



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

4ème Journée d'étude, 26 octobre 2023

COMPOSITE CIMENTAIRE FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT

concevoir, dimensionner, construire

4. Fachtagung, 26. Oktober 2023

ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERVERBUNDBAUSTOFF

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 2023, HEIA - FR
Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg

© Copyright 2023, BFH - AHB
Bernser Fachhochschule; Architektur, Holz, Bau
Institut für Holzbau, Tragwerke und Architektur
ISBN 978-3-906878-08-9



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



4ème Journée d'étude, 26 octobre 2023

COMPOSITE CIMENTAIRE FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT

concevoir, dimensionner, construire

4. Fachtagung, 26. Oktober 2023

ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERVERBUNDBAUSTOFF

entwerfen, bemessen, bauen

Edité par / Herausgeber

Eugen Brühwiler
Cornelius Oesterlee
Dario Redaelli

Partenaires / Partner

BETONSUISSE



Betonsuisse

www.betonsuisse.ch



Walo

www.walo.ch



A3 Betonpumpen

www.a3betonpumpen.ch



Fehr

www.fehrgroup.com



C - Design

www.cbeton.ch



Conctec Fiber

www.contecfiber.com/de



Element AG

www.element.ch



Vicat AG / Vigier Ciment

www.vicat.com

www.vigier-ciment.ch



Holcim

www.holcim.ch

Freyssinet

www.freyssinet.ch

Partenaires académiques / Akademische Partner



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

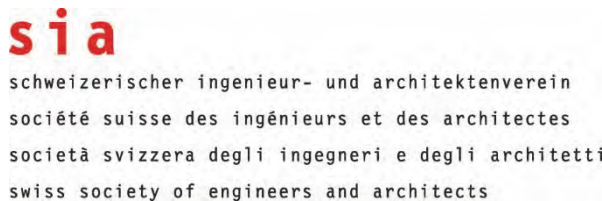


Ecole Polytechnique Fédérale de
Lausanne
www.epfl.ch



Berner Fachhochschule
www.bfh.ch

Patronage / Patronat



SIA
www.sia.ch



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



IVBH Schweizer Gruppe
AIPC Groupe Suisse
www.ivbh.ch

Remerciements

Les organisateurs remercient vivement Monsieur Baptiste Vincens, collaborateur scientifique au sein de l'Institut des Technologies de l'Environnement Construit (iTEC) de l'HEIA, et Monsieur Florian Kunz, étudiant de la BFH AHB pour leur engagement et leur collaboration à l'organisation de cette journée d'étude.

Avant-propos / Vorwort

Les composites cimentaires fibré ultraperformants (CFUP) sont utilisés dans la pratique en Suisse depuis vingt ans. Les applications comprennent avant tout la remise en état et le renforcement d'ouvrages existants en béton armé ou précontraint, où l'utilisation du CFUP permet de concevoir et mettre en œuvre des procédés de construction rationalisés, peu invasifs et économes. En outre, le CFUP est de plus en plus utilisé pour les nouvelles constructions, souvent en combinaison avec le béton, l'acier ou le bois dans des structures mixtes.

Cette quatrième journée d'étude a pour but de présenter des projets CFUP marquants réalisés ces dernières années et de partager des expériences concrètes d'élaboration de projets, dimensionnement et exécution. Les projets présentés permettront de démontrer le potentiel d'application de la technologie CFUP, en respectant les principes du développement durable. Les particularités du Cahier Technique SIA 2052 révisé seront également présentées.

Zementgebundene Ultra-Hochleistungs-Faserverbundbaustoffe (UHFB) werden in der Schweiz seit 20 Jahren in der Praxis eingesetzt. Die Anwendungen betreffen vor allem die Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Bauwerken aus Stahlbeton, die dank des hochwertigen UHFB wenig invasive, kostengünstige Eingriffe bei rationalisierten Bauvorgängen ermöglichen. UHFB wird vermehrt auch im Neubau eingesetzt, wo die Vorzüge der Betonbauweise und der Stahlbauweise ausgenutzt und kombiniert werden.

Diese vierte Fachtagung hat zum Ziel, besondere in den letzten Jahren ausgeführte UHFB-Projekte vorzustellen und Erfahrungen bezüglich Projektierung, Bemessung und Ausführung auszutauschen. Die ausgeführten Projekte zeigen das Anwendungs- und Entwicklungspotenzial der UHFB-Technologie auf, besonders auch in Bezug auf die Einhaltung der Grundsätze der Nachhaltigkeit. Ergänzend werden die wesentlichen Neuerungen des revidierten Merkblatts SIA 2052 vorgestellt.

