaires puis des éléments préfabriqués.

Au cours de la même période, d'autres industriels ou entreprises de construction tels que Eiffage (BSI[®]) et Vicat (BCV – aujourd'hui Smart^{UP}) se sont intéressés à cette technologie. Beaucoup d'universités ont également développé leur propre BFUP mais ces produits ont été rarement

commercialisé à grande échelle du fait de leur caractère universitaire et non commercial. L'impulsion des BFUP s'est également étendue aux USA et en Asie avec d'autres produits locaux tels que DURA®, Cor-Tuf,... En Suisse, des producteurs locaux se sont également intéressés aux propriétés exceptionnelles du BFUP et ont développé leur propre premix comme le Holcim 707/710 de Holcim, le Martonit® de Marti et le Swiss-UHFB de Schollberg.

Les capacités exceptionnelles du matériau autant du point de vue de mécanique que de la durabilité ont convaincu des maîtres d'ouvrages à utiliser ce matériau innovant pour renforcer des ouvrages d'art. C'est donc en 2004 que le canton du Valais, avec le soutien de l'EPFL, réalisait la première application de BFUP in situ en Suisse (Fig. 1). A la même période, l'entreprise Lafarge réalisa le premier « joint fill » aux USA. Les deux concepts nés en 2004 sont encore utilisés de la même manière aujourd'hui.

L'overlay (ajout d'une couche mince de BFUP sur une dalle en béton) est un concept qui permet de manière simple d'améliorer les ponts neufs ou existants. La couche de BFUP de quelques centimètres seulement protège efficacement le pont contre les attaques environnementales. Son étanchéité à l'eau et aux gaz empêche des éléments extérieurs de dégrader le béton situé sous la couche de BFUP. De plus, ses performances mécaniques améliorent la résistance en section de dalles neuves ou existantes. La rugosité entre le béton existant et le BFUP permet de transmettre les efforts et d'obtenir un comportement monolithique.

Le « joint fill » (Fig. 2) est un concept qui consiste à remplir l'interstice entre des éléments préfabriqués avec du BFUP. L'utilisation d'éléments préfabriqués est monnaie courante au États-Unis pour la fabrication des tabliers de pont. Les problèmes souvent rencontrés avec ce type de construction se situent toujours au niveau des joints qui doivent être construits sur place avec un béton souvent de qualité peu contrôlée (les ponts peuvent être situés à plusieurs heures de la première centrale à béton). Le BFUP présente plusieurs avantages comparé aux joints classiques : 1. Diminution de la largeur des joints dû à un ancrage des barres de renforcement plus court – 2. Etanchéité des joints, ces éléments deviennent la partie la plus durable de l'ouvrage – 3. L'utilisation de BFUP autoplaçant permet de connecter tous les éléments du tablier entre eux mais également à la structure porteuse principale.



Fig. 1 Pont sur la Morge (A. Herzog)[1]

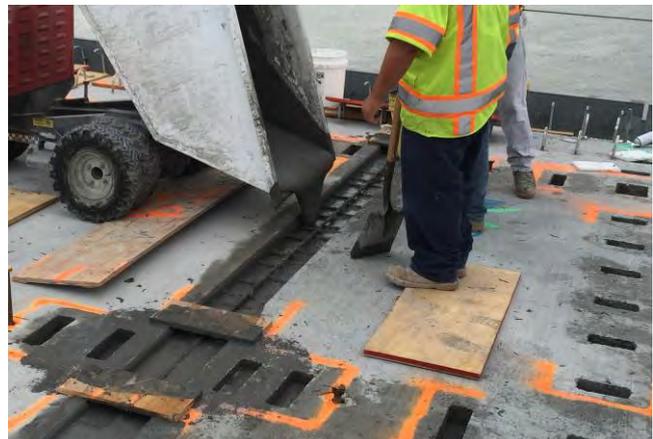


Fig. 2 Joint fill – Pulasky Skyway NJ (Lafarge USA)

La fabrication du BFUP sur les chantiers avec les composants séparés n'était que peu adaptée à la réalité du chantier. Des industriels se sont donc mis à développer leur propre recette et fournir des « premix » contenant tous les composants nécessaires. Les sacs, bigbags ou silos livrés sur les chantiers permettent ainsi à l'entreprise de n'ajouter que l'eau, l'adjuvant et, selon les produits, les fibres pour fabriquer un BFUP sur place.

D'importants travaux de développement ont été entrepris par les industriels pour maîtriser ce matériau. Leurs recettes disponibles, ils ont alors choisi de s'impliquer dans la diffusion du savoir lié au BFUP en rencontrant de nombreux maîtres d'ouvrages et ingénieurs afin de pouvoir

commercialiser leurs produits. Des collaborations avec les écoles d'ingénieurs et polytechniques leur ont permis d'améliorer la connaissance générale du produit auprès du grand public.

L'influence de l'EPFL ainsi que de l'entreprise LafargeHolcim ont permis la réalisation de nombreux projets en Suisse. Leur expertise dans le domaine ainsi que leurs nombreux conseils aux maîtres d'ouvrages et ingénieurs a fortement influencé le développement du produit BFUP et plus particulièrement de son utilisation en overlay. Les dernières années, les nouveaux producteurs de BFUP et entreprises actives dans le domaine ont également pris à cœur le fait d'apporter un soutien technique aux ingénieurs et maîtres d'ouvrages.

On peut voir sur la carte ci-dessous (Fig. 3) une représentation de la concentration des ouvrages réalisés en BFUP. La Suisse romande a fait figure de pionnière, principalement dans les environs de l'EPFL et dans le giron des étudiants ayant découvert ce matériau sur les bancs d'école du professeur Brühwiler. La carte représente la concentration de projets et non leur volume. Elle représente la concentration des projets réalisés par LafargeHolcim ainsi que ceux des autres producteurs connus de l'auteur.

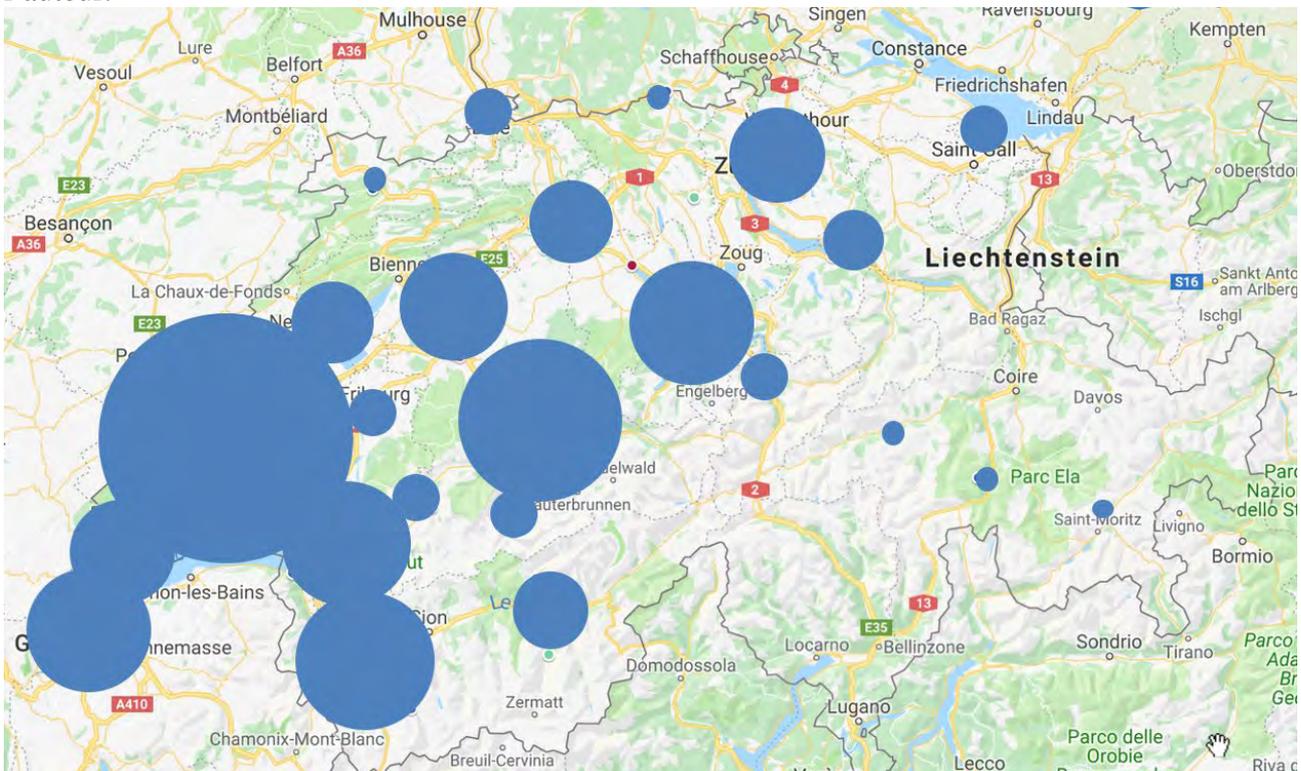


Fig. 3 Représentation de la concentration d'objets en BFUP par région

De plus, l'utilisation de BFUP dans le cadre de conservation d'ouvrages emblématiques comme le viaduc de Chillon, le Kanderviadukt ou les 3 ponts entre Küsnacht et Brunnen ont servi de vitrine pour les réalisations en BFUP. Ces projets ont permis à la Suisse notamment d'avoir une influence importante sur les développements de nouveaux projets à l'international. Aux Etats-Unis, des projets comme le Pulasky Skyway avec plus de 10'000 tonnes de BFUP ont permis également de faire une publicité importante à la méthode de joint fill.

3. Utilisation des BFUP en Suisse

Parti d'une première réalisation suisse en 2004, les projets se comptent désormais à présent par centaines. Au cours des années, le BFUP s'est élargi à d'autres utilisations. On peut remarquer que toutes les grandes entreprises suisses se sont intéressées au produit et ont essayé de l'appliquer à d'autres projets pertinents. De plus, si l'entreprise a réalisé un grand projet, son intérêt est décuplé. Les exemples de Walo Bertschinger AG et d'Implenia sont parlants. Le premier ayant assaini les viaducs de Chillon en 2014-2015 s'est développé à l'international et a réalisé plus de 30 projets avec du BFUP depuis. Le deuxième, après Küsnacht-Brunnen s'est équipé pour la réalisation de plusieurs

projets et s'implique également fortement dans le développement d'un environnement favorable. De plus en plus d'acteurs sont intéressés au potentiel du produit qui peut être utilisé de plusieurs manières comme décrit ci-dessous :

3.1. Etanchéité d'ouvrage

Le BFUP, du fait de sa structure très dense, permet d'étancher des ouvrages. Cette étanchéité peut remplacer des étanchéités traditionnelles sur des ouvrages neufs ou existants [2]. De plus, l'application du BFUP peut se faire comme couche de protection contre des parois endommagées par le gel sur des zones de projection de sels de déverglaçage.

3.1.1. Ouvrages ferroviaires

Les réfections ou remplacements d'ouvrages ferroviaires impliquent toujours des délais très serrés pour la réalisation des travaux. Le BFUP est dès lors une solution optimale pour les maîtres d'ouvrages. L'application du BFUP sur le tablier ou le recouvrement de toute l'auge permet de protéger au mieux l'ouvrage. Le Lehnenviadukt de Ronewald II (Fig. 4-5), situé sur la ligne Frutigen Brig des BLS, est un exemple parlant de cette problématique. Ici, le BFUP a été choisi afin de garantir les délais car le temps à disposition pour l'étanchéification de l'ouvrage était limité à une semaine, quelles que soient les conditions climatiques. Ce type d'intervention sur ouvrages existants ou neufs a déjà été réalisé a de nombreuses reprises par les BLS, Zentralbahn, MOB ainsi que les CFF.



Fig. 4 Pose du BFUP – pente transversale 10%



Fig. 5 Surface finie avant pose du ballast

Sur le pont du Lanciau à Rossinière (MOB), le BFUP a été posé sur toute l'auge et a également été utilisé pour connecter ensemble les éléments en béton préfabriqués (Fig. 6). Cet ouvrage est l'un des tous premiers ponts ferroviaires en treillis tubulaires [3], ce qui lui procure une grande pureté de lignes (Fig. 7). Il a été réalisé en remplacement d'un ouvrage existant qui ne pouvait pas garantir une durée de vie résiduelle de 100 ans. Ce pont de 47m de portée a été réalisé durant une coupure complète de la ligne de 11 semaines qui a vu 5 chantiers réalisés simultanément (dont 3 avec du BFUP). Le BFUP a permis de :

- réduire la section de béton armé de l'auge (réduction de poids)
- gagner en temps de séchage et de s'affranchir des conditions de pose d'une étanchéité traditionnelle
- gagner en durabilité vis-à-vis de l'abrasion du ballast
- réduire la maintenance de l'ouvrage (pas de renouvellement de l'étanchéité à prévoir durant toute la vie de l'ouvrage)



Fig. 6 BFUP sur tout l'auge et dans les joint



Fig. 7 Pont du Lanciau terminé (T engineering)

3.2. Ouvrages routiers

Les étanchéités traditionnelles présentent souvent d'importants défaut après une durée de vie assez limitée. Les maîtres d'ouvrages, soucieux de la durabilité des ponts et de limiter la gêne aux usagers se tournent de plus en plus vers le BFUP comme étanchéité afin de limiter les interventions futures. Le pont sur le Rhône (RC501) à Riddes a fait l'objet de réfections. L'étanchéité nouvellement posée sur le pont métallique de 1904 s'est rapidement dégradée et la planéité de l'ouvrage impliquait une stagnation de l'eau aux endroits dégradés. L'étanchéité a donc été remplacée par du BFUP (Fig. 8) qui a permis de couvrir tout le pont sans joint et de créer des pentes nécessaires à l'évacuation de l'eau. (Fig. 9)



Fig. 8 Pose du BFUP à la règle sur toute la largeur



Fig. 9 Surface du BFUP finie

Les passages sous voies sont des ouvrages très sensibles. Les murs étant généralement à l'ombre, l'humidité et les sels de déverglaçage s'infiltrent dans les bétons et créent d'importants dégâts. A Kiesen, les parois verticales ont donc été assainies (Fig. 10) et recouverte d'une fine couche de BFUP pour protéger les murs de soutènement existant contre les futures projections (Fig. 11). Cette technique a également été utilisée à plusieurs reprises pour des protections de piles centrales sur les autoroutes.



Fig. 10 Assainissement du mur de soutènement



Fig. 11 Surface du BFUP finie

3.3. Renforcement d'ouvrage

Le BFUP, du fait de ces caractéristiques mécaniques nettement supérieures au béton, permet de renforcer des ouvrages de manière totalement inédite. De fines couches peuvent être posées sur le tablier (overlay). Il est également possible d'utiliser la matière uniquement aux endroits les plus sollicités afin de simplifier les étapes de travail ou limiter la place nécessaire aux renforcements.

Lors de la réfection du pont sur la Osttangente N02 à Bâle, il a été nécessaire de renforcer le tablier en traction dans sa partie supérieure. Une première étape réalisée de nuit a permis de reconnecter des barres d'armatures $\phi 26$ (Fig. 13-14). L'avantage de l'utilisation du BFUP pour cette réalisation est le fait que la transmission d'effort d'une barre à l'autre (longueur d'ancrage) n'est que de 15 fois le diamètre selon le cahier technique SIA 2052. Ceci a permis de limiter la dimension de l'assainissement et ainsi garantir le trafic sur une voie. La norme indiquant une utilisation, en règle générale, de barres d'armatures de 8 à 20 mm dans le BFUP, des essais ont été réalisés pour tester l'ancrage des barres de plus grand diamètre (Fig. 12). Ces tests de traction faits lors de la réalisation de l'assainissement, sur le chantier, dans les mêmes conditions, ont montré que la rupture avait systématiquement lieu dans la barre d'armature. Ces essais ont permis de valider l'ancrage mais également de contrôler la qualité du produit mis en place réellement sur le chantier.

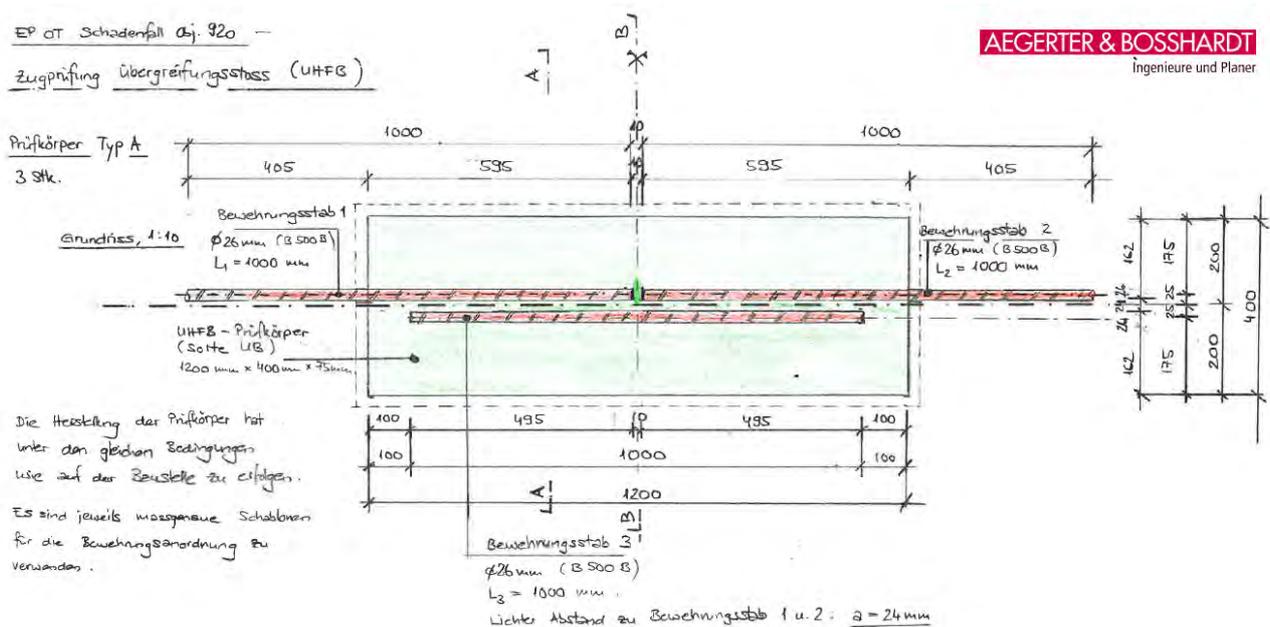


Fig. 12 Schéma des essais de traction (Aegerter & Bosshardt)

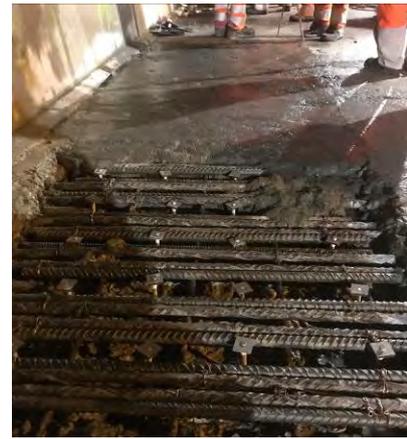


Fig. 13-14 Exemples de zone de renforcement en BFUP sorte UB

En plus des renforcements ponctuels, une couche de BFUP sorte UB a été coulée sur toute la surface du pont en overlay (Fig 15-16).

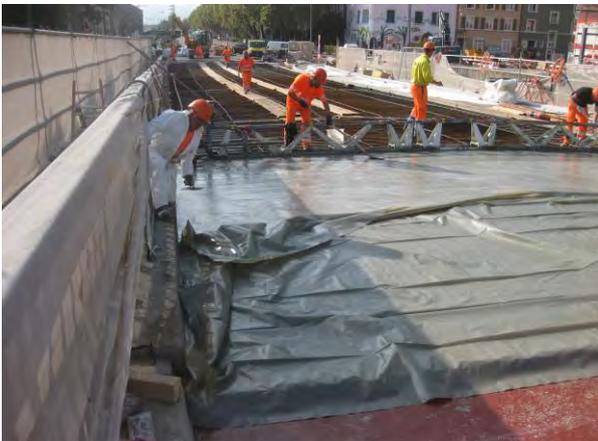


Fig. 15-16 Pose de l'overlay sur toute la largeur

4. Evolution des techniques de production et de mise en place

Le BFUP étant un matériau nécessitant des dosages très précis, il a été difficile de l'adapter aux réalités d'un chantier. Les tous premiers projets ont été réalisés avec le mélange de chaque composant en centrale ou sur le chantier. La présence de nombreux composants et de quantités relativement faibles pour des petits chantiers ont poussé les industriels à fabriquer des « Premix » contenant toutes les poudres déjà prémélangées.

Actuellement, la plupart des fournisseurs proposent des prémix de poudre auxquels il convient d'ajouter des adjuvants liquides, de l'eau ainsi que des fibres. L'amélioration des adjuvants en poudre permet d'imaginer des prémix auxquels il ne faudrait rajouter que de l'eau et des fibres. Le problème de l'intégration de l'adjuvant est l'impossibilité d'adapter la recette ensuite sur le chantier en fonction des conditions de pente, de température et de malaxage. Le mélange du BFUP est fortement dépendant du volume ainsi que de la puissance du malaxage. Il est donc impossible de faire une recette qui puisse être utilisable par tous les clients sur toutes les installations dans toutes les conditions.

4.1. Petits chantiers

Les premiers projets en BFUP étaient principalement des petits projets avec des quantités minimales. Les entreprises se sont donc équipées de petits turbomalaxeurs de 200 à 300 L qui permettent le mélange de gâchées de 100 à 150 litres. Cette solution a l'avantage d'être très économique car l'investissement initial est très faible. Les principaux inconvénients sont la très forte variabilité de la production et le côté très manuel du procédé. En effet, sur la plupart des chantiers, le mélange contient

une dizaine de sacs auxquels sont ajoutés l'eau et l'adjuvant de manière manuelle. Une différence d'un décilitre d'adjuvant seulement peut déjà représenter une variation de plus de 5% par rapport à la recette initialement prévue.