Eugen Brühwiler

Cornelius Oesterlee

Dario Redaelli

Table de matières / Inhaltsverzeichnis

Brücken in Holz-UHFB Verbundbauweise	1
Edgar KÄLIN	
Renforcement et élargissement du pont de Ferpècle via un clavage des culées en CFUP armé	11
Numa BERTOLA Eugen BRÜHWILER Jean François FAVRE	
Remise en état de ponts sur la N5 avec du CFUP – Défis techniques et retours d’expérience	21
Pascal GUIGNARD Ngoc Thanh TRINH Ana SPASOJEVIC Adrian ROULET Joséphine VIVANT Ludwin REYES	
Réfection du Grand-Pont de Lausanne	33
Philippe MENETREY Guillaume FARGIER Sophie TSCHUMY	
Modernisierung Kanderbrücke Mülönen: Erhalt historischer Stahlbrücken dank vorfabrizierter, tragender UHFB-Fahrbahn	43
Jean-Pascal AMMANN Clà FANZUN Vincent KOERSCHGENS	
Un nouveau pont ferroviaire entièrement en CFUP – Pont de l’Aiguillon	53
Ngoc Thanh TRINH Eugen BRÜHWILER Enrique GARCIA Numa BERTOLA	
Pont de Taverne (TI) - Premier pont routier de Suisse intégralement en CFUP	63
Blaise FLEURY Laurent BOIRON Daniel HARDEGGER	
Passerelle préfabriquée en BFUP précontraint du Rosel à Martigny	75
Valentin FÜRST Vincent PELLISSIER Pierre LAURENCET	
Passerelle rouge sur la Venoge	87
Philippe MENÉTREY Olivier CHOLLET Hammad EL-JISR	
Grossprojekte mit UHFB in der Welt	97
Laurent BOIRON Daniel HARDEGGER	
Remplacement du Pont de Clarive – Nouveau pont préfabriqué en BFUP précontraint à St-Gingolph	105
Marius JORDAN Pierre LAURENCET	
Réfection du viaduc de Riddes	113
Lionel MOREILLON Claude BROQUET Guillaume FARGIER Philippe MENETREY Ivan RICHON	
Assainissement du pont sur la Dranse et la voie ferroviaire TMR au Châble	123
Pierre BRUCHEZ	
Tour Cèdre – Panneau Custom en CFUP	135
Laurent FEHR	
Ertüchtigung der Rippendecken eines historischen Gebäudes mit UHFB	143
Borja HERRAIZ Henar MARTÍN-SANZ	

Brücken in Holz-UHFB Verbundbauweise

Edgar KÄLIN

dipl. Ing. ETH/SIA

Ingenieurbüro Edgar Kälin AG,

Einsiedeln SZ

Zusammenfassung

Mit UHFB (zementgebundener Ultra-Hochleistungs-Faserverbund-Baustoff) steht ein Baustoff zur Verfügung, der neuartige und dauerhafte Holz-UHFB Verbundkonstruktionen ermöglicht. Dabei werden die Vorzüge des Leichtbaus und der Vorfabrikation hinsichtlich eines schnellen Bauvorgangs bei entsprechend kurzer Bauzeit ausgenutzt. Es werden unterhaltsarme Tragwerke mit günstigen Bau- und Unterhaltskosten erreicht. Tragwerke in Holz-UHFB Verbundbauweise können zuverlässig bemessen und in der geforderten Qualität ausgeführt werden. Holz-UHFB Verbundtragwerke nehmen pro Baustoffvolumeneinheit relativ viel Nutzlast auf. Somit trägt die UHFB-Bauweise mit einem reduzierten Ressourcenverbrauch zur Nachhaltigkeit bei. Das Skript beschreibt die grundlegenden Konzeptüberlegungen sowie Aspekte der Bauausführung anhand von bereits gebauten Brücken.

Keywords: UHFB, Holz, Verbundbau, Strassenbrücken, Fussgängerbrücken, Leichtbauweise

1. Einleitung

Im Zuge der aktuellen Diskussion über die Nachhaltigkeit im Bauwesen erhält die Holzbauweise eine sehr grosse Aufmerksamkeit in der Öffentlichkeit und in der Bauwelt. Schwachpunkt der Holzbauweise ist die ungenügende Dauerhaftigkeit, falls grundlegende Regeln der konstruktiven Durchbildung nicht beachtet und dadurch (vor allem geschnittene) Holzflächen einer Beanspruchung durch Wasser und Feuchtigkeit direkt ausgesetzt werden. Um diesen Schwachpunkt zu beheben, bietet sich der wasserdichte Baustoff UHFB an, der eingesetzt als «Dachfläche» die Holzkonstruktion vor direktem Wasserkontakt schützen kann.

Diese Ausgangslage führt zum Verbundbau, indem Holztragwerke mit Platten aus UHFB, die mit Betonstahlbewehrung versehen sind, kraftschlüssig verbunden werden, um so leistungsfähige, dauerhafte Tragwerke zu erhalten [1]. In Kombination mit anderen Hochleistungsbaustoffen wie UHFB und Stahl ergeben sich so für die Holzbauweise neuartige, dauerhafte Konstruktionen von hoher Leistungsfähigkeit. Traditionell ist die Verbundbauweise von Holz mit Beton, doch sind die Stahlbetonbauteile relativ schwer und, wenn exponiert mit Wasser und Tausalzen, nicht dauerhaft. Dieses Skript hat zum Ziel, die grundlegenden Entwurfsmerkmale der Holz-UHFB Verbundbauweise in Kapitel 2 zu beschreiben. Im Kapitel 3 werden zwei kürzlich gebaute Strassenbrücken und im Kapitel 4 zwei Fussgängerbrücken erläutert. Der Aufsatz schliesst mit Ausführungen über die Nachhaltigkeit im Kapitel 5 und Folgerungen ab.