Ces malaxeurs permettent de faire de toutes petites gâchées qui seront donc ensuite mises en place à la main. Le côté extrêmement manuel de l'opération ne correspond que très peu avec la haute technologie et la précision de mesure qui est nécessaire pour garantir les performances du matériau. Cette technologie de mélange et de mise en place permet de réaliser jusqu'à 6 m³ par jour avec 2 malaxeurs.



Fig. 17 Turbomalaxeur (Diemwerke)

Fig. 18 Mise en place de BFUP à la main

4.2. Chantiers de moyenne ampleur

La démocratisation du BFUP dans le renforcement et l'étanchéité d'ouvrages engendre plus de projets mais également des projets de plus grande taille. Généralement, le BFUP est utilisé pour des raisons de gain de temps, il est donc nécessaire d'avoir de meilleurs rendements et une meilleure qualité. La fabrication de plus grandes gâchées permet de limiter fortement l'impact de petites imprécisions dans le dosage de l'eau ou de l'adjuvant. De plus, la systématique de pesée ou l'utilisation de dosage automatique garantit un meilleur contrôle du mélange. Avec des gâchées plus importantes, la mise en place n'est plus possible de manière manuelle uniquement. La pose se fait donc en générale avec une règle vibrante. Ceci permet de limiter les variations de niveau et la légère vibration garantit une bonne répartition du matériau, surtout en cas de présence de renforcement avec des barres d'armature.

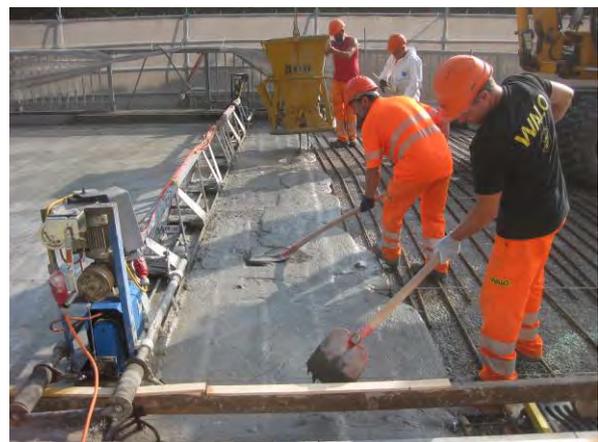


Fig. 19 Mélange de grandes gâchées

Fig. 20 Mise en place de BFUP à la règle

4.3. Grands chantiers

Les grands projets, tels que réfection de ponts d'autoroute ou de bâtiments, nécessitent des moyens beaucoup plus importants pour permettre la réalisation des objets dans des délais raisonnables. Des centrales semi-mobiles sont donc généralement installées sur le chantier ou à ses environs afin de produire au plus près la matière (le BFUP ne supportant pas de long temps de transport). Les centrales sont conçues spécifiquement pour la fabrication de BFUP et permettent d'obtenir des rendements d'environ 100 m³ / jour. De tels rendements sont essentiels pour pouvoir alimenter les finisseuses qui doivent avancer à vitesse constante.

Ces centrales, totalement automatisées, permettent d'assurer un suivi de qualité optimal pour l'entreprise, le planificateur ainsi que le maître d'ouvrage. En effet, chaque gâchée est pesée, minutée et sa température ainsi que la puissance nécessaire au mélange sont mesurées. Ces éléments permettent de garantir une régularité de production ainsi qu'un contrôle complet de ce qui a réellement été mis en place. Le BFUP sur le chantier peut donc être considéré comme correspondant aux valeurs définies par le fournisseur du produit. Sous réserve que le BFUP soit mis en place selon les règles de l'art et que le produit fourni corresponde aux données du fournisseur, le produit final est assuré de répondre aux exigences du planificateur.



Fig. 21 Centrale semi-mobile



Fig. 22 Mise en place de BFUP à la finisseuse

5. Challenges futurs

Le BFUP devenant de plus en plus populaire, de nombreux ingénieurs et maître d'ouvrages font à présent confiance à cette technologie. Le nombre de projets explose et un produit qui était jusqu'à présent une niche devient un produit de construction standard. A titre d'exemple, pour Holcim Suisse, entre 2013 et 2018, le nombre de projets annuel a plus que doublé et les volumes quadruplés. De plus, de grands chantiers comme les viaducs de Chillon et de Küssnacht-Brunnen s'ajoutent à ces nombreux projets de taille moyenne. La multiplication des projets et des utilisations du BFUP implique également une multiplication des risques. La fabrication du BFUP va devoir s'adapter aux exigences de contrôle qualité qui prévalent pour tous les matériaux de construction.

Le béton standard répondant à la norme doit actuellement être fabriqué à partir de matériaux de base certifiés, dans une centrale certifiée avec un contrôle de qualité permanent suivant un échéancier défini par les volumes de production et un contrôle externe des valeurs déclarées. De plus chaque gâchée doit pouvoir être contrôlée individuellement et des protocoles de charges sont établis par le producteur. Par analogie, on peut imaginer que dans un futur proche, les fournisseurs de premix devront également être certifiés et contrôlés par un organisme externe. Jusqu'à présent, le contrôle de production chez le fournisseur du premix ainsi que par l'entrepreneur est défini dans le cahier technique mais aucune obligation de contrôle externe ou de protocole de charge n'y est précisée.

Il n'y a qu'en imposant un système de qualité comme ce qui prévaut pour tous les autres matériaux de construction que le BFUP pourra être totalement démocratisé et offrir toutes les garanties nécessaires aux maîtres d'ouvrages. Un contrôle strict de toutes les parties prenantes va probablement s'imposer afin de définir clairement les limites de responsabilités de chacun.

6. Conclusion

En 25 ans, le matériau BFUP est passé d'un produit de laboratoire à un produit de construction courant en Suisse suite au travail intense des écoles et des industriels. Son développement a été le fruit d'années de recherche. Aujourd'hui, les formulations sont stables et peuvent être utilisées dans les conditions très variables des chantiers.

Les méthodes de production et de construction actuelles répondent aux exigences du cahier techniques et permettent, avec des entreprises consciencieuses, d'avoir une qualité acceptable pour le client. Le suivi de la qualité va devoir tout de même s'adapter au boom du matériau afin de pouvoir améliorer son contrôle et ainsi mieux définir les responsabilités de chaque partie.

7. Références

- [1] BRUEHWILER, DENARIE, PUTALLAZ Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHLFB), *Beton- und Stahlbetonbau 100* (2005),
- [2] Memorandum – UHFB als Abdichtung von Brückenfahrbahnplatten - EPFL, E. Brühwiler – 30.09.17
- [3] Fiche de référence d'ouvrage – Pont du Lanciau - T engineering SA – 30.01.2019

Renforcement de tablier de ponts à l'aide de béquilles en BFUP

Lionel MOREILLON

Dr Univ. Paris-Est
INGPHI SA
Lausanne, CH

Philippe MENETREY

Dr ès Sc. EPFL
INGPHI SA
Lausanne, CH

Maléna BASTIEN MASSE

Dr ès Sc. EPFL
INGPHI SA
Lausanne, CH

Résumé

Le renforcement de tablier de ponts représente une problématique importante puisqu'il s'agit d'intervenir sur la structure porteuse tout en maintenant l'exploitation.

Pour les ponts en béton de type poutre ou caisson, l'ajout de béquilles en béton fibré ultra-performant (BFUP) afin de relier l'âme à la dalle en porte-à-faux permet de renforcer, voire d'élargir la dalle de roulement. Les appuis ainsi créés permettent de réduire les efforts dans la dalle et d'éviter l'augmentation de sa section et/ou de son armature. Ce moyen de renforcement est mis en œuvre aux ponts sur la Paudèze à Belmont-sur-Lausanne, comme présenté dans l'article.

La connexion entre les béquilles et l'âme est réalisée avec un socle d'accroche ou une longrine, également en BFUP, mais coulé en place. Les efforts sont ensuite transmis dans l'âme en béton par frottement et compression.

Afin de valider la conception des béquilles en BFUP et leur connexion avec la dalle et le caisson, une campagne d'essai a été effectuée à l'HEIA-FR puis validée par des modèles numériques. Dans cet article, les techniques de la réalisation sur le chantier sont également abordées.

Mots-clés : béquilles ; renforcement de pont ; essais de frottement ; connexion ; stabilité au second ordre.

1. Introduction

Les ponts sur la Paudèze, illustrés à la Figure 1, sont des ponts en béton armé et précontraint situés sur l'autoroute N09 à proximité de Lausanne. Les deux ponts indépendants ont une longueur totale de plus de 400 m chacun et franchissent le vallon formé par la rivière la Paudèze. Ils ont été construits et mis en service au début des années 1970 [1].

Le tablier des ponts sur la Paudèze est un caisson à hauteur variable en béton armé et précontraint construit par encorbellement. Le caisson présente une largeur de 6.80 m pour une hauteur qui varie entre 2.20 m à mi-travée et 6 m sur les piles. Tel qu'illustré à la Figure 2, chaque pont comporte 5 travées d'une portée maximale de 104 m.

Les inspections et les investigations réalisées sur les ouvrages ont mis en évidence leur mauvais état (Figure 1). Des défauts d'étanchéité provoquant l'éclatement du béton et la corrosion de l'armature ont été relevés, en particulier au niveau des porte-à-faux. De plus, une forte fissuration a été relevée sur les âmes et la dalle inférieure du caisson, comme décrit dans [2]. La remise en état complète et le renforcement de l'ouvrage étaient nécessaires.

Il est également nécessaire d'élargir la chaussée de 11.90 m à 12.70 m afin de permettre le passage de 4 voies sur un seul pont pendant des travaux futurs. De même, le remplacement des glissières par un parapet en béton armé et l'ajout d'une paroi anti-bruit sur ce dernier nécessite le renforcement de la dalle en porte-à-faux.

Afin de permettre le renforcement de la dalle en porte-à-faux tout en conservant les armatures supérieures existantes, des béquilles en BFUP ont été disposées selon un treillis Warren entre le

caisson et la dalle. Ces béquilles permettent de réduire le moment négatif dans la dalle et les flèches du porte-à-faux.



Fig. 1 : Vues des ponts sur la Paudèze avant l'intervention

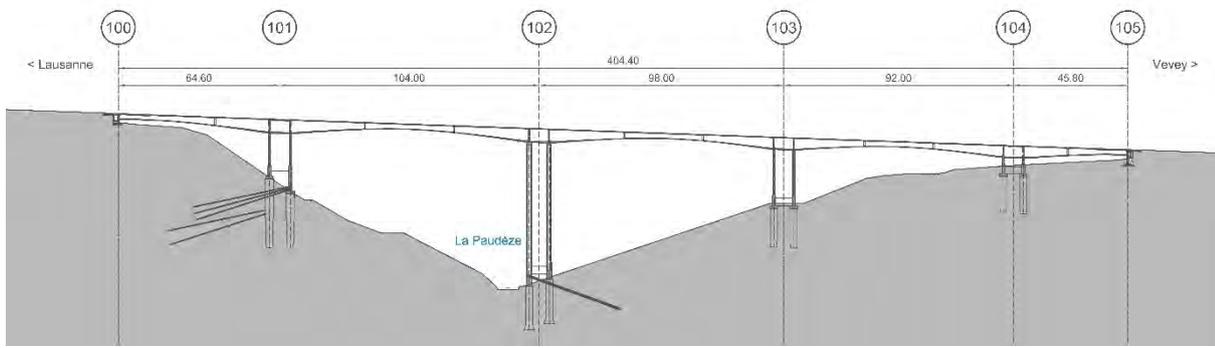


Fig. 2 : Coupe longitudinale du pont sur la Paudèze côté Montagne

2. Projet de renforcement

2.1. Projet global

Les deux ouvrages sont entièrement remis en état et renforcés comme schématisé sur les Figures 3 et 4. En particulier, les interventions prévues sont les suivantes :

- sciage et hydrodémolition des porte-à-faux dégradés sur une largeur de 1.30 m et reconstruction avec la mise en place de béquilles en BFUP,
- mise en place d'une précontrainte extérieure additionnelle,
- remplacement des bordures existantes par des parapets en béton armé,
- reconstruction des culées,
- assainissement du béton et des armatures du tablier et des piles,
- remplacement de l'étanchéité et du revêtement,
- mise en place d'une paroi anti-bruit,
- remplacement des équipements (joints de chaussée, conduites, etc.),
- renforcement des fondations ancrées,
- construction de deux puits bloquants en amont des piles 01 et 101.

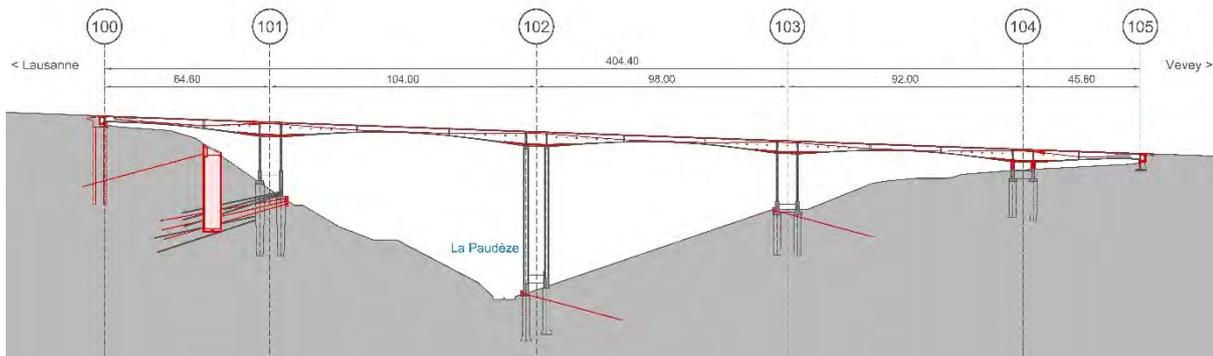


Fig. 3 : Coupe longitudinale, avec les interventions en rouge

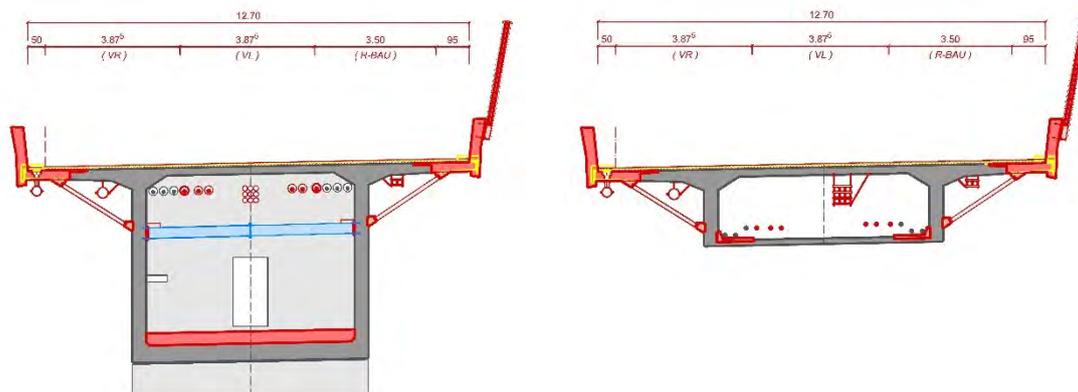


Fig. 4 : Coupes types sur appui et à mi-travée, avec les interventions en rouge

2.2. Renforcement du tablier au moyen de béquilles en BFUP

Le projet d'assainissement et de renforcement des ponts sur la Paudèze est basé sur les lignes conceptuelles suivantes :

- Intégration des mesures d'élargissement et de renforcement.
- Utilisation du béton pour l'élargissement afin de ne pas modifier l'aspect minéral de l'ouvrage.
- Intégration des renforts en favorisant le monolithisme et en évitant des éléments d'assemblage.

Le choix de béquilles en BFUP pour le renforcement de la dalle répond au concept ci-dessus, en préservant l'aspect minéral du pont. Une variante de béquilles en acier a été écartée, pour des raisons de maintenance et de durabilité de la protection contre la corrosion.

Les béquilles permettent de réduire le moment négatif dans la dalle et donc de conserver l'armature supérieure existante. Celui-ci est augmenté par l'ajout d'un parapet en béton et d'une paroi anti-bruit. De plus, les béquilles réduisent les flèches du porte-à-faux, permettant ainsi de satisfaire les valeurs limites de la norme.

Les béquilles sont arrangées selon une disposition en treillis de type Warren, tel qu'illustré à la Figure 5. Cet arrangement spatial permet de distribuer l'introduction des efforts dans l'âme du caisson. Il permet également de rigidifier la section du tablier et d'augmenter sa résistance à la torsion longitudinale.

Les béquilles sont préfabriquées. L'utilisation du BFUP permet de réduire les dimensions – elles ont une section rectangulaire de 300 x 110 mm – et de limiter leur poids. La préfabrication permet également de faciliter le montage et réduire la durée de construction.

La forme des béquilles et leur connexion avec la dalle et le caisson sont travaillées afin d'offrir une image unitaire et monolithique mais également de permettre une introduction efficace des efforts, tel qu'on le voit à la Figure 5.

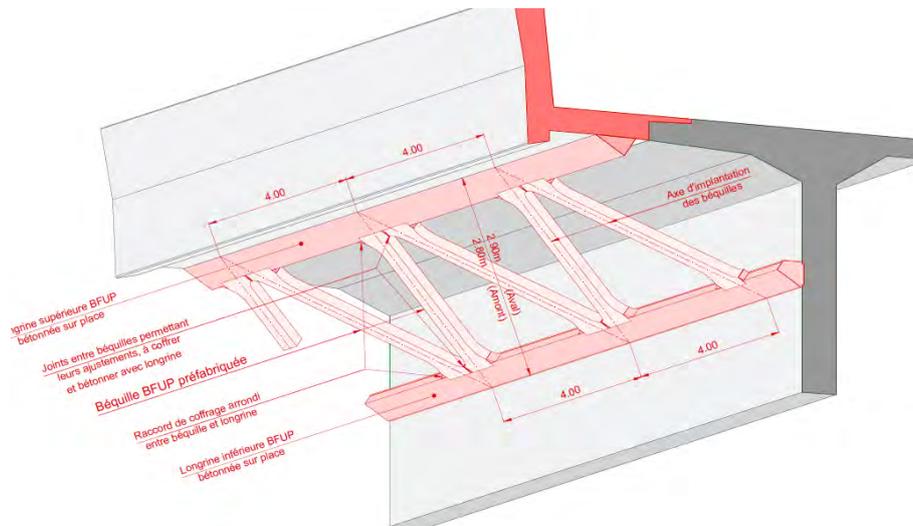


Fig. 5 : Arrangement spatial des béquilles en BFUP

L'accroche des béquilles sur l'âme est réalisée au moyen d'une longrine en BFUP coulée en place. Elle est continue et elle permet d'introduire les efforts dans le caisson par compression et frottement, tel que décrit dans [3]. Cette technique permet de fixer les béquilles sur le caisson sans percement des âmes et donc de limiter les risques d'endommagement des câbles de précontrainte.

La liaison supérieure des béquilles avec la dalle de roulement est réalisée avec des armatures en attente disposées dans les béquilles et qui viennent se lier avec la dalle de roulement lors du bétonnage de cette dernière.

La mise en place de béquilles sollicite les âmes dans le sens transversal, ce qui nécessite un renforcement dans les zones de grande hauteur avec des butons en acier au travers du caisson. Afin que les butons reprennent les efforts et soient calés, ils seront mis en compression au moyen de vérins plats.

3. Études expérimentales

3.1. Introduction

Une première série d'essais avait été réalisée pour l'élargissement du pont Felsenau à Berne [3]. Pour le projet des ponts sur la Paudèze, trois types d'essais ont été effectués en plus afin de valider la conception des béquilles.

Les deux premiers types (essais A et B) concernent les connexions par frottement entre la béquille préfabriquée et le caisson du pont et sont basés sur les essais présentés dans [3]. La troisième série d'essais (essais C) permet de vérifier la stabilité au second ordre et la résistance de la béquille sollicitée en compression et en flexion.

3.2. Essais sur la connexion

L'essai A concerne la connexion béton-BFUP. L'élément est constitué d'un socle en béton, représentant l'âme du caisson du pont, et d'une partie en BFUP représentant la longrine. L'essai B traite de la connexion BFUP-BFUP et l'élément est fait d'un socle en BFUP, représentant la longrine, et d'une extrémité de béquille en BFUP.

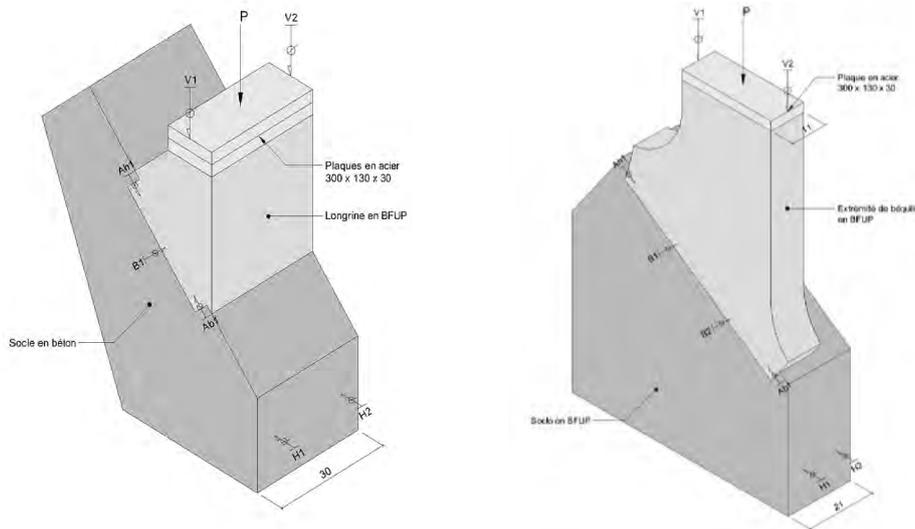


Fig. 6 : Géométrie type et mesures pour les essais types A et B

Deux paramètres sont étudiés pour les essais A, soit l'angle entre la longrine et le socle de béton (45° et 60°) et la profondeur e_h de l'entaille (20 et 50 mm). Dans le cas des essais B, c'est l'armature traversant l'interface et les indentations qui sont variées.