2. Grundlegendes zum Entwurf gemäss SIA 2052 [2]

2.1. Konzept

Die Kombination einer UHFB-Fahrbahnplatte (bewehrt mit Betonstahlstäben) mit einem Haupttragssystem in Holzbauweise, üblicherweise bestehend aus mehreren parallel angeordneten Trägern oder einem Hohlkasten, hat folgendes Potential:

- Wegen der UHFB-Fahrbahnplatte, die etwa 3-mal leichter ist als eine Stahlbetonplatte, wird das Haupttragssystem ebenfalls leichter. Das Verhältnis von Nutzlasten zu Eigenlasten und damit die technische Leistungsfähigkeit nehmen entsprechend zu, und der Baustoffverbrauch reduziert sich.
- Die UHFB-Fahrbahnplatte ist im Gebrauchszustand auch unter Zugbeanspruchung im Bereich der Stützmomente rissfrei und erfüllt damit die Funktionen als Abdichtung und Witterungsschutz des unter der Platte sich befindenden Holztragwerks. Der gesamte UHFB-Querschnitt der Platte trägt zur Aufnahme des Stützmoments mit.
- Durch die Leichtbauweise kann der Bauvorgang vereinfacht und beschleunigt werden. Das Holz-Haupttragwerk und in vielen Fällen auch die UHFB-Fahrbahnplatte werden in vorgefertigten Teilen auf die Baustelle geliefert und können mit einem relativ leichten Kran montiert werden. Ziel des Montagevorgangs muss sein, ein aufwändiges Baugerüst zu vermeiden.
- Der kraftschlüssige Verbund wird vor Ort mit Frisch-UHFB unter Einsatz üblicher Verbundmittel der Holz-Beton Verbundbauweise hergestellt. Dieser Bauvorgang kann vorteilhaft sein besonders in schlecht zugänglichen Gegenden und in dicht bebauter Umgebung, wo kein Platz für Installationsflächen besteht und auch geringe Lärmemissionen eingehalten werden müssen.
- Die UHFB-Fahrbahnplatte kann auch als befahrbare Oberfläche hergestellt werden, sodass keine Asphaltbeläge mehr notwendig sind.

Dieses Potential muss gewinnbringend umgesetzt werden, um die Baukosten geringer zu halten als bei der traditionellen Holz-Beton-Verbundbauweise.

2.2. Typischer Holz–UHFB Verbundträger

Die Abbildung 1a zeigt den Querschnitt des Holz–UHFB Verbundträgers der Rigi-Brücke. Dieser Querschnitt basiert auf jenem der Gletschersandbrücke in Grindelwald, die 2018 von Emch+Berger entworfen wurde [3].

Der Querschnitt zeigt drei Brettschichtholzträger, die vorgefertigt und mit Schubverbindern versehen sind. Zwischen den montierten Hauptträgern werden 2- oder 3-schichtige Holzschalungselemente versetzt, die als Schalung für den vor Ort gegossenen UHFB dienen und in der Platte verbleiben. Zur Herstellung der UHFB-Kragplatten wird eine entsprechende Abschalung an den Aussenträgern befestigt. Die an den Aussenflächen der Aussenträger angebrachten Bretter dienen dem seitlichen Witterungsschutz des Holzes. Nach dem Verlegen der Betonstahlbewehrung für die Platte wird der UHFB eingebracht.