Lors des essais, la base du socle est fixe et la charge P , contrôlée en déplacement, est appliquée sur l'élément de BFUP.

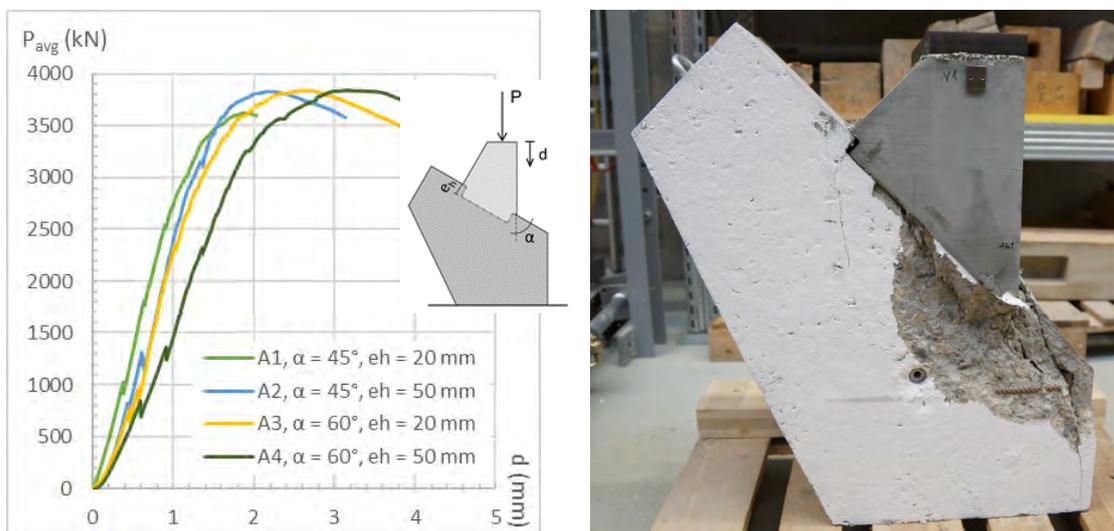


Fig. 7 : Courbes force-déplacement et mode de rupture des essais types A

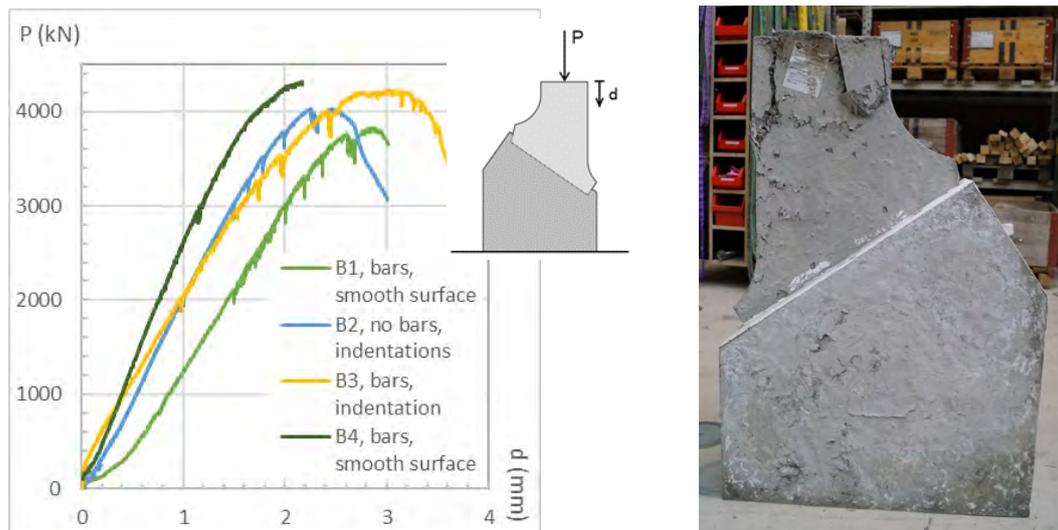


Fig. 8 : Courbes force-déplacement et mode de rupture des essais types B

Pour tous les éléments d'essais A, la ruine se produit par écrasement du béton à l'avant de la longrine en BFUP, couplé à une rotation de la longrine vers l'avant [4]. La longrine de BFUP entre en butée avec le béton à l'avant de l'entaille.

Pour tous les éléments d'essais B, la résistance maximale est atteinte lorsque la section de la béquille atteint sa résistance en compression.

La résistance des éléments d'essais A et B est donc limitée par la résistance en compression de la partie la plus faible, soit le socle de béton pour les essais A et la béquille de BFUP pour les essais B. La rupture des interfaces n'a jamais été atteinte.

Ces résultats confirment qu'une rupture se produira dans la béquille avant toute défaillance des interfaces béton-BFUP ou BFUP-BFUP. L'effort maximal de compression attendu dans les béquilles à l'ELU est de 735 kN, soit bien en dessous des résistances atteintes lors des essais A et B qui sont supérieures à 3500 kN. La réserve de résistance est donc nettement suffisante, même en considérant l'écart entre les valeurs moyennes mesurées lors des essais et les valeurs de dimensionnement.

3.3. Essais sur béquille

Pour cette dernière série d'essais, l'élément d'essai est une béquille droite en BFUP de 2.50 m de longueur et de 300 x 110 mm de section, comme pour les béquilles mises en place sur l'ouvrage.

Un total de 4 éléments d'essai a été fabriqué. Lors des essais, l'excentricité du chargement est variée entre 0 (béquilles C1 et C4), 2 cm (béquille C2) et 4 cm (béquille C3). L'armature est identique dans toutes les béquilles, sauf pour la béquille C4 qui n'a pas d'étriers.

La béquille est soumise à un effort normal P contrôlé en déplacement et excentré par rapport à l'axe de la faible inertie. Les rotations autour de l'axe faible sont libres au travers de rotules. Lors de la mise en place, des défauts géométriques ont été remarqués, en plus des excentricités imposées.

Pour chaque béquille testée, la courbe force-déplacement horizontal est donnée à la Figure 9.

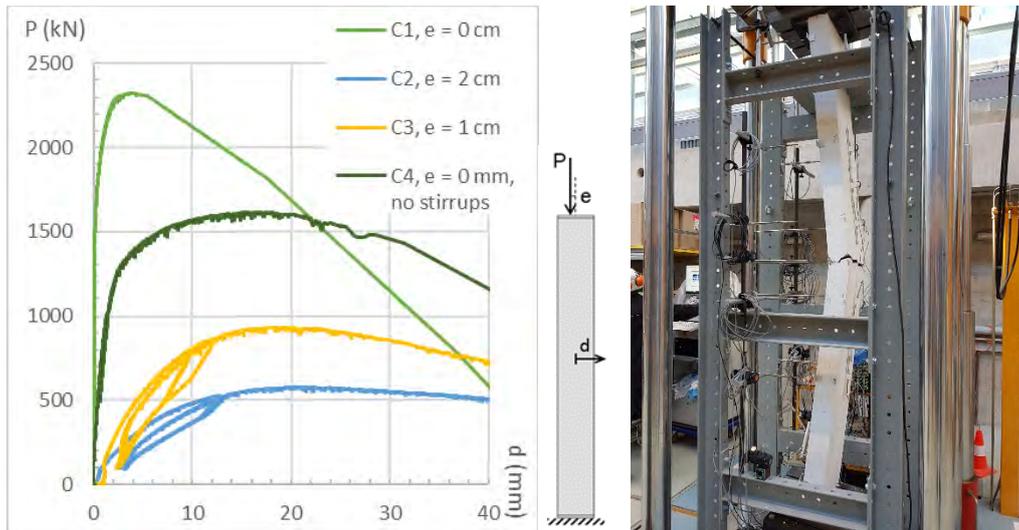


Fig. 9 : Courbes force-déplacement des essais types C et rupture de la béquille C1

La béquille C1, testée sans aucune excentricité nominale, est caractérisée par une rupture soudaine, sans déformation importante préalable à la rupture. La béquille C4, identique à la C1, mais sans étriers, a eu une rupture en flexion pour une charge de 30% inférieure à celle de la béquille C1. Cette différence de résistance s'explique surtout par la géométrie plus irrégulière de la béquille C4, plutôt que par la présence ou non d'étriers [3].

Les béquilles C2 et C3 ont connu une rupture en flexion avec une déflexion importante à mi-hauteur de la béquille avant la rupture.

Ces essais montrent l'importance de l'alignement des béquilles lors de leur mise en place sur l'ouvrage. Des défauts de fabrication doivent également être pris en compte lors du dimensionnement.

4. Analyse aux éléments finis

L'influence des excentricités sur la résistance des béquilles est étudiée numériquement à l'aide du logiciel ATENA [5], en reproduisant dans un premier temps les essais C. Ces modèles ont démontré que pour reproduire les résultats d'essais, des imperfections de l'ordre de 8 à 15 mm doivent être prises en compte en plus des excentricités imposées.

Ce modèle de béquille est ensuite extrapolé pour étudier le comportement du treillis de béquilles et du système complet de béquilles plus tablier (Figure 10). Le comportement des béquilles liées au tablier est analysé dans 3 configurations différentes : une seule béquille inclinée avec une imperfection de 8 mm et encastrée d'un côté, un treillis de 6 béquilles reliées par deux longrines et enfin, les béquilles fixées au tablier modélisé en 3D. Tous les modèles sont réalisés en 3D avec des éléments volumiques (brick) et une loi de comportement non linéaire pour le BFUP.

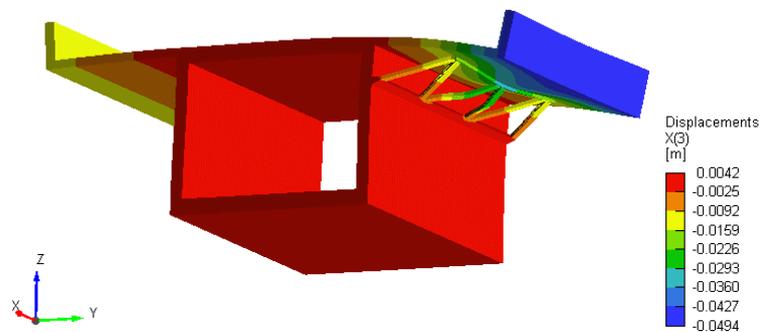


Fig. 10 : Modèle numérique du système complet et déplacement à la rupture

Les 3 modèles donnent des résultats comparables et la rupture a toujours lieu par flambement de la béquille la plus sollicitée. Le flambement se produit pour un effort de compression dans la béquille compris entre 3300 kN et 3500 kN, soit bien au-delà de la charge de 750 kN attendue pour l'ELU. Les modèles ont également démontré que le système complet permet de redistribuer les efforts dans les béquilles et que l'effet d'encastrement des béquilles dans le tablier conduit à l'augmentation de leur résistance.

5. Exécution

Les travaux de remise en état et de renforcement de chaque tablier sont réalisés un côté après l'autre, sur deux ans, afin de maintenir deux voies de circulation dans chaque sens durant le chantier.

Préalablement, un platelage suspendu a été installé sous le tablier. Les suspentes du platelage ont été positionnées pour ne pas être en conflit avec les béquilles.

La tête du porte-à-faux fortement dégradée a été scié sur 80 cm et hydrodémolié sur 50 cm supplémentaires afin de récupérer les armatures transversales. Une entaille est hydrodémolié sur l'âme du caisson pour créer l'accroche de la longrine.

Les béquilles ont été préfabriquées en usine avant d'être livrées sur le chantier. Il y a un total de 816 béquilles réparties en 5 types différents. Leur géométrie simple était idéale pour la préfabrication. De plus, elles étaient assez légères pour être manipulées facilement sur le chantier avec de petits engins de levage.

Des étapes de 60 m de dalle ont été réalisées. La séquence était la suivante : installation des consoles de coffrage, mise en place des béquilles préfabriquées dans le coffrage, armature et coulage de la longrine BFUP inférieure, armature et coulage de la longrine BFUP supérieure et, pour finir, armature et bétonnage de la dalle supérieure (Figure 11). La durée moyenne d'une étape était de 2 semaines et demie. Les parapets en béton armé sont réalisés plus tard par étape de 40 m.

Sur proposition de l'entreprise, le BFUP pour les longrines supérieures et inférieures était fabriqué sur le site à l'aide d'une centrale foraine montée sur un camion. Le BFUP était fabriqué à côté de l'étape, minimisant ainsi son transport. La mise en place et le réglage du BFUP sont réalisés manuellement.

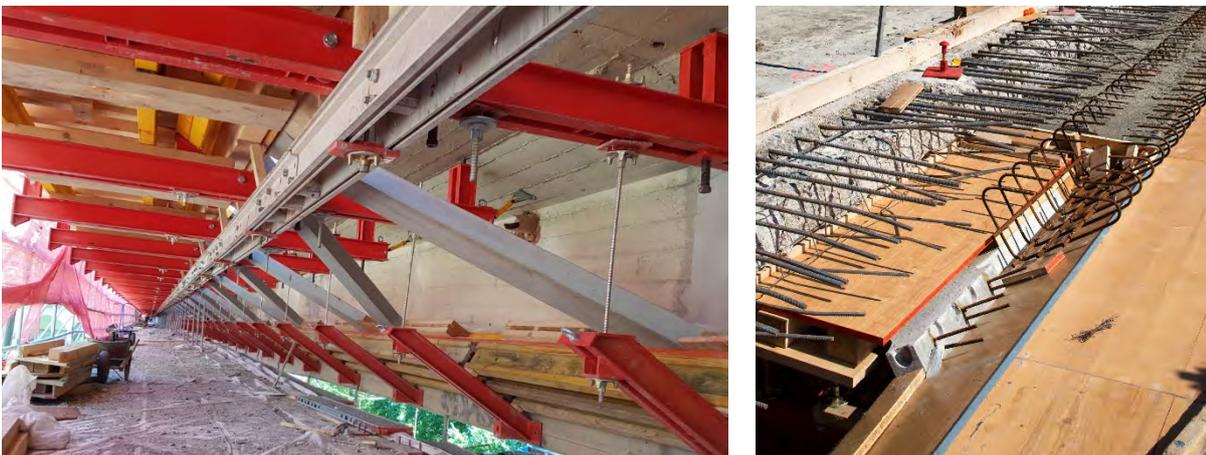


Fig. 11 : Système de coffrage et armature de la longrine supérieure



Fig. 12 : Vue d'ensemble à la fin des travaux 2018

6. Conclusion

L'utilisation de béquilles pour renforcer le tablier est une méthode efficace, comme illustré dans cet article avec le cas des ponts sur la Paudèze. Elle permet de réduire le moment négatif dans la dalle au-dessus de l'âme du caisson. De plus, l'usage de béquilles en BFUP permet de conserver l'aspect minéral de l'ouvrage en béton.

Les essais sur les connexions béton-BFUP et BFUP-BFUP ont démontré que la résistance de ces connexions est suffisante pour reprendre les efforts transmis par les béquilles. Pour les deux séries d'essais, la rupture de l'interface n'a pas pu être obtenue et c'est une rupture en compression du béton du socle (essais A) ou de la béquille BFUP (essais B) qui s'est produite.

Enfin, les essais de compression sur les béquilles ont démontré leur sensibilité aux imperfections et aux excentricités du chargement. Cependant, les modèles numériques du système complet ont montré que l'effort est redistribué et surtout que l'effet d'encastrement des béquilles dans le tablier est bénéfique pour leur résistance.

7. Références

- [1] Bureau technique FIGUET, "Les ponts sur la Paudèze", Bulletin technique de la Suisse romande, N°9, pp.17-20, 1973.
- [2] PH. MENÉTREY, F. PIRES AND L. MOREILLON, "Long term deflections of Paudèze Bridges", IABSE Symposium – Engineering the Future, pp.1895-1902, Vancouver, 2017.
- [3] PH. MENÉTREY AND E. BRÜHWILER, "Design and experimental Investigation of the joints of inclined struts for the widening of bridge deck slabs", Structural Engineering International, 4, 2008.
- [4] P. J. CAMACHO DEL REINO AND D. REDAELLI. "Ponts de la Paudèze – Rapports d'essais", Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg, 2018.
- [5] ATENA version 5.4. Cervenka Consulting.

8. Intervenants

Maître d'ouvrage :	Office fédérale des routes (OFROU) Chef de projet : P. Schaer, F. Rondeau Soutien technique : S. Cuennet
Auteur de projet et DLT :	Groupement d'ingénieurs LIG-A (Lombardi, GVH, GGT, INGPHI, IJA) INGPHI SA (APR Ponts sur la Paudèze)
Entreprises :	Groupement Ponts sur la Paudèze Frutiger Vaud SA (pilote) Jean Weibel SA
Laboratoire d'essai :	Haute école d'ingénierie et d'architecture de Fribourg (HEIA-FR) Institut des technologies de l'environnement construit (ITEC) Professeur : D. Redaelli

Neubau Gletschersandbrücke in Grindelwald

Marc-André BERCHTOLD
Dipl. Bauingenieur EPFL
Emch+Berger AG Bern
3001 Bern, Schweiz

Armin HEMMI
Dipl. Bauingenieur HTL
Emch+Berger AG Bern
3001 Bern, Schweiz

Dr. Guido LAUBER
Dipl. Bauingenieur ETHZ
Emch+Berger AG Bern
3001 Bern, Schweiz

Zusammenfassung

Die durch Hochwasser zerstörten Vorgängerbauwerke im Gletschersand (Grindelwald) wurden durch die schweizweit erste Holz-UHFB-Verbundbaubrücke ersetzt. Die Konstruktion ist 40 m lang und führt als Teil eines Hauptwanderweges in eleganter Bogenform über die schwarze Lütschine. Im «Baukasten-Prinzip» und durch Anwendung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton wurde das Projekt im Sommer 2018 erfolgreich abgeschlossen.

Die Verwendung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) in Verbindung mit Brettschicht-holzträgern brachte zahlreiche Vorteile mit sich. Der innovative UHFB überzeugt nicht nur durch seine mechanischen Eigenschaften, sondern ist zudem wasserundurchlässig und übernimmt daher neben der statischen Funktion auch die Brückenabdichtung.

Schlüsselwörter: Fussgängerbrücke; UHFB-Holz-Verbund; Baukasten-Prinzip; Abdichtung; Splitteinstreuung.

1. Einführung

Die Einwohnergemeinde Grindelwald plante das seit 2011 stehende, hochwassergefährdete Provisorium über die Schwarze Lütschine im Gletschersand durch eine neue Brücke zu ersetzen. Das Provisorium war weder durch wasserbauliche Massnahmen geschützt noch auf einem stabilen Widerlager gegründet.

Die Gemeinde wünschte sich ein attraktives und innovatives Ersatzbauwerk aus heimischen Materialien, das zum überwiegenden Teil von lokalen Unternehmungen erstellt werden konnte.

Emch+Berger AG Bern nahm diese Herausforderung an und erhielt von der Gemeinde den Gesamtauftrag für Konzeptentwicklung, Planung, Bemessung und Bauleitung.

Nach dem Studium der lokalen Gegebenheiten und der historischen Vorgängerbauwerke, welche die Schwarze Lütschine überquerten, konnten der Gemeinde Grindelwald erste Brückenentwürfe präsentiert werden.



Fig. 1: Gletschersandbrücke nach Fertigstellung

2. Konzept und Strategie

Im Rahmen des Vorprojektes wurden diverse Varianten studiert. Die Holzverbund-Brücke überzeugte aufgrund der optischen Anlehnung an die historischen Bogenformen (Attraktivität) und durch die Verwendung von Holz (heimisches Baumaterial).

Innovativ wurde das Brückenprojekt durch den Miteinbezug von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Schweizweit wurde dieser für eine Brücke im Verbund mit Holz erstmalig verwendet.

Der UHFB überzeugt in diesem Projekt sowohl durch seine mechanischen als auch durch seine physikalischen Eigenschaften. Die Strategie bestand darin, den innovativen Baustoff im Verbund mit dem Holz zur statischen Optimierung zu verwenden. Der UHFB sollte zudem als befahrbare Oberfläche die Abdichtung und damit den Witterungsschutz des Holzunterbaus übernehmen.

Um die Aufrichtzeit der Brücke im alpinen Gelände möglichst kurz zu halten, setzte man auf das «Baukasten-Prinzip» durch Vorfertigung diverser Bauteile. Der Baubeginn wurde auf Herbst 2017 festgesetzt, damit die Brücke 2018 fertiggestellt und ins Wanderwegnetz integriert werden konnte.

3. Umsetzung und Ergebnis

Die Pfahlfundation inklusive Betonwiderlager wurde im Herbst 2017 erstellt. Im Winter konnten die 3 Brett-schichtholz-bogenträger mit je 2 Aufschieblingen vorfabriziert und mit den Schub-verbindern versehen werden. Zudem wurden in der Winterzeit Holzschalungselemente (12 Stück) sowie Elemente für den seitlichen Witterungsschutz produziert. Vor Ort wurde der Witterungs-schutz als vorfabrizierter Holzrost an die äusseren Träger angebracht und die so vorbereiteten Bauteile mit dem mobilen Kran direkt in die vorgesehenen Auflager positioniert. Anschliessend erfolgte die Montage der Holzschalungselemente auf die 3 Träger. Der Metallbauer befestigte danach den verzinkten Stahlrand mit dem integrierten Geländer direkt an den Schalungselementen. Damit konnten die Randabschalung und die Absturz-sicherheit gewährleistet werden, ohne ein auf-wendiges Baugerüst über die Schwarze Lütschine erstellen zu müssen (s. Fig. 2). Zum Schluss wurde der UHFB eingebracht.

3.1. Ultrahochleistungsfaserbeton (UHFB)

Der Oberbau der Brücke war ursprünglich mit Betonfertigelementen und einer herkömmlichen Abdichtung (PBD/Walzasphalt) geplant. Die Elemente erwiesen sich aber als zu schwer und zu teuer. Zudem ist ein Walzasphaltaufbau kostspielig, technisch schwierig einzubringen und fragwürdig hinsichtlich Integration in den Wanderweg mit beidseitigem Kiestrasse. Deshalb erarbeitete man schrittweise weitere Varianten. Vor allem im Querschnittaufbau der Fahrbahnplatte und im Verbund mit den Holzträgern bestand Optimierungspotential. Vermehrt kam dann in unserem Team auch der UHFB zur Sprache, mangels Erfahrungen mit diesem ungewohnten Baumaterial überwog aber zu Beginn eine allgemein skeptische Haltung. Erst durch die Anwendung von UHFB bei anderen Projekten konnten erste Praxiserfahrungen gesammelt werden. Der UHFB schien sich hierbei als eine elegante Lösung für die Gletschersandbrücke abzuzeichnen, da er durch Verbund statisch mitwirkt und durch seine Wasserundurchlässigkeit die Abdichtung und den Witterungsschutz des Holzunterbaus übernimmt. Für einen Einsatz von UHFB konnte man anschliessend auch den Bauherrn überzeugen. Er erklärte sich bereit, diesen neuartigen Baustoff, infolge der auf der Hand liegenden Vorteile, ins Projekt zu integrieren.

3.1.1. Optimierungen

Um die UHFB Menge möglichst gering zu halten, wurde der Querschnitt teilweise mit «Füllholz» belegt. Auf diese Weise konnten Materialverbrauch und Ökobilanz weiter optimiert werden. Über den Längsträgern ist die UHFB-Schicht mit 10 cm am stärksten, ausgenommen die Schub-verbindervertiefungen mit 14 cm dicke, dies um einen optimalen Verbund (inkl. Kerbe) zu gewährleisten. Ansonsten wurde die Schichtdicke gemäss Kraftverlauf bis auf 6 cm mit «Füllholz» reduziert. Das Füllholz wurde auf die vorgefertigten Schalungselemente vormontiert und konnte anschliessend direkt übergossen werden (s. Fig. 3). Insgesamt wurden ca. 10 m³ UHFB verbaut.



Fig. 2: Vorgefertigte Schalungselemente und eingeleimte Schubverbinder

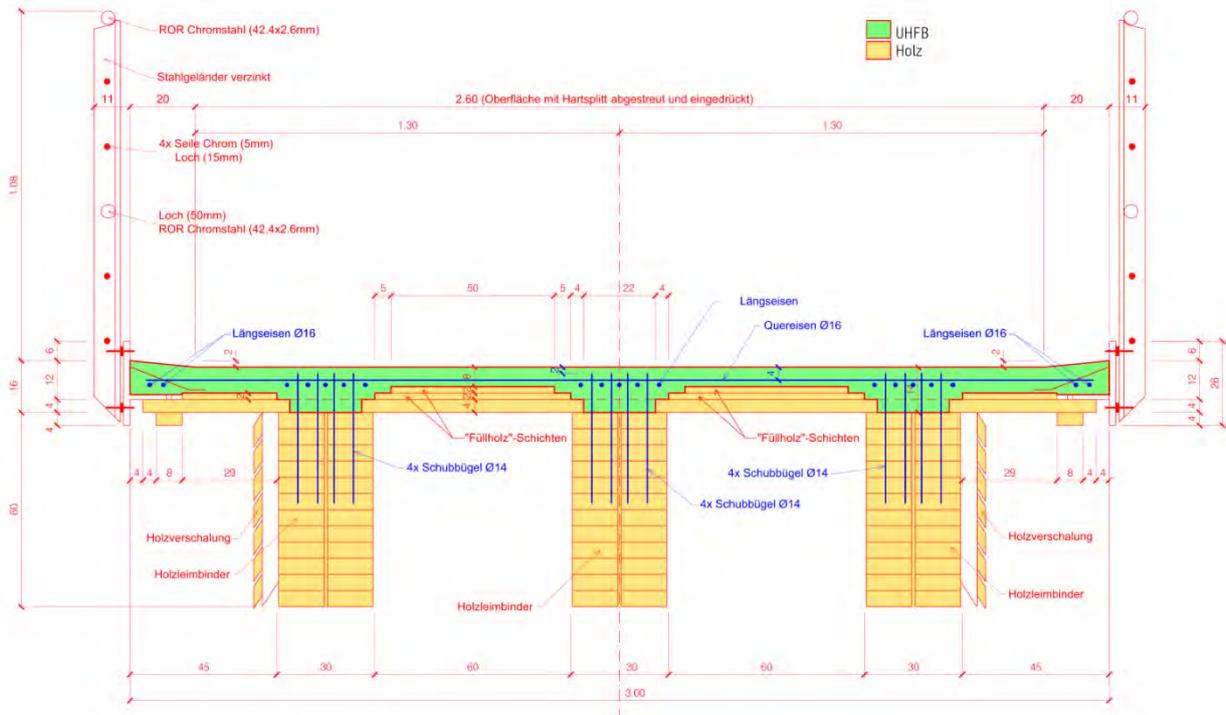


Fig. 3: UHFB optimierter Querschnitt mit 2 cm resp. 2 x 2 cm dicken "Füllholz"-Schichten

3.1.2. Schubverbindungen

Die Schubverbindung wird durch Stahl-Gewindestangen gewährleistet, welche mit Epoxidharz in das Brett-schichtholz eingeklebt wurden (GSA®-Technologie von der Firma «neue Holzbau» AG). Die Bohrung und Verklebung der 14 mm-Gewindestangen wurden im Holzwerk und nicht auf der Baustelle ausgeführt. Eine Schubverbindung besteht aus 4 Bügeln sowie einem Quereisen, um zusammen mit der Kerbe eine steife Verbundwirkung zu erreichen (Fig. 4).



Fig. 4: Schubverbinder mit Bewehrung



Fig. 5: Einbringung UHFB mit Tremixbalken

3.1.3. Einbringen UHFB

Die Unternehmung (Implenia Schweiz AG) baute das UHFB-Produkt «ahadur» von KIBAG ein. Da sich in der näheren Umgebung des Projektstandortes keine entsprechenden Betonwerke befanden, entschied man sich, den UHFB mit einer mobilen Betonanlage vor Ort zu produzieren. Der UHFB wurde dann mit Hilfe eines mobilen Krans auf die Brücke transportiert. Die Einbringung wurde maschinell mit einem Tremixbalken vorgenommen. Für die regelmässige Führung des Tremixbalkens wurden Laufschienen am vormontierten Gelände befestigt (Fig. 5). Der Einbau von ca. 10 Kubikmetern UHFB konnte so an einem Tag vollzogen werden.

Durch die Produktion vor Ort, die Umwelteinflüsse und das Gefälle von bis zu ca. 11%, war der Einbau jedoch schwieriger als geplant. Damit Konsistenz und Verarbeitbarkeit stimmten, musste die Mischung in der mobilen Anlage schrittweise den Gegebenheiten angepasst werden. Ein eingespieltes Einbauteam sowie die fortlaufenden Rückmeldungen über das Verhalten des UHFB's an das Produktionsteam waren dabei unabdingbar.



Fig. 6: Splitt-Einstreuung in UHFB Schlämme

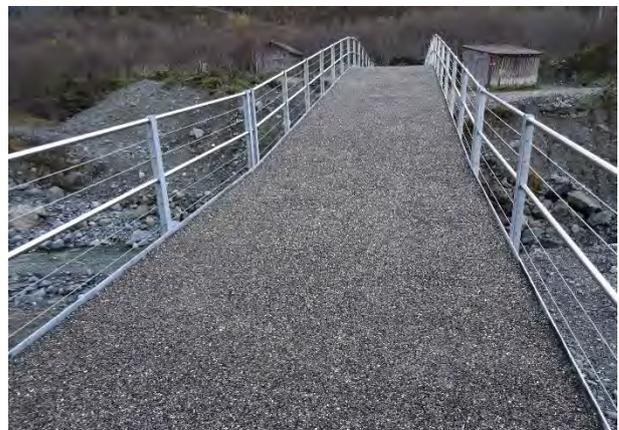


Fig. 7: Brückenoberfläche nach Fertigstellung

3.1.4. Oberfläche

Die rutschfeste Oberfläche wird durch eine Splitt-Schicht gebildet, welche direkt in den UHFB eingestreut wurde (Fig. 6). So konnte optisch ein fließender Übergang vom Wanderweg auf die Brücke geschaffen werden. Dadurch und durch die moderne Umsetzung historischer Bogenformen integriert sich die Brücke ideal in die eindrückliche Berglandschaft.

Zu Aufbau und Gestaltung einer rutschfesten Oberfläche wurden eigens Versuche durchgeführt. Der Unternehmer riet auf Grund seiner Erfahrungen mit dem Produkt «ahadur» vom direkten Einstreuen des Splitts in den UHFB ab, da sich auf dessen Oberfläche relativ rasch eine sogenannte «Elefantenhaut» bildet, mit der eine qualitativ hochwertige Splitteinbindung schwierig zu erreichen ist. Man entschied sich deshalb, auf ein Zwei-Schichtenprinzip zurückzugreifen. Dabei brachte man auf den erhärteten UHFB eine zweite, ca. 5 mm starke, faserlose UHFB-Schlämme auf, in welche das Splitt-Kies direkt eingepresst wurde.

In den Vorversuchen zeigte das Einstreuen einer 4-8 mm Splitt-Kies-Schicht optisch (Übergang zum Wanderweg) die besten Ergebnisse. In diesem Zusammenhang passte die Unternehmung die UHFB-Schlämme an die spezifischen Gegebenheiten an. Diese durfte auf Grund des Gefälles nicht zu dünnflüssig sein und musste eine genügende Haftung erzeugen. Mit der gefundenen Mischung wurden anschliessend Testplatten erstellt, welche bezüglich mechanischer Beanspruchung und bezüglich Zughaftung (Schichtenverbund/Splitteinbettung) getestet wurden. Die Versuche waren zufriedenstellend und entsprachen den Projektanforderungen.

3.2. Eckdaten und Projektbeteiligte

Die Eckdaten der Gletschersandbrücke und alle Projektbeteiligten werden in der untenstehenden Tabelle aufgeführt.

Table 1: Eckdaten und Projektbeteiligte Gletschersandbrücke

Kategorie:	Fussgängerbrücke	Auftraggeber:	Gemeinde Grindelwald
Spannweite Hetzer:	25.40 m	Planerbüro:	Emch+Berger AG Bern
Brückenlänge:	40.00 m	Externe Beratung:	Prof. Eugen Brühwiler, EPFL
Breite:	3.00 m	Geotechnik:	Geotechnisches Institut AG
UHFB:		Bauunternehmer:	
Typ	ahadur (KIBAG)	Widerlager	Christian Zumbrunn, Hoch & Tiefbau
Menge	10.75 m ³	Bohrpfähle	Ghelma Spezialtiefbau AG
Ø Stärke	9.15 cm	Holzbau	Brawand Zimmerei / neue Holzbau AG
Bausumme:	CHF 515'000.-	Metallbau	Bhend Metallbau
Anteil UHFB	12 %	UHFB	Implenia Schweiz AG
Kosten Oberfläche (inkl. Splitt)	CHF 520.-/m ²	Termine:	Projektierung: 2015 bis 2017 Ausführung: 2017 bis 2018

4. Fazit und Danksagung

Obwohl es zu Beginn schwierig war, den noch relativ unbekanntem Baustoff ins Projekt einfließen zu lassen und sich insbesondere der Einbau als komplizierter erwiesen hat als geplant, überwiegen schlussendlich die Vorteile der statischen Mitwirkung und der passenden Oberfläche, die zugleich als Brückenabdichtung dient. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich der Baustoff UHFB im Verbund mit Brettschichtholzträgern bei der Gletschersandbrücke als gelungene Kombination herausstellte.

Bedanken möchten wir uns vor allem bei den Behördenvertretern und der Bauverwaltung der Gemeinde Grindelwald, die uns das Vertrauen geschenkt haben, mit ihnen zusammen dieses elegante und innovative Projekt auszuführen. Ebenfalls ein grosser Dank gilt Professor Brühwiler Eugen, der uns mit seinem Fachwissen beratend zur Seite stand und uns jederzeit unterstützte. Zudem bedanken wir uns für die gute Zusammenarbeit bei allen Projektbeteiligten, ohne deren Denkanstösse und deren Engagement dieses Projekt auf diese Art, nicht hätte entstehen können.

Ersatz der SBB Bahnbrücke SU Unterwalden aus bewehrtem UHFB

Hanspeter ESCHER
Dipl. Bauing. ETH/SIA
Kost + Partner AG
Luzern, CH

Eugen BRÜHWILER
Prof. Dr. Dipl.-Ing. ETH
EPFL – ETH Lausanne
Lausanne, CH

Herbert FRIEDL
Dipl.-Ing.
SBB AG, Infrastruktur
Bern, CH

Christoph RUPP
Dipl. Bauing. FH/SIA/STV
SBB AG, Infrastruktur
Olten, CH

Hans-Peter FELDER
Dipl. Bauingenieur HTL
alphabeton AG
Büron, CH

Zusammenfassung

Am 11. November 2017 wurde die weltweit erste Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB auf einer Hauptlinie in Betrieb genommen. Das Bauvorhaben der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) wurde im Rahmen des Ersatzneubaus einer doppelspurigen Bahnbrücke mit kurzer Spannweite bei Sempach im Kanton Luzern realisiert. UHFB bietet als faserverstärkter, zementgebundener Verbundbaustoff mit seiner hohen Festigkeit und Dichtigkeit ideale Voraussetzungen für den Einsatz bei Infrastrukturbauwerken. Neben geringeren Lebenszykluskosten können durch eine modulare Bauweise mit hohem Vorfabrikationsgrad kürzere Bauzeiten realisiert werden, womit geringere Betriebseinschränkungen verursacht werden. An der UHFB-Brückenplatte mit einer Spannweite von 6.0 m wurde ein Monitoringsystem installiert, um das Tragverhalten bei Zugsüberfahrten zu erfassen. Erste Ergebnisse der Messungen bestätigen die erwarteten Werte, die deutlich unter den berechneten Kenngrößen liegen. Dieser Aufsatz beschreibt den Entwurf, die Bemessung, die Ausführung und das Monitoring dieser neuartigen Brückenkonstruktion.

Keywords: UHFB, Verbundwerkstoff, Bahnbrücken, Fertigteilbauweise

1. Einleitung und Zielsetzung

1.1. UHFB im konstruktiven Ingenieurbau

Die effiziente Anwendung neuartiger Baustoffe wie UHFB im konstruktiven Ingenieurbau basiert auf einem baustoffgerechten Tragwerkskonzept und beschränkt sich nicht auf den Ersatz traditioneller Baustoffe. Die Grundidee des Bauens mit UHFB besteht darin, hochleistungsfähige Komponenten der Stahlbetonbauweise, d.h. Zement, Betonstahl, Vorspannung und vielfältige Formbarkeit, sowie der Stahlbauweise, d.h. leichte, vorgefertigte Bauteile und schnelle Baumethoden, auszunutzen und möglichst effizient zu kombinieren.

Der Baustoff UHFB eröffnet neue Perspektiven und ressourcenschonende Anwendungen. Wegen seiner hohen mechanischen Festigkeit, Ermüdungsfestigkeit und Dauerhaftigkeit ist er insbesondere für stark beanspruchte Tragwerke wie diejenigen für Bahnbrücken besonders geeignet.

Das relativ geringe Eigengewicht von vorgefertigten UHFB-Bauteilen führt zu Vorteilen beim Transport und der Montage und ermöglicht einen schnellen Bauvorgang. Entsprechend sind in der Regel die Baukosten für UHFB-Tragwerke nicht höher als für Tragwerke aus Stahlbeton, falls das UHFB-Tragwerk mindestens 3 Mal leichter ist, als eine Stahlbetonkonstruktion, welche die gleiche Tragfunktion erfüllt.

1.2. Projektziele

Im Bahnbereich sind robuste und unterhaltsarme Tragkonstruktionen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit



und Lebenszykluskosten vorteilhaft. Mit UHFB steht ein Baustoff zur Verfügung, der sich dank seiner vergleichsweise hohen mechanischen Festigkeit und Dauerhaftigkeit für den Einsatz bei Infrastrukturbauwerken eignet. Am 11. November 2017 wurde die Strassenunterführung Unterwalden bei Sempach als weltweit erste Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB auf einer Hauptlinie der SBB in Betrieb genommen (Bild 1).

Bild 1: Straßenunterführung Unterwalden nach Abschluss der Bauausführung (Dezember 2017).

Dieser Aufsatz beschreibt den Entwurf, die Bemessung und Ausführung dieser neuartigen Brückenkonstruktion mit einer kurzen Spannweite von 6.0 m. Mit dem Bau einer kleinen Bahnbrücke aus UHFB sollten grundlegende Erfahrungen bei der Bemessung und Ausführung inklusive der tatsächlich anfallenden Erstellungs- und Unterhaltskosten gemacht werden. Diese Erfahrungen werden mit den Lebenszykluskosten der bestehenden Brückenarten verglichen und daraus Empfehlungen für zukünftige Anwendungen abgeleitet.

2. Entwurf und Projektierung

2.1. Ausgangslage

Die Straßenunterführung Unterwalden liegt auf der Bahnlinie Basel – Olten - Luzern in der Nähe von Sempach. Die Bahn überquert eine Nebenstraße für Fahrzeuge, Fußgänger und Radfahrer mit einer lichten Weite von ca. 5.0 m. Das ursprüngliche Bauwerk aus Walzträger-in-Beton (WiB) war in einem schadhaften Zustand. Im Jahre 2012 wurde aufgrund einer Variantenstudie eine neue Brückenplatte aus UHFB und die Instandsetzung der Stampfbetonwiderlager als Bestvariante vorgeschlagen und genehmigt. Die Hauptgründe für die Wahl einer Brückenplatte aus UHFB gegenüber einer konventionellen massiven Stahlbetonplatte waren eine höhere Wirtschaftlichkeit, leicht geringere Baukosten für das Brückentragwerk und vor allem geometrische Zwangspunkte, welche die Konstruktionshöhe einengt.

2.2. Tragwerkskonzept

Die Anforderungen an das Tragwerk waren somit eine möglichst geringe Trägerhöhe, sowie die Herstellung möglichst leichter Bauteile in Fertigteilbauweise für eine schnelle Bauweise, um die Sperrzeiten der Bahnstrecke zu minimieren. Diese Anforderungen und die Umsetzung von Entwurfsregeln der UHFB-Bauweise [1] führten zum Entwurf einer Konstruktion, bestehend aus einer Rippenplatte und einem Randträger pro Gleis, also insgesamt vier Fertigbauteile.

Die Abmessungen der Rippenplatte als einfacher Balken, d.h. die Plattenstärke als Druckgurt sowie der Abstand und die Dicke der Rippen wurden derart gewählt, dass

1. die für den Biegetragwiderstand erforderliche Betonstahlbewehrung mit einer Überdeckung von mindestens 15mm eingelegt werden konnte,
2. genügend UHFB-Querschnitt vorhanden ist zur Aufnahme der Bemessungsquerkraft, um auf eine vertikale Betonstahlbewehrung im Auflagerbereich zu verzichten,
3. über die gesamte Plattenspannweite keine Querschoten erforderlich waren,

4. im Plattenrandbereich die Entgleisungslasten aufgenommen werden konnten.

Diese Entwurfsziele führten zu einer 50 mm starken, in Querrichtung bewehrten Fahrbahnplatte mit 80 mm breiten, längs in einem Abstand von 250 mm angeordneten Rippen der Platte (Bild 2).

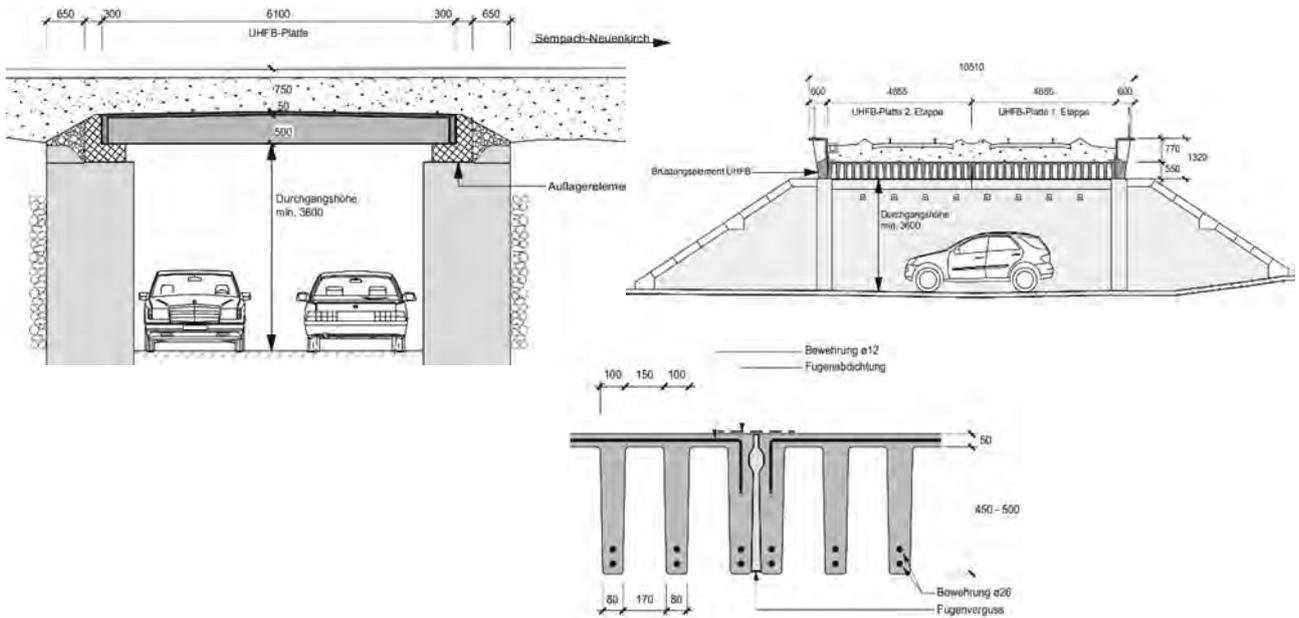


Bild 2: Ansicht, Querschnitt und Detail der Rippenplatte aus bewehrtem UHFB (Abm. in [mm]).