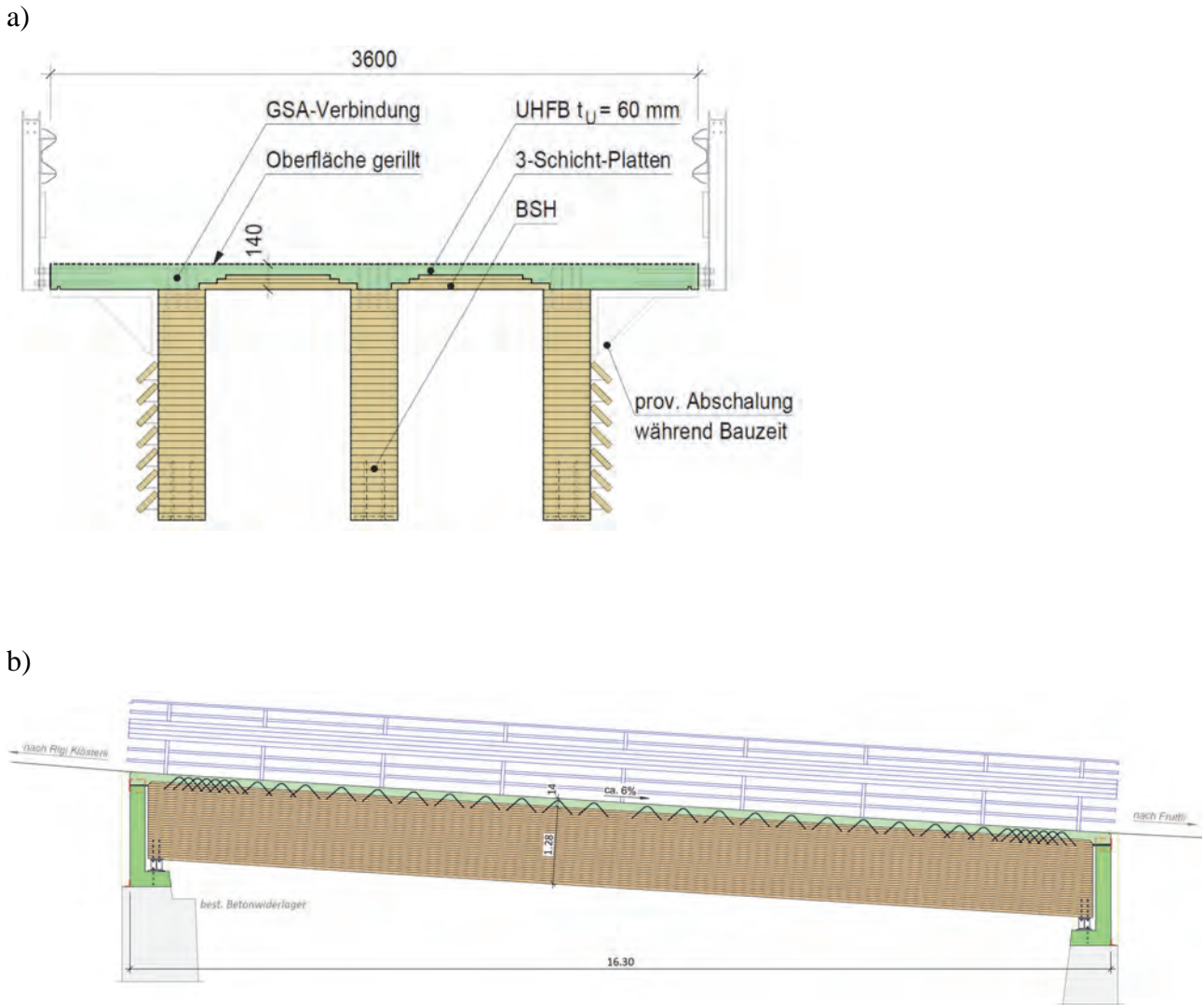


Abb. 1: Holz-UHFB-Verbundbaubrücke «Rigaa Brücke» (siehe Kapitel 3): a) Holz-UHFB Querschnitt, und b) Längsschnitt

Die Hauptträger an den Widerlagern ruhen auf HEB-Stahlprofilen. Quer zu den Trägern verklebte Gewindestangen (GSA®-Technologie) übertragen die Lagerkräfte über direkten Stahlkontakt in die Widerlager.

Im Verbundbereich auf der Holzträgeroberseite ist die UHFB-Schicht am stärksten, um die konzentrierte Beanspruchung der mit Epoxidkleber im Brettschichtholz verankerten Gewindestangen als Schubverbinder aufzunehmen. Die Verbundwirkung kann zusätzlich mit im Holzträger eingelassenen Kerben vergrössert werden. Die Schichtstärke der anderen Plattenbereiche wird entsprechend der Beanspruchung mit den als Schalungsboden dienenden Holzbretter stark reduziert.

Die UHFB-Fahrbahnplatte kann auch mit vorfabrizierten Elementen hergestellt werden. Die Fugen zwischen den Elementen und die Aussparungen zur Herstellung der Verbundwirkung zwischen den Holzträgern und UHFB-Platte werden dabei vor Ort mit UHFB kraftschlüssig und wasserdicht gemäss den Konstruktionsprinzipien gemäss Figur 11 in [2] verschlossen.

Die rutschfeste Oberfläche kann dabei z.B. mit einem Belag aus UHFB-Splitt-Matrix hergestellt werden. Damit kann eine optisch bessere Einpassung erreicht werden, indem beispielsweise ein fließender Übergang von der Brücke zu einem mit Kiesbelag versehenen Forst-, Landwirtschafts- oder Wanderweg geschaffen wird.

2.3. UHFB-Platte

Für den Bau der nachfolgend beschriebenen Brücken wurde UHFB der Sorte UB gemäss [2], somit eine UHFB Sorte mit einem ausgeprägten Verfestigungsverhalten unter Zugspannungen, verwendet. Der Entwurf der Fahrbahnplatte aus UHFB (mit Bewehrungsstäben aus Stahl) hat zum Ziel, eine möglichst leichte Platte zu erhalten.

Die Bemessung der UHFB-Platte und den darin enthaltenden Bewehrungsstäben erfolgt unter Verwendung der Widerstandsmodelle gemäss SIA 2052 und bietet keine Besonderheiten. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss nachgewiesen werden, dass die maximale Dehnung unter Zugbeanspruchung kleiner ist als 1,0‰, um die erforderliche Wasserdichtigkeit zum Schutz der unter der UHFB-Platte liegenden Holzkonstruktion zu gewährleisten.

2.4. Verbund zwischen Holzträger und UHFB-Platte

Als Verbundmittel zwischen den Brettschichtholzträgern und der Brückenplatte hat sich der Schubverbund des Systems GSA®-HBV bewährt. Denn aufgrund seiner hohen Leistungsfähigkeit und Duktilität ist das GSA-HBV-Verbundsystem ideal für die Verbindung mit dem hochfesten UHFB geeignet. Die GSA®-Technologie basiert auf im Holz eingeklebten Gewindestangen oder beim HBV-System auf eingeklebtem Bewehrungsstahl.

Die Verbindung wird derart ausgebildet und bemessen, dass die Bewehrungsstäbe im Bruchzustand duktil versagen. Dadurch werden verformungsarme Versagensarten des Holzes oder des Klebers ausgeschlossen. Durch die hohe Steifigkeit entsteht eine nahezu starre Verbindung mit hoher Bruchfestigkeit. Im Bruchversuch verhält sich die GSA-HBV Verbindung gemäss Abbildung 2 sehr duktil und verteilt so den Schubfluss zuverlässig auf alle Verbinder. Das Tragverhalten dieses effizienten Verbunds entspricht dem Tragvermögen der hochwertigen Einzelmaterialien Holz und UHFB, was letztendlich ein vorteilhaftes Gesamtragsystem ergibt.