Die Form des Randträgers aus UHFB entspricht ebenfalls den funktionalen und statischen Anforderungen. Der untere Teil ist massiv und dient zur Aufnahme der Anpralllast aus dem Strassenverkehr, welche in die Widerlager eingeleitet werden. Der obere Teil dient als Randbord für das Schotterbett (Bild 3). Zudem sollte der Randträger in einer Form erscheinen, welche dem neuartigen Baustoff gerecht wird und ihn augenscheinlich macht (Bilder 1 und 4).

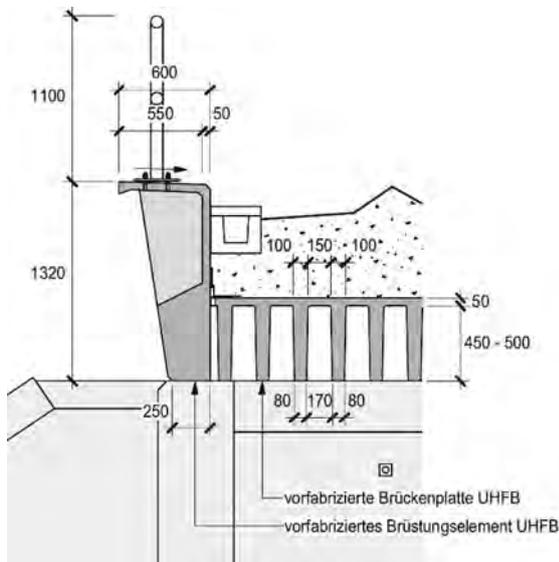


Bild 3: Querschnitt des Randträgers aus bewehrtem UHFB (Abmessungen in [mm]).



Bild 4: Seitenansicht des Randträgers aus bewehrtem UHFB

Die Eigenschaften des UHFB und die Randbedingungen sprachen für eine Herstellung je einer Rippenplatte pro Gleis und zwei Randträger in Fertigteilbauweise. Aus statischen Gründen wurden

die Rippenplatte und Randträger nicht monolithisch verbunden. Hingegen wurde die Längsfuge zwischen den beiden Rippenplatten ausgegossen und abgedichtet.

2.3. Bemessung

Die Abmessungen der entworfenen Tragwerksteile wurden unter Anwendung der üblichen Tragwerksnormen [2] [3] [4] nachgewiesen und hinsichtlich möglichst kleiner Bauteilabmessungen optimiert.

Die Ermittlung der rechnerischen Tragwiderstände der UHFB-Tragwerksteile bot keine nennenswerten Besonderheiten. Die Bemessung führte zu folgenden rechnerischen Ergebnissen und Erkenntnissen:

1. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, d.h. die normative Anforderung an eine Durchbiegungsbegrenzung von $l/2'000 = 3$ mm unter Bahnlasten, war für die Bemessung maßgebend. Wegen seines verfestigenden Zugverhaltens bleibt der UHFB im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit rissfrei. Somit konnte der gesamte Querschnitt zur Ermittlung der Trägersteifigkeit mitgerechnet werden. Für den rechnerisch im Verfestigungsbereich beanspruchten UHFB-Querschnittsanteil wurde ein reduzierter Wert für den Elastizitätsmodul angesetzt.
2. Die maximale Ermüdungsspannungsdifferenz der Betonstahlstäbe in den Rippen bleibt unter dem Bemessungswert von 108 MPa der Dauerfestigkeit für gerade Stäbe. Die maximale Druck- resp. Zugspannung infolge Ermüdung bleibt deutlich unter 50% der statischen Festigkeiten. Im Grenzzustand der Ermüdungssicherheit ist der UHFB rechnerisch im Verfestigungsbereich beansprucht, und somit wurde die Ermüdungszugspannung mit einem reduzierten Elastizitätsmodul berechnet [6].
3. Der Grenzzustand der Tragsicherheit ist für die andauernde Bemessungssituation hinsichtlich des Biegetragwiderstands nicht maßgebend. Mit der gewählten Rippendicke konnte der Nachweis des Querkrafttragwiderstands ohne Einlage einer vertikalen Betonstahlbewehrung erbracht werden.
4. Um die sehr hohen normativen Entgleisungslasten für die außergewöhnliche Bemessungssituation aufnehmen zu können, mussten die beiden äußersten Rippen des Plattenrandbereichs mit höherfestem Betonstahl einer normativen Fließgrenze von 700 MPa bewehrt werden.
5. Zur Aufnahme der normativen Anprallkraft auf den Randträger war eine bedeutende Betonstahlbewehrung im unteren, massiven Teil erforderlich. Diese Anprallkraft wird in die neue Auflagerbank und schließlich in die bestehende Widerlagerwand eingeleitet.
6. Als Maßnahme zur Beherrschung der außergewöhnlichen Bemessungssituation «Brand» wurden der UHFB-Mischung 2 kg/m³ Polypropylen-Fasern beigemischt, um den Abplatzwiderstand zu erhöhen.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit ist dank des dichten Baustoffs UHFB nur eine geringe Bewehrungsüberdeckung erforderlich. Wegen der hohen Abriebfestigkeit des UHFB war zudem auf der Brückenplatte keine zusätzliche Schutzschicht erforderlich, zumal die SBB bereits bei einigen Brückenplatten aus Stahlbeton diese Schutzschicht aus UHFB eingebaut hatten. Somit konnte unmittelbar nach dem Einbau der UHFB-Plattenelemente der Gleiskörper erstellt und die Brücke dem Bahnbetrieb übergeben werden.

2.4. Prüfung des Bauprojekts

Die Bemessung des UHFB-Tragwerks und das dynamische Verhalten wurden durch Prof. Dr. Karel Thoma, HSLU Luzern Schweiz, geprüft. Diese Prüfungen bestätigten grundsätzlich den Tragwerksentwurf und die Bemessung und führten zu vereinzelt Verbesserungen des Projekts.

2.5. Nachweis der Bemessung durch Vorversuche

Im Rahmen der SBB internen technischen Vorprüfung wurden an der Hochschule Luzern (Technik & Architektur, Kompetenzzentrum Konstruktiver Ingenieurbau) Vorversuche zum Nachweis des Tragverhaltens bis zum Bruch unter vorwiegender Biege- resp. Querkraftbeanspruchung durchgeführt. Dazu wurden zwei identische TT-Träger (Plattenstreifen mit zwei Rippen) gemäss den

Ergebnissen der Bemessung und mit gleichen Abmessungen wie die geplante Brückenplatte hergestellt. Die Vorversuche bestätigten die Bemessung, indem höhere Tragwiderstände gemessen wurden als die mit den Widerstandsmodellen gemäss [4] vorhergesagten Tragwiderstände [6, 7]. Diese Versuche ergaben zudem wichtige Erkenntnisse bezüglich der effektiven Steifigkeit des bewehrten UHFB Trägers und bestätigten die vorgesehene konstruktive Durchbildung und Bewehrungsführung im Auflagerbereich der Platte. Die Herstellung der beiden Versuchsbalken ergaben zudem wertvolle Erfahrungen hinsichtlich des Baus der Schalung, der Gewährleistung der erforderlichen Bewehrungsüberdeckung, der Befestigung der Betonstahlstäbe in der Schalung sowie dem Einbau des UHFB in die Schalung.

3. Bauausführung

3.1. Herstellung der UHFB-Fertigteile

Die Herstellung grosser Elemente aus ultrahochfestem Beton erfordert eine hohe Kompetenz sowohl im Schalungsbau als auch in der Betontechnologie. Elementwerke, besitzen die für den UHFB-Fertigteilbau benötigten Installationen wie leistungsstarke Mischer, witterungsgeschützte Produktionsflächen sowie die Einrichtungen für einen präzisen Schalungsbau. Die Herstellung der im engen Abstand aneinander gereihten und leicht konisch geformten Rippen verlangte eine Präzisionsarbeit beim Bau der Schalung aus Holz und beim Verlegen der Betonstahlbewehrung. Für die Herstellung der UHFB Fertigteile war die Alphabeton AG, Büron, verantwortlich.

Der Aufwand für den Schalungsbau war beträchtlich, insbesondere für die beiden Brückenplatten mit je 18 konischen Rippen (Bild 5). Beim Verlegen der Bewehrung wurden bei allen vier UHFB-Elementen sofern möglich auf Distanzhalter verzichtet. Die einzelnen Stäbe wurde mit Bindedraht fixiert und der Bewehrungskorb aufgehängt.



Bild 5: Aufwendiger Schalungsbau für Brückenplatten und Randträger (Foto: Alphabeton AG)

Die Betonierarbeiten für die vier Elemente wurden bei der Alphabeton AG auf einen Samstag verlegt, womit die gesamten Produktionsanlagen mit dem leistungsfähigen Mischer sowie das erforderliche Personal allein für dieses Projekt zur Verfügung standen. Die Verarbeitung der total 24 m³ UHFB zur Herstellung der vier Fertigteile im Elementwerk benötigte insgesamt 10 Stunden. Die Mischdauer von UHFB hängt von der Leistungsfähigkeit des Mixers und den Komponenten der verwendeten UHFB-Mischung ab. Im vorliegenden Fall war die Mischdauer mit 15 Minuten relativ lange, was auch auf die Beigabe der Polypropylen-Fasern zurückzuführen war. Zudem erforderte die Beigabe dieser zusätzlichen Fasern eine Anpassung der Zusatzmittel, um die erforderliche Verarbeitbarkeit des Frisch-UHFB zu gewährleisten.

Der Einbau des selbstverdichtenden Frisch-UHFB in die Holzschalungen erfolgte problemlos (Bild 6). Das Abziehen der Oberfläche verursachte infolge der Fasern einen erhöhten Aufwand. Wegen der Fliessfähigkeit des Frisch-UHFB musste eine Konterschabung zur Herstellung der in Längsrichtung um 2% geneigten Plattenoberfläche aufgesetzt werden.



Bild 6: Einfüllen des flüssigen UHFB in eine Randträger-Schalung (Foto: Alphabeton AG)

Der Transport der UHFB-Fertigteile von der Fabrikationshalle zur 15 km entfernten Einbaustelle erfolgte wegen den grossen Abmessungen der Fahrbahnplatte von 6.10m Länge und 4.60m Breite mit Sondertransporten. Um die Vorarbeiten auf der Baustelle nicht zu behindern, wurden die Fertigteilelemente erst unmittelbar vor dem Einbauwochenende angeliefert.

3.2. Montage auf der Baustelle

Für den Ersatz der Brückenplatte wurde das Wochenende vom 11./12. November 2017 bereits drei Jahre vor Baubeginn festgelegt. Um den Bahnbetrieb möglichst wenig einzuschränken, sah das Einbaukonzept vor, ein Gleis während 24 Stunden komplett zu sperren, um sämtliche Rückbau- und Montagearbeiten auszuführen. So konnte immer ein Gleis in Betrieb gehalten werden. Unmittelbar nach Abschluss der Arbeiten für das erste Gleis wurde die neue UHFB-Brückenplatte in Betrieb genommen, um sofort mit den analogen Arbeiten für das zweite Gleis beginnen zu können. Zur Sicherung des benachbarten Gleises wurde jeweils eine provisorische Schotterhalterung mit Walzprofilen eingebaut.

Einen Hauptbestandteil des Einbaukonzeptes bildete der Einsatz der Hebegeräte. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wurden je ein Auto- und Schienenkran eingesetzt, da die vorhandenen Fahr- und Übertragungsleitungen ein rein strassenseitiges Einheben der UHFB-Fertigteile verunmöglichten. Mit dem Autokran wurden die beiden Plattenelemente möglichst nahe an das Bahntrasse platziert, damit der Schienenkran nur leicht ausschwenken musste und somit das Lichtraumprofil des Nebengleises nicht tangierte. Der Schienenkran des Typs Kirow KRC800 transportierte danach das Plattenelement auf dem Gleis zur Einbaustelle und setzte es zentimetergenau auf die Widerlager ab (Bild 7). Das relativ leichtgewichtige UHFB-Plattenelement begünstigte diesen Vorgang. Anschliessend wurde der Randträger mit dem Strassenkran versetzt (Bild 8).

Der detaillierte Einbauplan mit einem im Halbstundentakt vorgegebenen Ablaufplan der Arbeitsschritte ermöglichte, unter Einhaltung des Sicherheitsdispositivs, eine effiziente Koordination und Zusammenarbeit zwischen der Baufirma und den Fachdiensten der Bahn.



Bild 7 und 8: Versetzen der vorfabrizierten UHFB-Rippenplatte und des Randträgers auf die Widerlager (bei Zugdurchfahrt auf dem benachbarten Gleis).

3.3. Inbetriebnahme

Die Inbetriebnahme der neuen UHFB-Brückenplatten erfolgte unmittelbar nach Abschluss der jeweiligen Arbeiten pro Gleis. Während den ersten fünf Tagen wurde die Geschwindigkeit der Züge auf 80 km/h und danach während den nächsten fünf Tagen auf 120 km/h begrenzt. Nach 10 Tagen wurde die maximal zulässige Streckengeschwindigkeit von 160 km/h freigegeben.

3.4. Baukosten

Die Gesamtbaukosten der Baumeisterarbeiten, d.h. ohne bahneigene Kosten und Planungsleistungen, betrugen rund CHF 820'000 und liegen im gleichen Kostenrahmen wie ein herkömmliches Projekt in Stahlbetonbauweise in der Schweiz.

Die Herstellung der UHFB-Fertigteile beanspruchte 15% der Gesamtkosten, wobei die verbauten 24m³ UHFB etwa die Hälfte ausmachten. Die Baustoffkosten für den UHFB machen somit einen unwesentlichen Anteil an den gesamten Projektkosten aus.

Mit einer dynamischen Wirtschaftlichkeitsrechnung wurde der Life-Cycle-Costing (LCC) Vergleich mit einer Brückenplatte aus Stahlbeton durchgeführt. Aufgrund geringerer Unterhaltskosten wies die Variante aus UHFB-Brückenplatten geringere Kosten im Lebenszyklus aus.

4. Monitoring des Tragverhaltens

Nach Inbetriebnahme wurde eine kontinuierliche, messtechnische Überwachung des Tragverhaltens der UHFB-Brückenplatte in Betrieb genommen. Dieses «Monitoring» wurde durch die ETH Zürich (Lehrstuhl Prof. Dr. Eleni Chatzi, Institut für Baustatik und Konstruktion) in Absprache mit der Bauherrschaft und dem Projektverfasser ausgearbeitet und installiert.

Das umfangreiche Messprogramm des Monitorings beinhaltet unter anderem die Messung folgender Werte (Bild 9):

- Durchbiegung in Spannweitenmitte und Viertelpunkten mit je einem Laser- Distometer unter jedem Gleis
- 22 Dehnmessstreifen, an den massgebenden Orten auf die Oberfläche der UHFB-Tragwerksteile geklebt
- 12 Beschleunigungssensoren zur Messung von Schwingungen und Beschleunigungen.



Bild 9: Ansicht der UHFB-Rippenplatte mit Sensoren und eingelegtem Referenzbalken für die Durchbiegungsmessung.

Ein Grossteil der Sensoren wurde nach der Herstellung der beiden UHFB-Plattenelemente im Elementwerk montiert. Nach dem Einbau der Brückenplatten wurden die Distometer eingebaut. Für den Betrieb des Monitorings wurden ein Stromanschluss und eine Verteilkabine erstellt.

Zwei Wochen nach Inbetriebnahme wurde eine Belastungsprobe mit einer Lokomotive im Stillstand und bei Überfahrten mit definierten Geschwindigkeiten durchgeführt. Dadurch konnte die Messeinrichtung mit einer genau bekannten Bahnlast überprüft und kalibriert werden.

Das Tragverhalten der Brückenplatte wird mit dem Monitoring über zwei Jahre detailliert verfolgt. Danach wird die Brücke gemäss den üblichen Richtlinien der SBB überwacht. Nach einem Messzeitraum von einem Jahr konnten folgende Erkenntnisse aus den Messungen gewonnen werden [9]:

- Die häufigsten gemessenen Durchbiegungen der UHFB-Rippenplatte bei Zugüberfahrt betragen 0.40 – 0.65mm mit vereinzelt maximal gemessenen Durchbiegungen von 1.0mm. Der Maximalwert der gemessenen Dehnung ist um den Faktor 4.5 kleiner als die errechnete Durchbiegung am vereinfachten Tragwerksmodell und mit Annahme von Normlasten.
- Die grössten gemessenen Dehnungen des UHFB am Rippenuntergurt in Feldmitte betragen 20 μm . Dies entspricht bei einem angenommenen Elastizitätsmodul von 50 GPa einer Zugspannung von 1 MPa. Die effektive elastische Grenzzugspannung des UHFB liegt bei 8MPa, womit das Niveau der Beanspruchung des UHFB im Gebrauchszustand sehr gering ist.
- Die ausgewerteten maximalen Beschleunigungen im Frequenzbereich 0 – 80Hz ergeben einzelne Peaks bei 2.5m/s², mehrheitlich sind die maximalen Beschleunigungen kleiner 1.5m/s². Die Werte sind deutlich geringer als die berechneten Beschleunigungen und der nach Norm EN 1990 zulässige Wert von 3.50 m/s².

Aus den bisher erfassten Messwerten kann hergeleitet werden, dass die in Wirklichkeit auftretenden Beanspruchungen im UHFB-Tragwerk um ein Mehrfaches kleiner sind als die Grenzzustände der rechnerisch nachgewiesenen Bemessungssituationen.

Diese erwartete, sehr grosse Differenz zwischen den gemäss den Normen verlangten rechnerischen Werten und den effektiv auftretenden Werten ist zum einen auf die ingenieurmässige Modellbildung und damit verbundenen Vereinfachungen sowie auf das Normlastmodell für Bahnlasten zurückzuführen. Tatsächlich zeigt eine Plausibilitätsprüfung am Beispiel der hier diskutierten Brücke, dass das mit dem Normlastmodell berechnete maximale Biegemoment (charakteristischer Wert) mehr als 4.5 Mal grösser ist als dasjenige eines Fahrzeugs mit einer Doppelachse, der auf dieser Bahnlinie zugelassenen maximalen Achslast von 225kN. Zudem gilt es zu beachten, dass bei kurzen Spannweiten die mittragende Wirkung des Gleis- und Schotterkörpers beträchtlich ist und im vorliegenden Fall etwa 10% beträgt [10].

Das seit beinahe einem halben Jahrhundert verwendete Normlastmodell für Bahnlasten, d.h. das 1971 eingeführte Lastmodell UIC71, erweist sich bei dieser Brücke als konservativ und das Tragwerk wirkt im Vergleich zu den gemessenen Werten als überdimensioniert. Das Normlastmodell UIC71 stellt einen europäischen Standard dar. Es definiert sich als Umhüllende für eine grosse Zahl an Betriebszügen am einfachen Balken mit verschiedenen Stützweiten, wobei bei Tragwerken mit kleinen Spannweiten ein übermässig hoher dynamischer Beiwert beaufschlagt wird. Bei Neubauten sind diese Mehrkosten im Vergleich zu den Gesamtkosten des Bauwerks in der Regel gering.

Demgegenüber ist bei der Überprüfung und Nachrechnung von bestehenden Brücken neben der Optimierung von Tragwiderstandsmodellen zur Berechnung von Tragwiderständen auch der Ermittlung von realen Last- und Spannungsverteilungen eine sehr hohe Bedeutung beizumessen.

5. Folgerungen und Ausblick

Rund 120 Jahre nach dem Bau der ersten Bahnbrücke aus Eisenbeton wurde für den Ersatzneubau einer doppelspurigen Bahnbrücke ein Tragwerk aus bewehrtem UHFB gebaut und in Betrieb genommen (Bild 10). Die bewehrte UHFB-Konstruktion bestehend aus zwei Rippenplatten und Randträgern wurde unter Anwendung der gültigen Normen ohne besondere Schwierigkeiten aufgrund von detaillierten Untersuchungen zuverlässig bemessen und anhand von Vorversuchen nachgewiesen. Die Herstellung der UHFB Tragwerksteile erfolgte in Fertigteilmontage, was einen schnellen Einbau der neuen Brückenplatte ermöglichte. Das seit der Inbetriebnahme laufende Monitoring des Tragverhaltens des UHFB-Tragwerks bestätigt die erwarteten geringen Werte von Verformungen, Dehnungen und dynamischem Verhalten.



Bild 10: Ansicht der SU Unterwalden (Juni 2018).

Das Potenzial für zukünftige Anwendungen von UHFB im Ingenieurbau der Bahninfrastruktur liegt beim Einsatz von standardisierten vorgefertigten Brückenplatten, Schottertrögen auf Natursteinmauerwerks- und Stahlbrücken, Abdichtungen von Brückenplatten sowie vorgefertigten Bauteilen wie Randbalken, Schwellen und Teilen der festen Fahrbahn. Ein weiteres Anwendungspotential liegt in vorgespannten Brückentragwerken mittlerer und grosser Spannweiten.