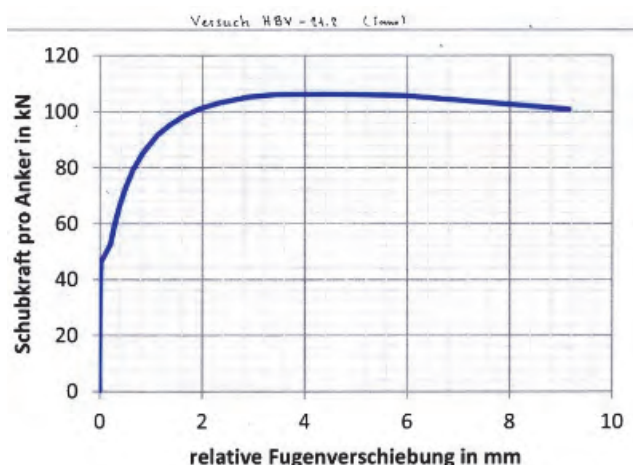


Abb. 2: Diagramm der gemessenen Schubkraft und relativen Fugenverschiebung pro Verbundanker des GSA®-HBV Verbunds gemäss Angaben der neue Holzbau AG

3. Fruttli- und Rigi-Strassenbrücken

In den Jahren 2020 und 2021 mussten zwei Betonbrücken am Fusse der Rigi ersetzt werden. Die Fruttli-Brücke und die Rigi-Brücke sind Teil der Zufahrtsstrasse ins Rigi-Gebiet. Über diese wichtige Güterverkehrsstrasse werden sämtliche Holz- und Gütertransporte abgewickelt. Der Ersatzneubau war aufgrund der starken Schäden der vorherigen Stahlbetonkonstruktion notwendig.

Zwei Ingenieurbüros erarbeiteten Varianten für den Ersatz der 10 m und 16 m langen, als einfache Balken ausgebildete Brücken: ein Projekt in traditionellem Stahlbetonbau und ein Projekt in Holz-UHFB Verbundbauweise. Aufgrund der geringeren Kosten, der kürzeren Bauzeit und der vorteilhaften ökologischer Aspekte fiel die Entscheidung auf die Holz-UHFB Verbundbauweise (Abbildung 3 und 4). Die neuen Brücken mussten für den gesetzlich zugelassenen Strassenverkehr d.h. Lastwagen von 40 Tonnen, bemessen werden.

Nach vorbereitenden Arbeiten an den Widerlagern wurde der gesamte Brückenüberbau innerhalb einer Woche errichtet. Nach weiteren 4 Tagen war die neue Brücke für den Verkehr freigegeben.



Abb. 3: Fruttlibrücke, Goldau SZ



Abb. 4: Rigiaa-Brücke, Goldau SZ

Der Querschnitt der beiden Brücken besteht aus Brettschichtholzträgern als Hauptträger, die mit einer vor Ort gegossenen UHFB-Platte mit Hilfe von Verbundmittel kraftschlüssig verbunden wurden. Die Träger wurden auf HEB-Träger aufgesetzt, die auf den Widerlagern montiert waren. Auf den äussersten Trägern war bereits eine Schalung zum Giessen der Brückenplatte aus UHFB vormontiert. Die Schalung zwischen den Holzträgern wurde durch übereinandergelegte 3-Schicht-Platten gebildet, die als „verlorene“ Schalung im Tragwerk verbleiben.

Um das Holz vor Witterungseinflüssen zu schützen, ragt die Brückenplatte über die äussersten Balken hinaus. Bei der Fruttlibrücke reicht die Auskragung aus, um bei einem angenommenen Schlagregenwinkel von 30° eine direkte Verwitterung des Holzes zu verhindern. Bei der Rigiaa-Brücke wurden die Holzträger zusätzlich durch eine Verschalung aus sägerohen Brettern geschützt. Für den Schutz während der Bauphase sorgte die werkseitig aufgetragene Feuchtigkeitsschutzbeschichtung. Diese Maßnahmen schützen das Holz und sorgen für eine lange Dauerhaftigkeit.

Die vor Ort gegossene UHFB-Platte mit einer Dicke von 85 mm bis 140 mm ist direkt befahrbar. Die Platte dient während der gesamten Nutzungsdauer als Abdichtung und durch die Auskragungen auch als Witterungsschutz für die Holzbalken.

Um die Rutschfestigkeit der Fahrbahnoberfläche zu erhöhen, wurden für die Fruttlibrücke Längsrillen in die Oberfläche der UHFB-Platte eingefräst. Die im UHFB enthaltenen Stahlfasern, die durch das Fräsen freigelegt wurden, konnten anschließend abgeflämmt werden, was zum gewünschten Ergebnis führte.

Im Gegensatz dazu wurde für die Rigiaa-Brücke eine zweischichtige UHFB-Platte mit der gleichen Gesamtdicke wie für die Fruttli-Brücke gewählt. Auf die erste, dickere Schicht aus herkömmlichem UHFB mit Stahlfasern wurde eine zweite Schicht aus einer Mischung, bestehend aus UHFB-Matrix und Splitt, gegossen.