6. Literatur

- [1] BRÜHWILER, E., Conceptual design and construction of lightweight R-UHPFRC bridges, Proceedings, IABSE Symposium Vancouver Canada, Sept. 21-23 2017.
- [2] Norm SIA 260 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, 2013.
- [3] Norm SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, 2014.
- [4] Merkblatt SIA 2052 UHFB – Baustoffe, Bemessung, Ausführung. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, 2016, 44 Seiten.
- [5] MAKITA, T., BRÜHWILER, E., Tensile fatigue behaviour of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete combined with steel rebars (R-UHPFRC), International Journal of Fatigue, Vol. 59, 2014, pp. 145-152.
- [6] BORKOWSKI, G., THOMA, K., BRÜHWILER, E., RUPP, C.: Experimentelle Validierung einer Plattenbalken-Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB, Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 6, S. 320-328.
- [7] PAN, R., BRÜHWILER, E., SHEN, X., Nonlinear numerical analysis of R-UHPFRC railway Π -beams, Proceedings, 1st International Conference on UHPC Materials and Structures (UHPC2016-China), Changsha, China October 27-30, 2016.
- [8] HARMANCI, Y. E., DERTIMANIS, V., CHATZI, E., Monitoring SU Unterwalden, Technical Report, ETH Zürich, 26.10.2018, (nicht veröffentlicht).
- [9] HERWIG, A., Reinforced concrete bridges under increased railway traffic loads – Fatigue behavior and safety measures, Doctoral Thesis No 4010, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne, Switzerland, 2008

Première application d'un BFUP coulé sur chantier pour un élément structurel et architectural

John WUEST

Dr, Ingénieur Civil,
Bureau Ott & Uldry Sàrl
Thônex, Suisse

Résumé

Dans le cadre de la réalisation d'un couvert pour voitures pour un particulier, différentes variantes de structure ont été étudiées et comparées par l'auteur : Une variante mixte (dalle en béton sur profilés métalliques), une variante en Béton Fibré Ultra-Performant (BFUP) avec une dalle épaisse ainsi qu'une variante avec une dalle fine en BFUP reposant sur sommiers.

Le BFUP a été mélangé sur chantier à l'aide d'un malaxeur et directement mis en place dans le coffrage. Ce projet constitue donc la première application européenne d'un BFUP coulé sur place pour un élément structurel et architectural.

De plus, les déformations de la structure ont été mesurées et contrôlées à différents intervalles pour vérifier le comportement en service de la structure dans le temps.

Mots clés : Structure en BFUP; coulé en place; grande portée; dalle mince; fluage.

1. Introduction

Le maître d'ouvrage a souhaité réaliser un couvert à voiture avec des grandes portées tout en ayant une structure relativement élancée et dont les coûts ne deviendraient pas exorbitants. Trois variantes ont été étudiées et chiffrées : une variante mixte (acier-béton), une variante BFUP avec une dalle massive avec à épaisseur variable et une dernière variante en BFUP avec une dalle fine reposant sur des sommiers inversés.

Contrairement aux applications habituelles qui sont réalisées avec des éléments préfabriqués, le BFUP, un prémix, a été mélangé sur chantier à l'aide d'un malaxeur et directement mis en place dans le coffrage. Ce projet constitue donc la première application européenne d'un BFUP coulé sur place pour un élément structurel et architectural.

Dans le cadre de ce projet, les déformations de la structure ont été contrôlées sur une durée de plus de deux ans.

2. Comparaison des variantes et des coûts

2.1. Définition des variantes

Les 3 variantes sont illustrées à la figure 1.

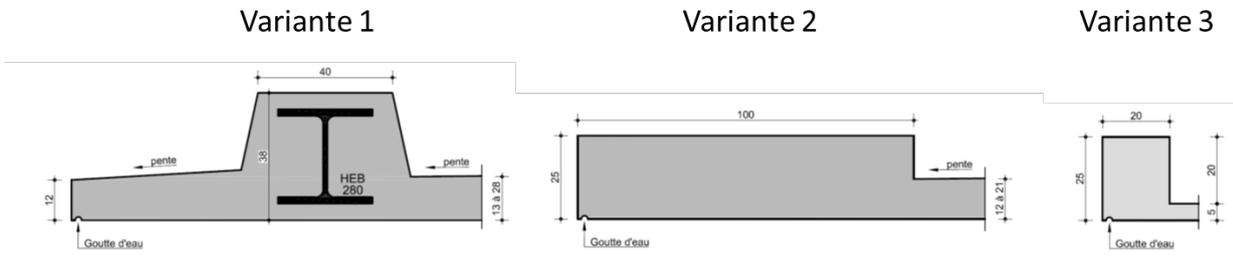


Fig. 1 Variante 1 : profilé métallique et dalle béton ; Variante 2 : dalle épaisse en BFUP et variante 3 : dalle fine en BFUP avec sommiers.

Variante 1 : La première idée était de réaliser une structure mixte avec des sommiers métalliques (HEB 280) embétonnés. La dalle avait une épaisseur variable comprise entre 13 cm et 28 cm afin de réaliser les pentes. La structure mixte aurait donc eu une hauteur totale approximative de 38 cm.

Variante 2 : L'idée de cette variante était d'éliminer les sommiers métalliques et de réduire la hauteur de la structure porteuse. Une variante BFUP avec une dalle d'épaisseur variable comprise entre 12 cm et 21 cm reposant sur des sommiers en BFUP périphériques de 25 cm avec une largeur de 1m pour la grande portée et de 50 cm pour les petites portées.

Variante 3 : L'idée de cette variante était de réduire au minimum les quantités de BFUP. La structure proposée consistait en une dalle de 5 cm en BFUP avec des sommiers périphériques d'une hauteur de 25 cm.

2.2. Comparaison des coûts

Afin de comparer les variantes entre elles, un ratio de l'installation de chantier générale a été choisi. Pour chiffrer ce montant, un pourcentage entre le coût nécessaire à la réalisation de la dalle par rapport au coût total des travaux a été employé.

Dans le cas de la variante mixte, l'installation de chantier comprend aussi celle nécessaire pour la charpente métallique.

Tableau 1 Comparaison des coûts des variantes

Variante	Installation de chantier (CHF)	Métal (CHF)	Béton (CHF)	BFUP (CHF)	Total (CHF)	Ratio -
1	3'500	17'000	13'300	-	33'800	1.57
2	3'800			35'000	38'800	1.80
3	2'100			19'500	21'600	1

La variante 2 est la solution la plus chère. Cette dernière n'optimise pas les volumes de BFUP à mettre en place, qui est l'élément déterminant. En effet, le volume dans cette variante s'approchait des 8 m³ à la place d'environ 3m³ de la variante 3.

Contrairement à ce que l'on aurait pu imaginer, la variante 1 est plus chère de 60% par rapport à la variante 3.

2.3. Choix de la variante

Le choix de la variante a été effectué sur la base de deux critères : le coût et la hauteur structurelle nécessaire.

La variante 3 est celle qui remplit le mieux ces deux exigences, c'est-à-dire faible coût et grand élanement.

Un des problèmes rencontrés qui nous a aussi orientés vers la variante 3 est la durée de bétonnage. En effet, afin de garantir une cohésion / homogénéité du BFUP, il n'était pas envisageable d'avoir des durées trop importantes entre les différentes gâchées (prise du BFUP). Pour atteindre les 8 m³ de la variante épaisse, il aurait été nécessaire de mettre en place au minimum deux malaxeurs bien cadencés, ce qui aurait été encore complexifié la réalisation.

La variante retenue est donc celle avec une dalle de faible épaisseur et des sommiers en BFUP.

3. Structure porteuse et système porteur de la variante retenue

La structure porteuse retenue est une dalle de 5 cm en BFUP soutenue par des sommiers inversés, dont la hauteur totale est de 25 cm (y compris l'épaisseur de la dalle) et une largeur de 20 cm.

Ces derniers s'appuient quant-à-eux sur des colonnes métalliques en inox type ROR (141.3 x 3mm) voir figure 2.

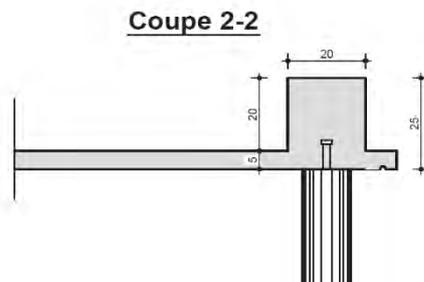


Fig. 2 Détail de jonction entre le sommier et la colonne métallique.

Le plus grand sommier porte sur une longueur d'environ 10.5 m. La dalle, quant à elle, porte sur une longueur variante entre 1.5 m et 5 m.

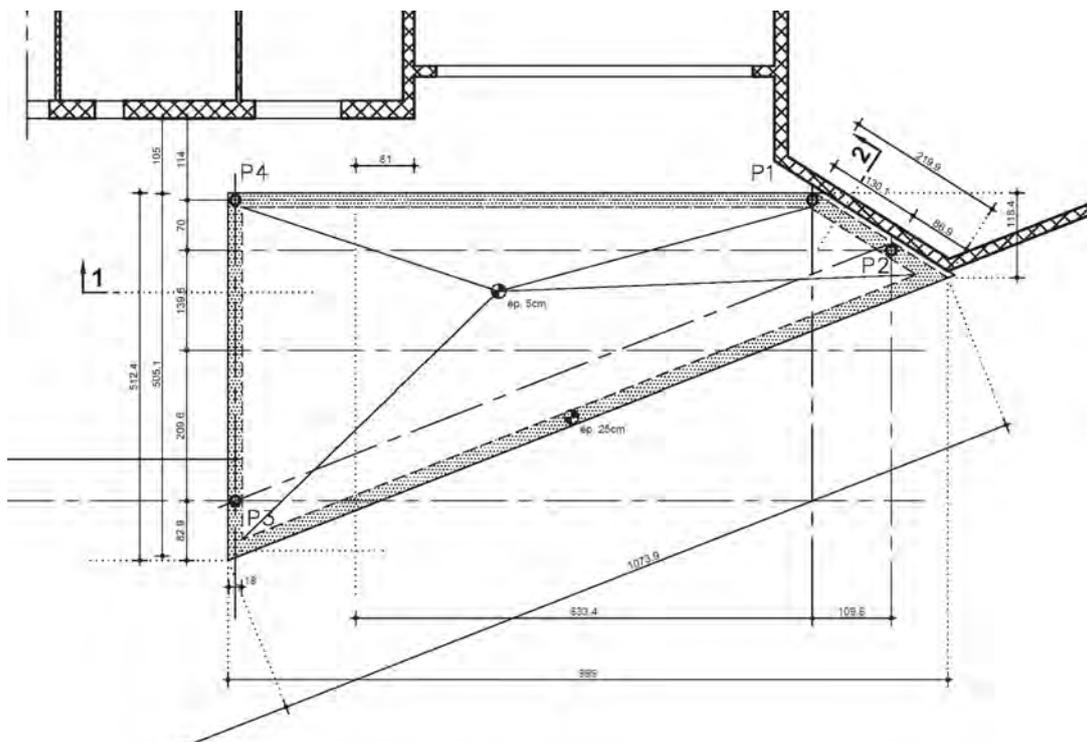


Fig. 3 Vue en plan de la dalle avec ses dimensions principales

4. Caractéristiques du BFUP

Le BFUP employé est le DUCTAL® G2 FM sans traitement thermique. Ses caractéristiques principales sont mentionnées dans le tableau 2 et sont tirées de [1]. Le BFUP employé est de la classe UB selon [2]

Le BFUP, un prémix, est arrivé en sac. Le mélange a ensuite été réalisé sur place à l'aide d'un malaxeur en suivant le protocole fourni par Ductal pour l'ordre de mise en place des matériaux et les temps de malaxage. Des ajustements mineurs ont été effectués par le responsable de la société Ductal afin d'obtenir la consistance souhaitée.

La confection du BFUP a donc nécessité la réalisation d'une petite zone d'installation de chantier, sorte de petite plateforme sur laquelle était posé le malaxeur et sous laquelle il était possible de venir récupérer le BFUP à l'aide d'un godet.

Tableau 2 Caractéristiques du BFUP tirées de [1]

Caractéristiques à l'état frais	
Consistance	Autoplaçant
Ouvrabilité à 20	1 heure
Cure	Cure soignée à 20° C
Caractéristiques mécaniques à 28 jours	
Limite d'élasticité caractéristique en traction f_{Utek}	≥ 10 MPa
Résistance caractéristique en traction f_{Utik}	≥ 12 MPa
Déformation d'écroutissage (résistance en traction atteinte) ϵ_{Utu}	> 2 ‰
Résistance caractéristique en compression f_{Uck}	≥ 120 MPa
Module d'élasticité moyen E_{Um}	55 GPa
Caractéristiques à l'état durci	
Masse volumique	2500 kg/m ³
Coefficient de dilatation thermique à 28 jours α_u	10,5 $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$
Retrait total à 90 jours	≤ 0.65 mm/m
Coefficient de fluage	1.0

5. Dimensionnement

Les efforts dans les différents éléments ont été calculés à l'aide d'un modèle d'éléments finis avec un matériau purement élastique.

Le dimensionnement a été effectué à l'Etat Limite Ultime (ELU) selon les recommandations du cahier technique 2052 [2].

L'apport du BFUP en traction pour la reprise de l'effort de flexion dans les sommiers a été négligé. La totalité de la traction est ainsi reprise par les barres d'armatures inférieures.

Pour l'effort tranchant, comme préconisé par le CT 2052, il a été considéré qu'une partie de l'effort tranchant était reprise par le BFUP et l'autre partie par les étriers.

Le pourcentage admis était de 50 %. En réalité, la totalité de l'effort aurait d'ailleurs pu être repris par le sommier en BFUP.

La flèche à long terme a été calculée en déterminant la flèche élastique dues aux charges permanentes et en considérant un coefficient de fluage de 1.

6. Détails d'exécution

Le coffrage a été réalisé en panneaux de coffrage traditionnel pour les faces latérales des sommiers et en bakérisé pour la face inférieure de la dalle. Les sommiers ont été coulés en même temps que la

dalle. Ce choix a impliqué la réalisation d'un contre-coffrage sur toute la périphérie, pour garantir une épaisseur de 5 cm à la dalle, en évitant au BFUP situé dans la dalle de remonter.



Fig. 4 Détail du sommier et contre-coffrage pour la réalisation de la dalle ; Détail du bord de dalle (remontée du bord de la dalle)

L'armature de la dalle est constituée d'un treillis K188. L'armature des sommiers est, quant à elle, composée de 4 diam 20 en inférieur et d'étriers en diam 8 e=15cm.

Peu avant le bétonnage, le MO a souhaité remonter légèrement la face inférieure de la dalle par rapport celle du sommier, ce qui nous a contraints à positionner la totalité de l'armature inférieure dans le sommier. L'écartement des barres mesurait environ 4.5 cm ce qui ne laissait plus que 2 voire 2.5 cm de place pour le béton et aurait pu poser des problèmes (type nid de gravier) au bétonnage, si un béton conventionnel avait été employé. Ce problème était encore plus important dans les zones de croisement des sommiers.

7. Exécution et contrôle après exécution

Le bétonnage de la dalle a duré environ 4 heures sans compter les travaux de finition. Le temps de malaxage pour une gâchée était de 17 minutes environ.

Le remplissage de la dalle se faisait au moyen d'un dumper équipé d'un godet qui versait directement dans le coffrage. Le mélange autoplaçant se mettait directement en place dans le moule comme on peut le voir sur la figure 5.



Fig. 5 Coulage à partir de la benne dans le coffrage.

Le bétonnage s'est bien déroulé et le résultat était très satisfaisant du point de vue esthétique. En effet, comme on peut l'observer sur la figure 6, la sous face de la dalle est très lisse, avec une teinte uniforme brillante et sans bullage.

Afin de limiter la déformation finale, une contreflèche de 2 cm a été réalisée. La limite donnée par la SIA 260 [3] pour ce genre d'élément est : $L/300 = 35$ mm. La flèche totale calculée à long terme, y

compris la déduction de la contreflèche, devait être de 25 mm en considérant un coefficient de fluage de 1. Après plus de deux ans, la déformation était d'environ 46 mm, par conséquent supérieure à la valeur prévue, comme il est possible de l'observer sur la figure 6.



Fig. 6 Structure après décoffrage et après désétablage.

Quelles sont les raisons permettant d'expliquer cette différence :

La première, celle qui a d'ailleurs le plus d'importance se situe au moment de la réalisation de l'élément. En effet, lors du bétonnage, le contre-coffrage s'est légèrement déplacé ce qui a conduit à une augmentation de l'épaisseur de la dalle estimée à 2.5 cm (donc 7.5 cm au total).

Le deuxième facteur aggravant, même si c'est dans une moindre mesure, est le fait d'avoir remonté la dalle par rapport à la face inférieure du sommier. Ce changement a conduit à une légère diminution de la rigidité du sommier inversé.

La figure 7 compare les déformations mesurées à différents intervalles de temps (ligne rouge pleine) à la flèche calculée pour une dalle en BFUP de 5 cm et de 7.5cm (ligne traitillée respectivement bleu et noir). La ligne noir quant à elle correspond à la flèche acceptable selon la norme SIA 260 pour l'aspect.

En considérant l'augmentation de l'épaisseur de la dalle, on obtiendrait une déformation à long terme qui mesurerait 46 mm (y compris la déduction de la contre-flèche) et qui serait identique à la valeur mesurée de 46 mm comme on peut l'observer sur la figure 7.

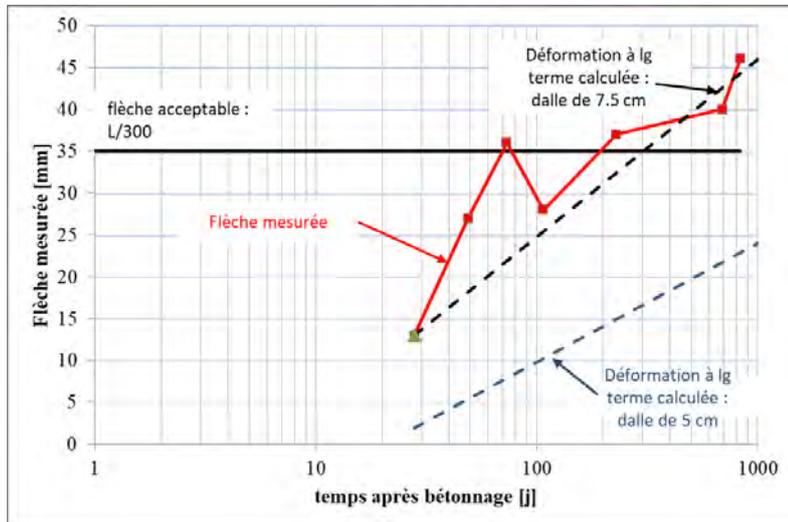


Fig. 7 Mesure de la flèche dans le temps et comparaison avec la valeur admissible et les flèches estimées par calcul. Les courbes en traitillée sont une droite reliant la flèche élastique calculée à celle à long terme (trait tillé bleu dalle épaisseur 5 cm ; trait tillé noir dalle épaisseur 7.5 cm).

En effectuant le rapport entre la flèche mesurée après plus de deux ans et la flèche élastique, on obtient un rapport de deux, ce qui valide le coefficient de fluage de 1 que le fournisseur de BFUP nous avait donné dans sa notice technique.

8. Conclusions

En conclusion, cette application a démontré qu'un BFUP réalisé in situ et coulé sur place pouvait parfaitement convenir pour la réalisation d'ouvrages à la fois structurels et architecturaux.

Pour que cette solution soit réalisable, une optimisation de la structure est nécessaire afin de réduire au minimum le volume de BFUP nécessaire, vu que le BFUP reste un matériau onéreux du point de vue du prix au m³.

Une structure en BFUP peut devenir économique par rapport à des variantes traditionnelles.

Un soin tout particulier est à apporter aux détails qui sont les éléments les plus importants pour la réussite d'un projet en BFUP.

9. Références

- [1] Lafarge-Holcim, "Carte d'identité Matériau DUCTAL[®] G2 FM sans tt", 2018, pp. 1-2.
- [2] Cahier Technique 2052, " Béton fibré ultra performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution" SIA, Zürich, Suisse, 2016, 48 pp.
- [3] Norme SIA 260, " Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses " SIA, Zürich, Suisse, 2013, 44 pp.

Passerelle intégrale en CFUP armé et précontraint au Bouveret

Ricardo TEIXEIRA

Ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Monthey, CH

Pierre LAURENCET

Dr ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Lausanne, CH

Eugen BRÜHWILER

Prof, Dr ing. civil dipl. EPF
EPFL, ENAC-MCS
Lausanne, CH

Résumé

L'ouvrage présenté, destiné aux piétons et aux cycles, est une poutre simple en forme d'auge composée de "tôles raidies" en CFUP armé et précontraint de 50 mm d'épaisseur. Afin de garantir une durabilité optimale, cette passerelle est intégralement liée aux deux culées, ce qui permet d'éviter la mise en place d'équipements moins pérennes, tels que des appuis et joints. La passerelle se compose de 12 éléments identiques solidarités par une précontrainte rectiligne. Compte tenu des impératifs en matière de circulation, la structure en CFUP assemblée à l'usine a été posé à son emplacement définitif dans le cadre d'une opération "coup de poing", de nuit, avec fermeture complète de la route pendant quelques heures seulement.

Mots-clés : Passerelle, CFUP armé et précontraint, préfabrication, structure intégrale.