Bau der Fruttlibrücke im Jahr 2020:



Abb. 5: Fruttlibrücke: a) Montage der Holzträger, b) Verlegen der Betonstahlbewehrung, c) Einbau des UHFB, d) Glätten der UHFB Plattenoberfläche, e) Abflämmen der vorstehenden Fasern, f) Untersicht der Brücke

Bau der Rigiaa-Brücke im Jahr 2021:

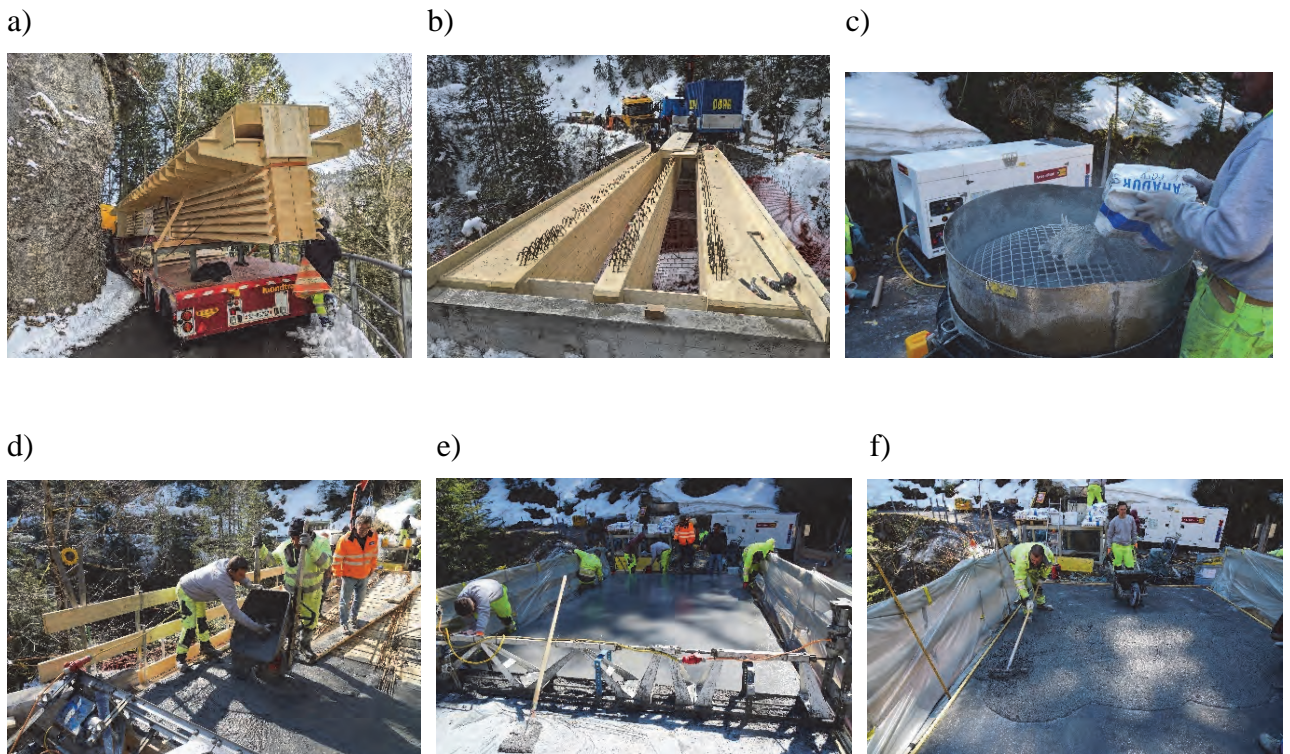


Abb. 6: Rigiaa-Brücke: a) Transport der beiden äusseren Träger mit provisorischer Abschalung, b) fertig montierte Holzträger, c) Mischen des UHFB, d) Einbau des UHFB, e) Abziehen und Glätten der UHFB-Platte, f) Einbau der „Schlämme“ bestehend aus UHFB-Matrix und Splitt

4. Zwei Fussgängerbrücken in Holz-UHFB Verbundbauweise

4.1. Holzbrücke Obere Allmeind Einsiedeln

Diese Fussgängerbrücke führt über den Fluss „Alp“ in Einsiedeln und verbindet neue Wohnquartiere (Abbildungen 7 und 8).



Abb. 7: Fussgängerbrücke Obere Allmeind

Der Brückenträger ist als einfacher Balken mit U-Querschnitt und einer Spannweite von 18.6 m konzipiert. Die beiden Holzträger sind mit Verschalung als Witterungsschutz versehen und mit einem Trägerrost in Stahlbauweise miteinander verbunden. Auf diesen Trägerrost sind vorfabrizierte Platten aus UHFB mit einer rutschfesten Oberfläche, die mit einer Schalungseinlage hergestellt wurde, befestigt. Die UHFB-Platten sind im Querschnitt nicht mitttragend. Es handelt sich somit nicht um eine eigentliche Holz-UHFB Verbundkonstruktion.



Abb. 8: Draufsicht auf die UHFB-Gehwegplatten mit seitlichen, verschalten Holzträgern und Lichtband unter dem Handlauf zur Beleuchtung der Gehwegfläche

4.2. Stauffacher-Brücke Steinen

Bei dieser Fussgängerbrücke über die Steiner Aa handelt es sich um ein Projekt, welches 2024 ausgeführt werden wird (Abbildung 9). Der als einfacher Balken konzipierte Brückenträger hat eine Spannweite von 21.6 Metern.

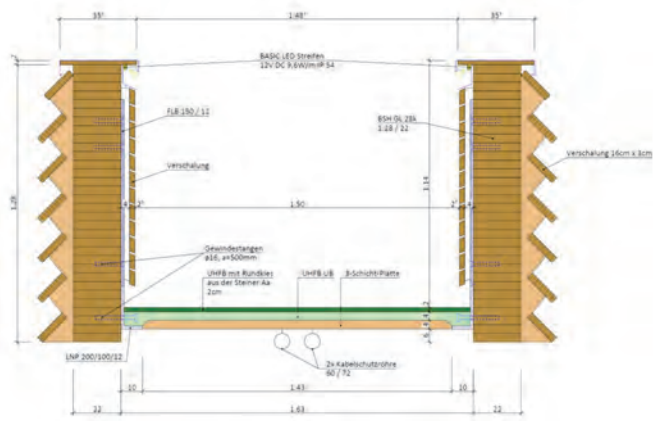


Abb. 9: Projekt der Stauffacher-Brücke: Visualisierung (links) und U-Querschnitt (rechts)

Der U-Querschnitt ist zusammengesetzt aus zwei Brettschichtträgern als Hauptträger, an denen über Stahlbänder die Gehwegplatte in UHFB angehängt ist. Die UHFB-Platte wird in zwei Etappen erstellt: zunächst wird die 40 mm dicke, tragende UHFB-Schicht auf eine 3-schichtige Holzplatte gegossen und mit den Stahlaufhängungen mit Hilfe von Verbunddübeln verankert. In der zweiten Phase wird eine Schlämme bestehend aus einem Gemisch von UHFB-Matrix und Kies aufgetragen, um den rutschfesten Gehwegbelag zu erhalten.

5. Nachhaltigkeit

Hinsichtlich des Ausstosses von Treibhausgasen und des Ressourcenverbrauchs ist die Holz-UHFB Verbundbauweise vorteilhaft gegenüber der traditionellen Stahlbetonbauweise. Auch im Vergleich zu einem UHFB-Tragwerk ergeben sich kleine Vorteile, wie die folgende Grafik gemäss [4].

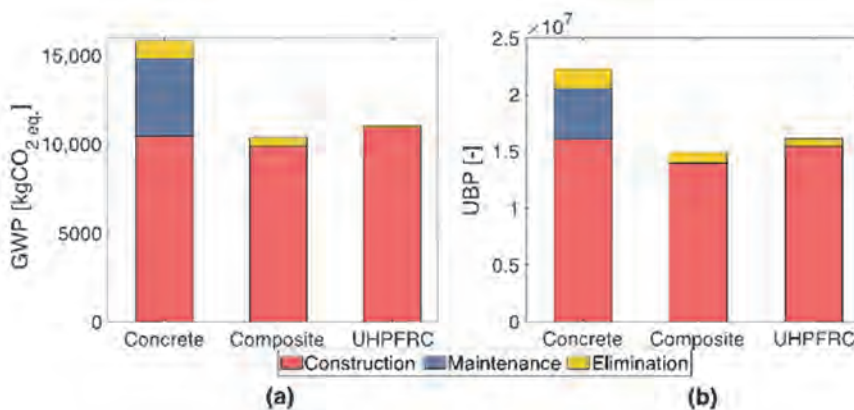


Abb. 10: Umweltauswirkungen von Brückenkonstruktionen über die gesamte Nutzungsdauer, einschliesslich Bau, Unterhalt und Rückbau: (a) Ausstoss von Treibhausgasen (CO₂ Äquivalente), und (b) Ökologische Knappheit (UBP-Punkte), gemäss [4]. (Concrete = Stahlbeton; Composite = Holz-UHFB Verbund; UHPFRC = UHFB)

Durch den Einsatz einer umweltfreundlicheren UHFB-Mischung kann die Ökobilanz künftig noch deutlich verbessert werden. Kürzlich wurde an der EPFL eine umweltfreundliche UHFB-Mischung entwickelt, bei der zwei Verbesserungen gegenüber der Standardmischung vorgenommen wurden [5]. Zunächst werden Stahlfasern durch Kunststoff-Fasern mit hohem Elastizitätsmodul ersetzt. Zweitens wird ein Teil des Klinkers durch Kalksteinfüllstoffe ersetzt.

Bei kleineren Spannweiten und geringeren Belastungen kann auch der Einsatz von Schnittholz an Stelle von Brettschichtholz die Ökobilanz weiter verbessern.

6. Folgerungen

Mit dem UHFB steht ein neuartiger Baustoff zur Verfügung, der neuartige, dauerhafte Holz-UHFB Verbundkonstruktionen ermöglicht. Dabei werden die Vorzüge des Leichtbaus und der Vorfabrikation auf einen schnellen Bauvorgang bei entsprechend kurzer Bauzeit ausgenutzt. Es werden unterhaltsarme Tragwerke mit vorteilhaften Bau- und Unterhaltskosten und einer sehr einfachen Konstruktion erhalten.

Tragwerke in Holz–UHFB Verbundbauweise können zuverlässig bemessen und in der geforderten Qualität ausgeführt werden. Holz–UHFB Verbundtragwerke nehmen pro Baustoffvolumeneinheit relativ viel Nutzlast auf. Somit trägt die UHFB-Bauweise mit einem reduzierten Ressourcenverbrauch zur Nachhaltigkeit bei.

Holz – UHFB Verbundbrücken bieten sich zunächst im Forst- und Landwirtschaftsbereich an. Ein weiteres Potential besteht im Bereich von Brücken für den Langsamverkehr oder für Überführungen über Strasse und Bahn.