1. Introduction

La construction de cette passerelle en CFUP armé et précontraint s'inscrit dans le concept général de mobilité douce de la commune de Port-Valais au Bouveret. Le Bouveret, situé à l'extrémité Est du Lac Léman, est traversé par la route internationale permettant la liaison à la France, qui présente un trafic pendulaire important (TJM d'environ 16'000 véhicules/jour). C'est une barrière physique qui pose des problèmes de sécurité pour les piétons et cyclistes qui souhaitent la traverser.

Le secteur à proximité de l'Ecole primaire du Bouveret est particulièrement préoccupant, compte tenu du nombre important d'écoliers qui, en provenance du haut du village, doivent rejoindre le bâtiment scolaire situé à l'aval de la route cantonale. Les accès actuels ne sont pas satisfaisants du point de vue de la sécurité. La commune souhaitait donc réaliser un ouvrage de franchissement sur la route cantonale qui soit accessible à tous, avec intégration d'un ascenseur à destination des personnes à mobilité réduite, des poussettes et des bicyclettes.

De par sa situation de „porte d'entrée“ du village, nous avons proposé à la commune une solution ambitieuse, avec une expression architecturale particulière. La Commune de Port-Valais s'est montrée d'une grande ouverture et particulièrement intéressée lorsque nous lui avons proposé l'exécution d'une passerelle en CFUP (Composite Cimentaire Fibré Ultra Performant) d'une portée de plus de 26m.

Les principaux intervenants du projet ont été:

- Maître de l'Ouvrage: Commune de Port-Valais
- bureau d'ingénieurs auteur du projet: Sollertia groupe d'ingénieurs à Vevey (Corseaux), Lausanne (St-Sulpice) et Monthey
- support architectural: bureau Jean-Paul Chabbey SA (Actuellement O&C Architectes SA) à Monthey
- support technique et expert CFUP: Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages (MCS) de l'EPFL
- entreprise de construction: Implenia SA à Martigny

- entreprise de préfabrication des éléments en CFUP: Element AG à Tavel
- entreprise de précontrainte: Freyssinet Suisse
- entreprise d'éclairage: Schürmann & Grept SA au Bouveret.



Fig. 1 : Vues de la passerelle après l'ouverture en juillet 2018.

2. Conception de la structure en CFUP armé et précontraint

2.1. Contraintes et exigences principales

Les contraintes et exigences principales suivantes ont dicté la conception de la structure réalisée:

- L'intrados de la passerelle doit respecter le gabarit routier de la route cantonale fixé à 5,50m.
- Une largeur utile de 2,0 m et une portée de l'ordre de 25,0 m étaient à prévoir.
- Une main-courant à 1,0 m.
- Côté école, un ouvrage était à prévoir permettant l'accroche de la passerelle et la réalisation d'un ascenseur destiné aux bicyclettes, poussettes et aux personnes à mobilité réduite.
- Pendant la totalité des travaux le trafic routier devait être garanti. La seule interruption de trafic tolérée était d'une nuit, entre 20h00 et 04h00 du matin.

- L'utilisation de concepts et matériaux permettant de limiter au strict minimum l'entretien était à prévoir.
- D'un point de vue architectural, il était souhaité de construire une passerelle qui sert de „porte d'entrée“ au village.

2.2. Concept structural retenu

Après une première étude de variantes en béton et en acier, la variante en CFUP armé et précontraint sans joints ni appuis s'est rapidement imposée comme permettant de répondre à la fois aux contraintes géométriques, techniques, architecturales et environnementales:

- respect des dimensions géométriques imposées
- réduction de matière considérable diminuant l'empreinte environnementale
- préfabrication d'éléments et assemblage en atelier, avant transport permettant de répondre aux exigences de perturbation de trafic
- suppression d'un lé d'étanchéité et d'un revêtement sur l'ouvrage
- possibilités d'une expression architecturale originale
- bien que de prix supérieur, l'écart avec des solutions en construction « traditionnelle » est compensé par le très faible entretien et la durée d'utilisation attendue par le CFUP.

La poutre en CFUP en forme d'auge est caractérisée par des parapets architecturés porteurs. Le dessin retenu satisfait aux exigences architecturale, à savoir, élément « transparent » et statique (en particulier pour la reprise de l'effort tranchant).

Les deux parapets légèrement inclinés de 15° vers l'extérieur permettent de percevoir un espace plus « ouvert » par l'utilisateur. Les parapets font également office de garde-corps et main courante pour les usagers. L'éclairage fait partie intégrante du parapet. La surface de marche est éclairée de nuit via un barreau LED intégré sous les deux ailes supérieures. L'éclairage indirect a également été conçu de sorte à offrir un jeu de lumière intéressant pour les riverains et les usagers de la route, sans les perturber (Fig. 1).

Afin, non seulement d'améliorer la perception d'élancement de l'ouvrage, mais également de satisfaire à l'évacuation des eaux de pluie, l'ouvrage est cintré (rayon de 450 m). Il se raccorde à la tangente horizontale côté école et présente donc une pente qui s'accroît en direction de l'Ouest. La surface praticable de la passerelle a été réalisée par la mise en place d'une matrice structurée incorporée dans le coffrage lors de la fabrication des éléments.



Fig. 2 : Détails architecturaux

2.3. Dimensions et aspects structuraux

Le système statique de la structure est celui d'une poutre simple de 26,52m de portée, dont l'élançement vaut $1/26^{\text{ème}}$. Cet élançement est essentiellement dicté par la hauteur du parapet faisant office de garde-corps imposée par l'exigence de sécurité pour l'utilisateur. Dans un but d'un entretien minimal il a été décidé de renoncer à tous types d'équipements peu durables tels qu'appuis et joints. Aussi, la passerelle est du type intégral. Côté Ouest, la passerelle repose sur un banc d'appuis fondé sur micropieux faisant office de culée.

Côté école, pour des raisons architecturales, les appuis ponctuels de la passerelle sont décalés de 3,0 m. Ce décalage, outre le fait qu'il a passablement compliqué l'exécution de l'ouvrage, contribue à introduire de la torsion dans la poutre en CFUP. La solidarisation entre la passerelle et les culées est simplement réalisé à l'aide de barre en attente disposées dans les éléments d'extrémités en CFUP. La poutre en CFUP se compose de 12 éléments de 2'210 mm de longueur chacun. La section transversale de l'ouvrage est en forme d'auge et est constituée (Figures 3 à 5):

- de la dalle d'une largeur utile de 2,0 m qui est une « tôle » de 50 mm raidie par des nervures d'épaisseur de 90 mm, transversalement tous les 1'105 mm et longitudinalement, sous les parapets (largeur de 350 mm). Les nervures longitudinales permettent également le passage de la précontrainte. En rive, l'épaisseur de la dalle est portée à 140 mm (dalle pleine).
- de deux parapets identiques à âme ajourée de 1,0 m de hauteur et d'épaisseur de 50 mm. L'épaisseur de la main-courante est portée à 125 mm sur une hauteur de 200 mm, ce qui permet l'introduction du LED ainsi que de la précontrainte. Verticalement, des nervures de 50 mm d'épaisseur et 50 mm de largeur sont disposées tous les 2'210 mm.

Les ailes supérieures et inférieures des deux parapets contiennent des câbles de précontrainte rectilignes. Les deux éléments d'extrémité de la passerelle sont plus massifs (épaisseur de 140mm) pour l'introduction des forces d'ancrage des câbles de précontrainte et des réactions d'appui.

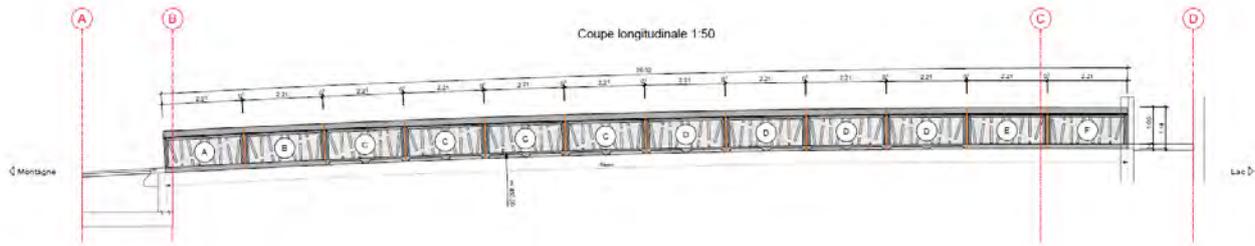


Fig.3 : Elévation de la poutre en CFUP armé et précontraint

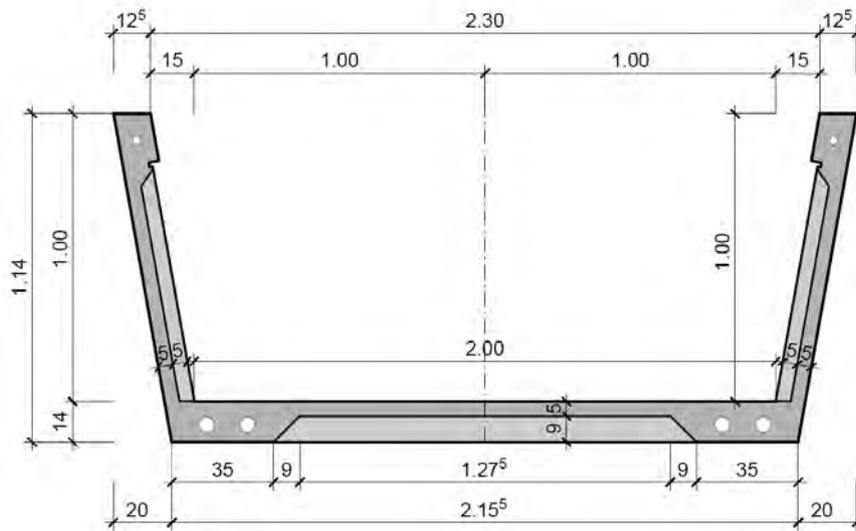


Fig. 4 : Coupe type

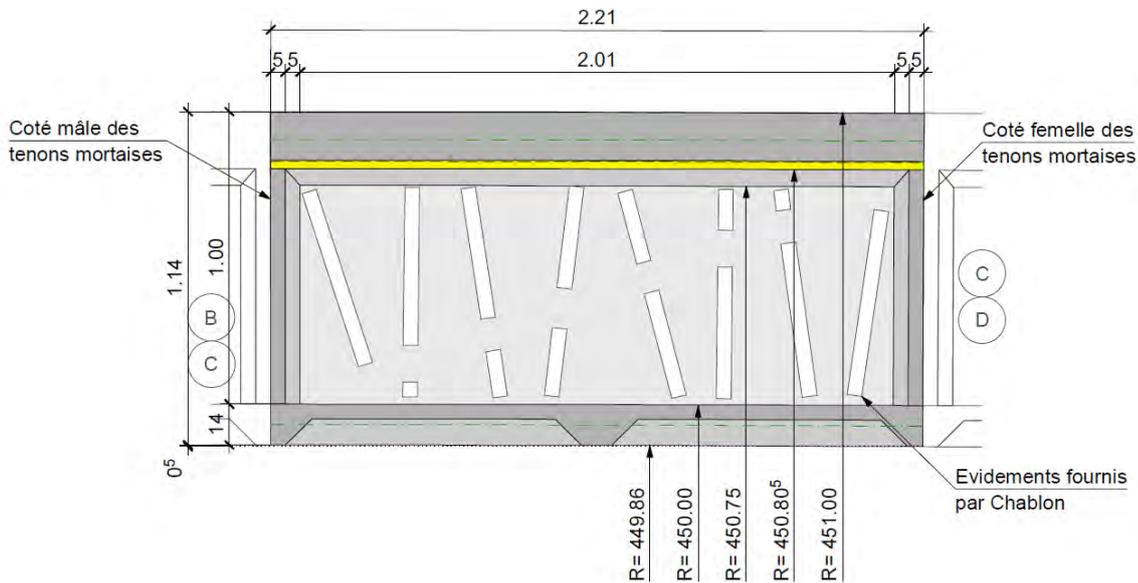


Fig. 5 : Elévation d'un élément

Le volume total de CFUP est de 9,6 m³ pour un poids total d'environ 24 to (un élément de travée pesant 1,8 to et un élément de bord 2,4 to). A titre indicatif, il a été disposé dans la passerelle 976 kg d'armature passive (env. 100 kg/m³ de CFUP).

2.4. Propriétés du CFUP utilisé

Le CFUP utilisé est le Ductal® fourni par l'entreprise LafargeHolcim, teinté par l'ajout de pigment en couleur anthracite pour obtenir un gris foncé, sans traitement thermique. Il s'agit d'un CFUP de la

sorte UA selon le Cahier Technique SIA 2052 [1]. Ses propriétés mécaniques sont données dans le Tableau 1.

Tableau 1 Propriétés mécaniques du Ductal données par le fournisseur

Propriétés	Valeur caractéristique
Résistance à la compression	150 - 180 MPa
Résistance à la traction	8 MPa
Module d'élasticité	50 GPa
Coefficient de Poisson	0.2
Masse volumique	25 kN/m ³
Eau / Liants	0.19 – 0.21
Fibres en acier	Taux/volume env. 3.1 %

3. Dimensionnement de la structure en CFUP

3.1. Bases

Le format de dimensionnement, y compris les exigences relatives à la sécurité structurale et l'aptitude au service, ainsi que les actions considérées ont été tirés des normes SIA 260 et SIA 261 [4, 5]. Les valeurs de dimensionnement des résistances des sections en CFUP ont été déterminées selon le Cahier Technique SIA 2052 [1]. La flèche due au fluage a été estimée selon l'article 4.3.3.3 du CT SIA 2052 [1]. Les valeurs de dimensionnement de la résistance de l'acier d'armature et de la précontrainte préconisés dans la norme SIA 262 [6] ont été considérés.

3.2. Précontrainte

La précontrainte a pour fonction d'assembler les éléments préfabriqués entre eux. Elle a été dimensionnée pour que la section ne soit pas décomprimée dans le sens longitudinal à l'état limite de service. La section est uniformément comprimée par 20MPa à l'état limite de service. A l'état limite ultime, la précontrainte agit comme armature longitudinale.

La précontrainte se compose de 16 câbles de précontrainte type Freyssinet 1T15S et 4T15S. Les têtes de précontrainte utilisées sont de dimensions réduites et ont spécialement été adaptées par Freyssinet.

3.3. Etat limite de service

La flèche maximale calculée à l'état limite de service est de 23,9 mm. Celle-ci est largement inférieure à la flèche admissible de 1/700 (37 mm) pour les critères d'aptitude au fonctionnement et aspect. La fréquence propre du premier mode de vibration vertical calculée est plus élevée que la borne supérieure des fréquences très sensibles aux vibrations.

3.4. Etat limite ultime

Les deux parapets avec l'âme ajourée inscrivent un treillis simple avec les bielles inclinées comprimées, les nervures verticales comme montants et les ailes supérieures et inférieures horizontales. La traction dans les montants est reprise par des barres d'armature de Ø12 et Ø14.

La transmission de l'effort tranchant entre les éléments préfabriqués se fait principalement grâce à la résine appliquée lors de l'assemblage des éléments entre eux. La force de frottement due à l'effort de précontrainte et un système tenon-mortaise, placé à sept endroits de la section et assurant un bon calage des éléments entre eux, contribuent également à la transmission de l'effort tranchant.

La vérification de la dalle dans le sens transversal a conduit à la disposition de quatre barres d'armature de Ø8 dans les nervures transversales de chaque élément.

4. Construction de la passerelle

4.1. Particularités

Les particularités de la construction de la structure en CFUP armé et précontraint ont été :

- la construction du moule en acier
- la mise en place de barres d'armature dans des sections fines et la garantie des épaisseurs d'enrobage
- la mise en place de la précontrainte (gainés et têtes d'ancrage) dans des sections fines et le maintien de la forme et de la position des gainés lors du coulage
- la bonne ouvrabilité du CFUP frais garantissant un remplissage uniforme du moule
- les essais de résistance en laboratoire et in situ
- l'assemblage et le montage de la passerelle.

4.2. Préfabrication en atelier

La structure en CFUP armé et précontraint a entièrement été préfabriquée en atelier. Ce procédé permettait de garantir la précision de fabrication nécessaire (± 1 mm) d'éléments relativement minces. Chaque élément de passerelle a été préfabriqué en un seul moule comprenant la dalle et les deux parapets (Fig. 6). Les moules de la passerelle étaient en acier avec, pour les ouvertures des âmes, une matrice en PVC. De la silicone a été utilisée pour arrondir les angles et garantir l'étanchéité de coffrage.

Les éléments incorporés dans les moules étaient : 6 gainés de précontrainte et leurs têtes à chaque extrémité, de l'armature passive, un rail pour LED, des réservations pour câble d'éclairage.

Environ $0,7$ m³ de CFUP étaient nécessaires pour un élément de travée et $0,9$ m³ pour un élément d'extrémité. Une seule gâchée était produite par élément qui était coulé en une fois. Pour chaque gâchée, des mesures de l'étalement et de la température ont été effectuées. En plus, des éprouvettes ont été confectionnées et des essais d'étalement ont été effectués avec du CFUP frais de chaque gâchée, afin de contrôler la conformité des caractéristiques mécaniques et rhéologiques du CFUP.



Fig. 6 : Coffrage métallique pour les éléments

Le coulage des éléments de la passerelle a été effectué à l'envers par rapport à l'orientation définitive des éléments. Cette solution permet de faciliter l'écoulement du CFUP frais et de garantir que les membrures supérieures (notamment la membrure comprenant le LED) ainsi que toutes les zones de l'âme de la passerelle soient bien remplies par le matériau. Ce mode de fabrication permet également d'intégrer facilement la matrice pour réaliser la surface de marche avec la rugosité exigée. Un contre-coffrage a été disposé en intrados de dalle pour mouler les nervures sous la dalle.

Les éléments ont été coulés les uns à la suite des autres en utilisant le système de joints conjugués entre deux pièces consécutives. Le rythme de réalisation des éléments était de l'ordre de deux pièces hebdomadairement (Fig. 7).



Fig. 7 : Manutention d'un élément après décoffrage

L'élément test réalisé a permis de constater, sur la main-courante, la présence de nombreuses fibres affleurant pouvant potentiellement être dangereuses pour les usagers. Afin de s'affranchir de ce problème, il a été décidé de couler le premier centimètre des éléments sans fibres.

4.3. Assemblage, transport et mise en place

Plutôt que de transporter au Bouveret élément par élément et de les assembler sur place, l'entreprise a pris l'option de réaliser l'assemblage en usine et de transporter la passerelle en une seule pièce (Fig. 8).



Fig. 8 : Assemblage de la passerelle en usine

La passerelle complète a fait l'objet d'un transport exceptionnel le 26 mai 2018 en journée. Le montage a été réalisé à l'aide de deux grues routière. Il a débuté le 26 mai à 22h00 (fermeture de la route) et a pris fin à 2h30 du matin (réouverture de la route). La mise en place a été réalisée avec précision et minutie. Les deux grues devaient être parfaitement synchronisées, chacun de l'une d'elle portant l'élément à l'une des extrémités. Une fois la passerelle en place, il a été immédiatement procédé à la solidarisation de celle-ci avec ses éléments d'appuis.



Fig. 9 : Montage de la passerelle au Bouveret

5. Coûts de construction

Les coûts de construction de la passerelle sont d'environ 240 000 CHF, répartis comme suit :

- Fabrication des éléments : 185'000 CHF
- Montage, transport, mise en place, y compris précontrainte : 55'000 CHF.

Rapporté au m² de chaussée, le montant (seulement pour la passerelle) est de 4'600 CHF.

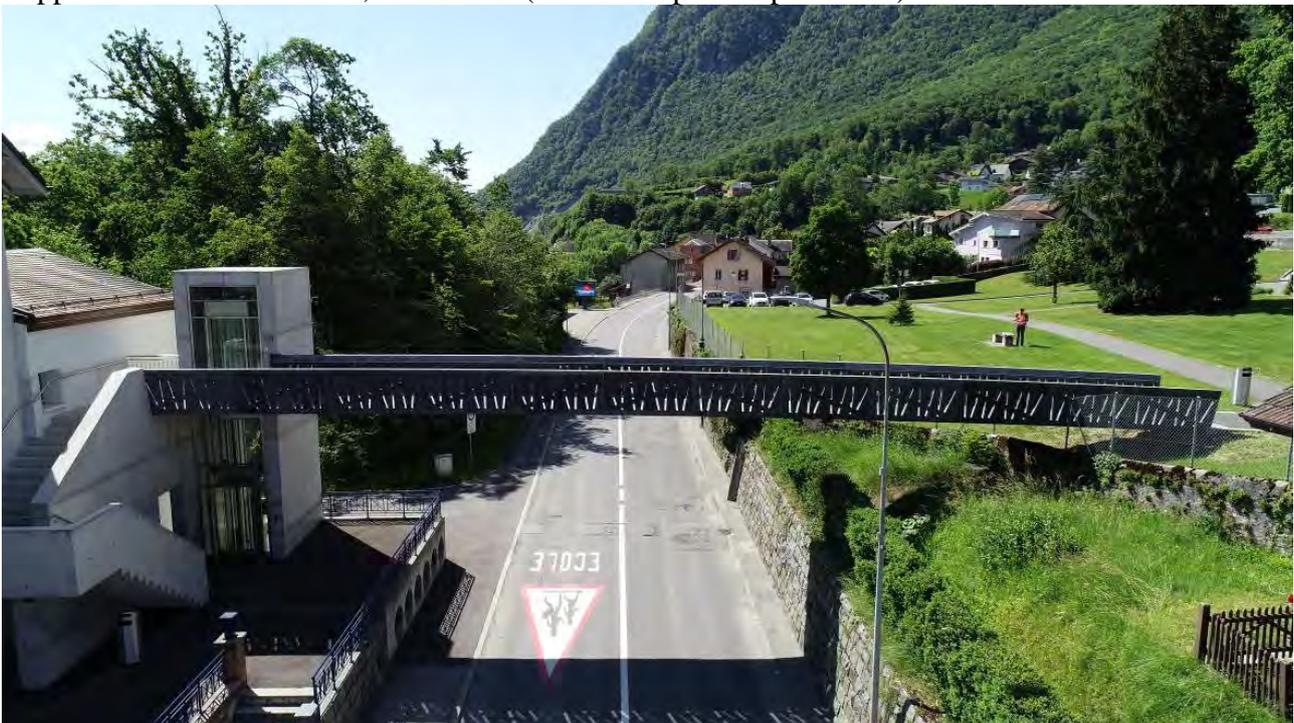


Fig. 10 : Vue de la passerelle

6. Références

- [1] “Cahier Technique SIA 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution”, 2016.
- [2] ROBYR D., GALRITO R., BRUEHWILER E., “Passerelle du Martinet en CFUP armé, 2^{ème} journée d'étude CFUP, Ecole d'ingénierie et d'architecture, Fribourg, 22.10.2015
- [3] Batimag No 10 (23 octobre 2014), “Les Bétons Fibrés Ultra-Performants, matériau du futur”, interview avec E. Brühwiler.
- [4] Norme Suisse SIA 261, “Actions sur les structures porteuses”, 2015.
- [5] Norme Suisse SIA 260, “Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses”, 2013.

- [6] Norme Suisse SIA 262, “Construction en béton”, 2013.
- [7] AFGC, UHPFRC 2013, « Designing and Building with UHPFRC: from innovation to large scale realizations » Proceedings, Marseille, 1 au 3.10.2013.

Assemblages de lames en BFUP dans l'agrandissement d'une villa à Savièse

Claude Raymond DUBUIS

Ing. ETS/Reg A/Expert SIA

HOLINGER SA

Sion, Valais, CH

Résumé

Le projet consistait à l'ajout de volumes et à la transformation en profondeur d'une villa sur l'adret au-dessus de la ville de Sion.

Le toit de l'extension, au rez supérieur, d'une surface de 14 m par 7 m, a été réalisé avec sept cadres en lames BFUP dans lesquelles, au centre de la portée, une poutraison en bois a été intercalée.

Au niveau du rez inférieur, un couvert, constitué de quatre lames BFUP, ombrage la belle terrasse de la demeure contemporaine.

La parcelle se situe sur un terrain escarpé et très difficile d'accès. Pour remédier à la problématique du transport (gabarit routier) et du montage (capacité de levage de la grue de chantier), les cadres ont été réalisés en 3 parties distinctes. Le présent article explique les différentes réflexions menées tout au long du projet, pour assembler, in situ, les éléments en BFUP.

Le projet a fait l'objet d'un mémoire, de master trinational, par M. Jean-René Tesser [1] au sein de notre bureau en 2015 sous la responsabilité de l'auteur de l'article de la conférence.

Mots-clés : BFUP, cadre, lame, assemblages, colle, ancrage.

1. Introduction

La parcelle se trouve sur une pente assez raide et l'accès au site est extrêmement difficile. Le premier point a été perçu comme une opportunité mais le second s'est avéré un défi logistique.

Les espaces de vie ont pris place au niveau du rez supérieur entre la partie existante et l'agrandissement. La pente du terrain a permis d'intégrer un rez inférieur qui donne l'accès à la piscine extérieure, aux jardins en terrasses, à un solarium avec whirlpool ainsi qu'à une grande pergola abritée. La vue est imprenable sur la vallée du Rhône.

L'emplacement précis de l'objet ne sera pas divulgué. La propriétaire désire garder l'anonymat et préserver sa sphère privée.



Fig. 1 Vue d'ensemble du projet

Le toit de l'extension est réalisé à l'aide de sept cadres en BFUP qui s'appuient au nord sur un mur et au sud sur un cadre en béton armé. Ces cadres sont espacés de 1.06 m entre lesquels une poutraison en bois vient s'intercaler. D'une longueur totale, à l'axe, de 18.31 m, le cadre a été coulé en usine en trois lames distinctes, pour faciliter le transport et la mise en place.

L'élançement géométrique vaut :

$$\lambda = \frac{l}{h} = 23.$$

Les assemblages suivants ont fait l'objet d'une attention toute particulière :

Liaison 1 – sommier BA/poteau ;

Liaison 2 – poteau/sommier.

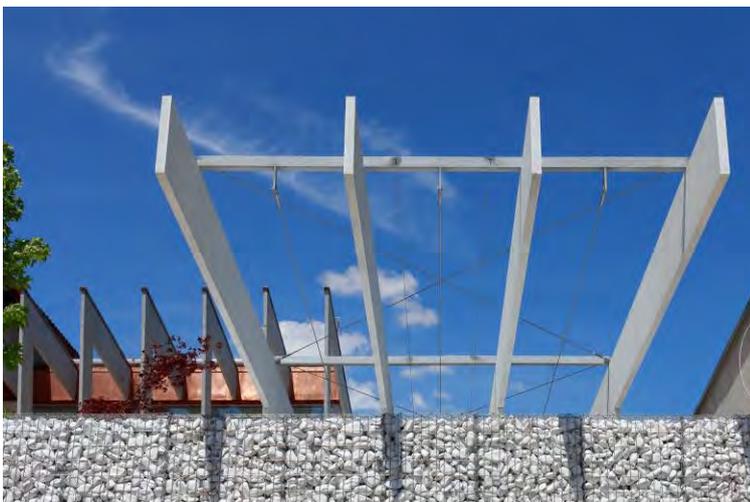


Fig. 2 Les lames de la pergola

Au rez inférieur, la terrasse a été recouverte de 4 lames en BFUP distantes de 1.17 m.

La longueur d'une lame est de 22.79 m et une hauteur de 550 mm. Chaque lame a été divisée en trois parties.

L'élançement géométrique vaut ici :

$$\lambda = \frac{l}{h} = 30.$$

L'assemblage suivant a fait lui aussi l'objet d'une attention particulière :

Liaison 3 – sommier/sommier.

L'assemblage entre deux éléments en BFUP reste délicat, d'une part par les faibles épaisseurs des éléments à relier entre eux (60 mm) et d'autre part par les caractéristiques élevées du BFUP qui s'apparentent quasiment à celles de l'acier.

La présentation explique les différents moyens projetés pour assembler, sur place, les lames en BFUP. La possibilité de couler les éléments sur place a été écartée rapidement. D'une part, en 2015, aucune centrale, dans le Valais-central, n'était à même de fournir un BFUP, d'autre part, les entreprises locales contactées appréhendaient travailler avec du BFUP – matériau encore largement inconnu alors.

Le choix de les préfabriquer en usine était apparu comme la solution la plus adéquate. Rester à maîtriser la manutention des éléments !

Ainsi, deux variantes, pour la mise en place des éléments préfabriqués ont été évaluées :

- 1) La pose des cadres entiers avec un hélicoptère et
- 2) La pose des éléments des cadres au camion-grue avec assemblage in-situ des lames entre-elles.

Une analyse comparative de prix pour la mise en place, à l'aide d'un hélicoptère du type Kamov KA 32 A12 et d'un camion grue de 60 tonnes type LTM 1060-3.1, a permis d'opter finalement pour la solution de décomposer les cadres en trois parties distinctes et de les poser avec un camion-grue. Elle est apparue rapidement la solution la plus économique. Les estimations sont données dans les tableaux 1 et 2, ci-après :

Tableau 1 Mise en place par hélicoptère

Source : Héliswiss International AG

Type d'appareil : Hélicoptère Kamov KA 32 A 12

Poids des lames	4 x 1,85 t ₀ et 7 x 1,3 t ₀
Poids total	16,5 t ₀
Temps de rotation	6 min
Temps de pose	10 min
Nombre de rotation	11
Temps de vol total	176 min

		Coût	Unité	Prix
Reconnaissance	Fr/1x jour de vol	550.00	1	550.00
Survol et installation	Fr/1x jour de vol	7'000.00	1	7'000.00
Transport	Fr/min	200.00	176	35'200.00
			Total	42'750.00

Soit 2600 Fr/tonne

Tableau 2 Mise en place par camion-grue

Source : Gyger Levages Sàrl

Type d'appareil : Camion-grue Liebherr 60 tonnes LTM 1060-3.1

Poids des éléments	0.5 t ₀
Nbre d'éléments	33
Temps de pose	17 h

		Coût	Unité	Prix
Levage	Fr/h	400.00	17	6'800.00
Déplacement	Fr/A-R	210.00	2	420.00
			Total	7'220.00

Soit 440 Fr/tonne

2. Carte d'identité du matériau

Tableau 3 Carte d'identité du matériau

Lames BFUP	
Type	Ductal® G2 FM AF STT
Classe d'exposition :	XC4, XF1
Diamètre maximal des granulats D_{sup} :	0.6 mm
Classe de teneur en chlorures :	0.10
Porosité à l'eau à 90 jours :	3.2 %
Masse volumique ρ_U [kg/m ³]	2'500
Teneur en air (air occlu)	3.3 %
Coefficient de fluage à 7 jours (cure 20°)	1
Résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{ck} [N/mm ²]	140
Valeur caractéristique de la limite d'élasticité en traction $f_{ctk,el}$ [N/mm ²]	8
Valeur moyenne du module de Young E_{cm} [N/mm ²]	56'000
Longueur des fibres L_f	14 mm
Volume des fibres d'acier	3 %
Enrobage	15 mm

La carte d'identité du BFUP a été établie conformément à la norme NF P18-470 « Bétons fibrés à ultra hautes performances – Spécification, performance, production et conformité » [2].

Le Ductal® est une marque déposée de LafargeHolcim.

Les différents éléments en BFUP ont été préfabriqués et coulés en usine par MFP Préfabrication SA à Marin (NE). Le BFUP possède une résistance intéressante à la traction et un comportement ductile grâce à l'apport de fibres métalliques ($D_{sup} = 0.6$ mm et $L_f = 14$ mm).

3. Dimensionnement sections BFUP

3.1. Vérification de la sécurité structural – ELU

Les enveloppes des efforts ont été déterminées à l'aide du logiciel STATIK de la maison Cubus AG. Le CT 2052 [3] était, en 2015, en consultation. Les valeurs de dimensionnement utilisées sont décrites dans [3], article 4.2.3.

Le calcul du moment résistant $M_{Rd, RU}$ a été déterminé selon la figure 7 de [3], pour une lame d'une hauteur de 450 mm, d'une épaisseur de 60 mm et avec 3 Φ 14 d'armature passive (taux 1,7 %) ; $M_{Rd, RU} = 92,3$ KNm. La part de moment reprise par les fibres métalliques est de 25 %.

La valeur du dimensionnement de la résistance à l'effort tranchant vaut selon (11) de [3] ;

$V_{Rd, U} = 160$ KN. Dans notre cas, la superposition de la résistance à l'effort tranchant du BFUP et celle de l'armature d'effort tranchant n'a pas été nécessaire.

3.2. Dimensionnement à l'état limite de service – ELS

Les sollicitations ont été déterminées avec un comportement élastique de la structure. La déformation, à l'état limite de service, a été fixée inférieure à $\varepsilon_{Ut} = 0,7$ ‰.

La flèche due au fluage a été estimée avec l'équation 7 [3]. Le fluage du BFUP est essentiellement influencé par l'âge de mise en charge ($t_0 = 4$ jours) ainsi que la durée ($t = \infty$) et l'intensité de la sollicitation.

On a constaté que le BFUP est moins soumis au phénomène du fluage et du retrait qu'un béton ordinaire. Dans notre exemple, la flèche théorique est deux fois moins importante et le facteur de fluage – ici 2,2 – est plus faible qu'un béton classique – usuellement 4.

3.3. Vérification à la stabilité de la structure

Selon [3], article 4.2.1.2, la défaillance par instabilité des structures ou de leurs éléments pourra être étudiée par analogie avec les méthodes de la construction métallique, selon la norme SIA 263 [4].

Le contrôle du déversement de la partie visible de l'angle poteau – poutre a été mené selon la formule 50 de SIA 263 [4].

4. Les assemblages

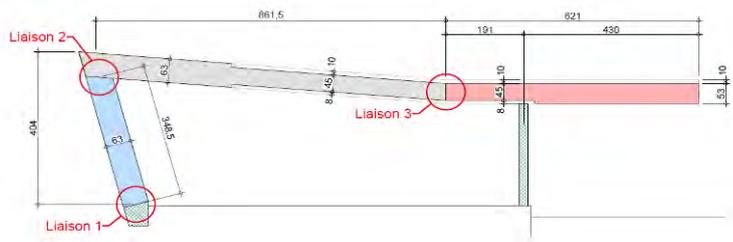


Fig. 3 Les différents assemblages des lames BFUP

Un protocole de montage extrêmement détaillé a été établi et signé par tous les intervenants pour maîtriser les dispositions constructives, le planning de la pose, la manutention des lames, les étapes de montage, l'étyage et la préparation des appuis glissants.

4.1. Liaison 1: sommier en BA/poteau BFUP



Fig. 4 Mise en place des poteaux

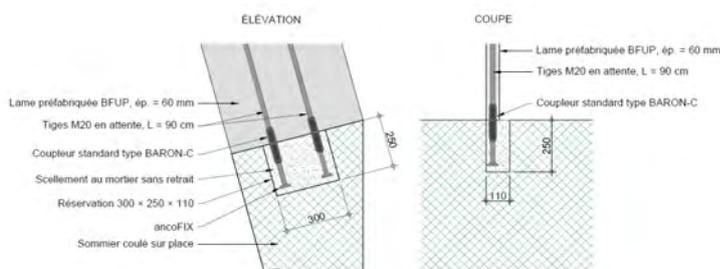


Fig. 5 Liaison sommier en BA et poteau en BFUP

Pour des raisons de manutention, le cadre a été décomposé en trois éléments distincts.

Les assemblages entre les différents éléments sont repris en détails aux chapitres 4.1 et suivants.

L'analyse structurale et le dimensionnement des assemblages ont été menés selon [3], [4] et [5].

Les lames BFUP reposent sur un cadre en béton qui a été bétonné sur place. Des réservations de mm 300/150/250 (L/l/h) ont été laissées dans la face supérieure du sommier du cadre.

Les armatures spéciales ancoFIX® ont été vissées aux tiges filetées en attente au pied du poteau avant sa mise en place dans la réservation.

Le scellement de la réservation à l'aide d'un mortier sans retrait s'effectue une fois que tous les éléments ont été posés, ajustés, contreventés et contrôlés.

Les surfaces de contact entre les lames préfabriquées ont été rendues rugueuses à la brosse métallique pour assurer une meilleure adhérence.

Les coupleurs d'armatures BARON®-C à haute performance de la maison Ancotech ont été utilisés pour la liaison des éléments. Le dimensionnement des ancrages a été mené selon [6].

Les éléments, une fois scellés, ne doivent plus être sollicités pendant 24 heures.

4.2. Liaison 2: poteau/sommier



Fig. 6 Mise en place du sommier par emboîtement dans le poteau

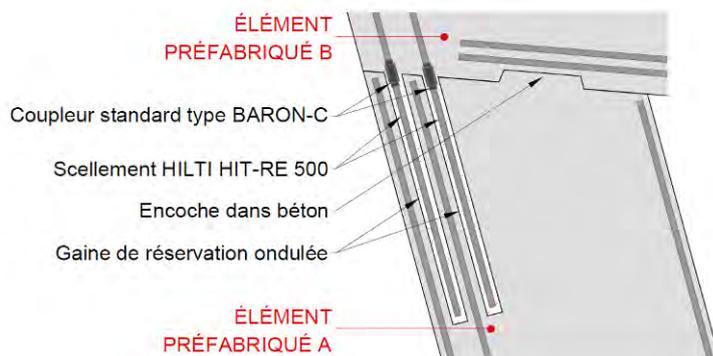
Cet assemblage, le plus visible, devait être réalisé avec soin.

Deux gaines torsadées, Φ mm 35, ont été disposées dans le poteau, lors du bétonnage en usine pour accueillir, sur place, les armatures de liaison du sommier.

Deux coupleurs type BARON[®]-C de la maison Ancotech ont été laissés en attentes sur la face inférieure du sommier.

Tous les éléments « femelle » des fixations ont été visés sur le chantier de manière à éviter des accrochages lors des multiples manutentions des lames entre la place de coulage à l'usine et la pose définitive in situ.

Un à un, les sommiers sont posés puis contreventés provisoirement. La mise en place des sommiers se fait au millimètre.



La fixation des armatures « mâle » de diamètre $\Phi = 20$ mm aux coupleurs a été effectuée avant la pose de l'élément B.

Avant de glisser les armatures, les gaines de réservation ont été remplies de scellement chimique type HILTI HIT-RE 500.

Fig. 7 Détail de l'assemblage poteau/sommier

Les faces de contact entre les éléments A et B sont collées avec une colle d'armature type Sikadur[®]-30.

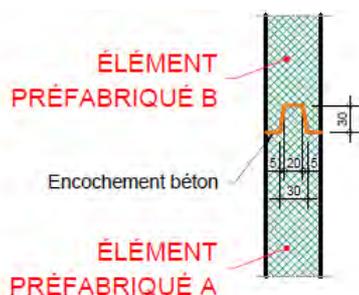


Fig. 8 Détail de l'encoche

Une encoche « mâle » a été prévue sur la face supérieure du poteau (élément A) pour permettre à l'encoche « femelle » du sommier longitudinal (élément B) de s'insérer aisément et ainsi d'aider le positionnement de l'éléments A avec l'élément B.

4.3. Liaison 3 : sommier/sommier (pergola)



Fig. 9 Liaison 3 : sommier/sommier - pergola

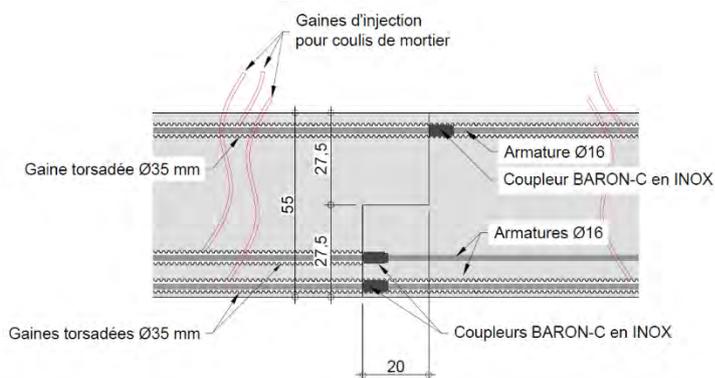


Fig. 10 Détail de l'assemblage sommier - sommier



Fig. 11 Vue d'ensemble de la pose des lames - pergola

Des plats en acier, type FLA, ont été disposés sur le platelage pour faciliter le ripage des lames.

Les faces de contact entre les deux lames ont été recouvertes avec une colle d'armature type Sikadur®-30.

Les trois barres d'armature de Φ mm 16 ont été disposées dans les gaines incorporées dans l'élément préfabriqué avant la mise en place.

Celles-ci ont été vissées au coupleur de la première lame posée. Puis, la lame a été ripée jusqu'en butée.

Une fois toutes les lames disposées, les gaines Φ mm 35, dans lesquelles sont placés les aciers d'armature Φ mm 16, ont été injectées avec du coulis de mortier.

Le platelage, les étais provisoires et les appuis glissants ont été démontés 7 jours après la dernière injection, après la prise du mortier sans retrait et du coulis d'injection.

La pose des lames BFUP au rez supérieur s'est faite en septembre 2015 et celles du rez inférieur en avril 2016.

Sur la base des factures finales de l'usine de préfabrication MFP Préfabrication SA à Marin (NE), du transport franco chantier, ainsi que les coûts relatifs aux diverses manutentions (déchargements et chargements) et enfin à la pose des lames in-situ, on a chiffré les coûts /m³ de BFUP suivants :

⇒ Le coût de la préfabrication des éléments en BFUP s'est élevé à 18'900 Fr/m³ et

⇒ Le transport franco chantier ainsi que la pose à 1'400 Fr/m³.

5. Discussion, conclusions

L'emploi du BFUP peut être judicieux lorsque l'on considère les aspects de l'esthétisme, de la durabilité et de son bilan énergétique.

Le BFUP est un matériau de construction moderne qui a le potentiel indéniable d'apporter une plus-value esthétique dans les constructions contemporaines.

Sa faible porosité est un gage de bonne durabilité comparé aux bétons classiques. Cela procure donc un avantage indéniable en termes de maintenance et de gêne à l'utilisateur lors des opérations d'entretiens.



Fig. 12 Vue d'ensemble du projet

Selon [5], le bilan énergétique à la construction est neutre par rapport à un ouvrage construit en béton classique. Ainsi, si l'on considère en plus – de la durée d'utilisation prolongée et de l'entretien réduit - la réduction de la durée du chantier, la diminution de section et l'économie de matériau (enrobage réduit, propriétés mécaniques accrues), on obtient bien un bilan écologique global très favorable.

Ainsi toujours selon [5], pour un bilan, la fourchette suivante peut être utilisée :

⇒ 950 – 1050 kg équivalent de CO₂/m³ de matériau mis en place.

6. Références

- [1] Travail de Master M. Tesser, juillet 2015
- [2] NF P18-470 « Bétons fibrés ultra hautes performances – Spécification, performance, production et conformité » 2013
- [3] CT 2052 SIA
- [4] SIA 263
- [5] AFGC, BFUP, Recommandations, juin 2013.
- [6] ETAG 001, Guide européen de dimensionnement d'ancrage pour chevilles métalliques dans le béton, EOTA, Bruxelles 1997
- [7] Cours "Vérification du BFUP aux ELS", Dr Prof. E. Brühwiler, 2015

Edité par / Herausgeber

Eugen Brühwiler
Cornelius Oesterlee
Dario Redaelli

ISBN 978-3-906878-07-2