7. Literaturhinweise

- [1] BRÜHWILER E., *Nachhaltigkeit im Fokus neuer Baustoffe: Holz ein idealer Partner für Zement und Stahl*, Vortrag am Parlamentarier-Anlass der Parlamentarischen Gruppe Wald und Holz und der Lignum – Holzwirtschaft Schweiz, Bern, 6. Dezember 2022.
- [2] SIA-Merkblatt 2052/2016, Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung
- [3] BERCHTOLD M.-A., HEMMI A., LAUBER G., *Neubau Gletschersandbrücke in Grindelwald*, Tagungsband der 3. UHFB-Tagung, Fribourg 24. Oktober 2019, S. 145-150.
- [4] BERTOLA N., KÜPFER C., KÄLIN E., BRÜHWILER E., Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC, Sustainability, *Special Issue "Prefabricated Bridge Elements and Connections: To-wards Sustainability in Bridge Construction"*, 2021.
- [5] HAJIESMAEILI A., DENARIE E., *Next Generation UHPFRC for Sustainable Structural Applications*. In Proceedings of the DSCS 2018: 2nd International Workshop on Durability and Sustainability of Concrete Structures, Moscow, Russia, 6–7 June 2018.

Danksagung: Der Autor bedankt sich bei Prof. Eugen Brühwiler für die Hilfe bei der Bearbeitung dieses Aufsatzes.

Renforcement et élargissement du Pont de Ferpècle via un clavage des culées en CFUP armé

Numa BERTOLA

Postdoctorant

Laboratoire de maintenance,
construction et sécurité des
ouvrages

Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne
(EPFL)

Lausanne, VD, Suisse

Eugen BRÜHWILER

Professeur ordinaire

Laboratoire de maintenance,
construction et sécurité des
ouvrages

Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne
(EPFL)

Lausanne, VD, Suisse

Jean-François FAVRE

Directeur

Guillaume Favre Ingénieurs
SA

Sion, VS, Suisse

Résumé

Le Pont de Ferpècle, situé aux Haudères (Valais, Suisse), est un des premiers ponts en béton précontraint de Suisse. Datant de 1958 et construit par l'ingénieur Pierre Tremblet, l'ouvrage est constitué d'une poutre simple avec une portée de 34.5 mètres qui repose sur des culées sous forme de piliers en béton armé. La chaussée actuelle faisant 5.3 mètres, il a été jugé nécessaire de l'élargir à 7.9 mètres. Ainsi, le pont qui est en bon état, nécessite une intervention de renforcement pour permettre cet élargissement. Afin d'augmenter sa capacité portante tout en élargissant la chaussée, une intervention au CFUP armé est réalisée. La solution innovante proposée est un clavage monolithique des culées au CFUP armé afin de modifier le système statique pour obtenir un semi-cadre et de réduire ainsi les sollicitations en travée de la poutre. Cet article présente la conception et le dimensionnement de cette intervention qui permet d'augmenter significativement la capacité portante de l'ouvrage malgré l'élargissement, grâce à une utilisation judicieuse du CFUP armé.

Mots clés : Composite Cimentaire Fibré Ultra-Performant, CFUP armé, pont existant, béton armé précontraint, UHPFRC, UHPC

1 Introduction

Le composite cimentaire fibré ultra performant (CFUP) est utilisé dans les structures du monde entier depuis plus de vingt ans [1]. Le CFUP est généralement constitué d'un mélange de ciment, de particules fines (habituellement d'une taille maximale de 1 mm), d'eau, d'adjuvants, d'additifs et d'une grande quantité de fibres d'acier courtes et élançées [2]. Les fibres d'acier représentent au moins 3% du volume du matériau [3], lui procurant des propriétés mécaniques spécifiques ainsi qu'une grande durabilité dû à son imperméabilité à l'état de service.

Les propriétés mécaniques du CFUP sont résumées par Brühwiler [4]. Le CFUP possède des propriétés mécaniques importantes, tant en termes de résistance à la traction (jusqu'à une valeur caractéristique maximale de 16 MPa) que de résistance à la compression (jusqu'à une valeur caractéristique maximale de 150 MPa). Le module d'élasticité est de 45 à 50 GPa, et le matériau a un comportement écrouissant en traction avec une déformation plus grande que 2%. La résistance à la traction est considérablement améliorée par l'ajout de barres d'armature (CFUP armé), à l'instar des structures en béton armé [5]. Le cahier technique SIA 2052 [6] permet de dimensionner des éléments en CFUP et CFUP armé, ainsi que les éléments composés béton armé-CFUP armé.

Avec plus de 350 projets avec utilisations du CFUP armé, la Suisse est précurseur dans l'utilisation de ce matériau à la fois pour la construction de nouvelles structures ou pour le renforcement de structures existantes [7, 8]. Le CFUP armé a été utilisé à de nombreuses reprises pour améliorer la capacité portante de ponts existants comme pour les Viaduc de Chillon [9], le Pont de Guillermaux [10] ou plus récemment le Viaduc de Riddes [11].

Le renforcement typique de ce type de viaduc est présenté à la Figure 1. Ce renforcement comporte principalement une couche de CFUP (entre 50 et 120 mm) coulée sur le tablier du pont. Dans les zones sur appuis, ce renforcement inclut également des barres d'armatures afin d'augmenter de manière significative la capacité portante par une redistribution des résistance ultimes à la flexion à l'Etat Limite Ultime (ELU). Transversalement, le renforcement comporte également une nappe d'armature afin d'améliorer la capacité portante et de mieux répartir les efforts.

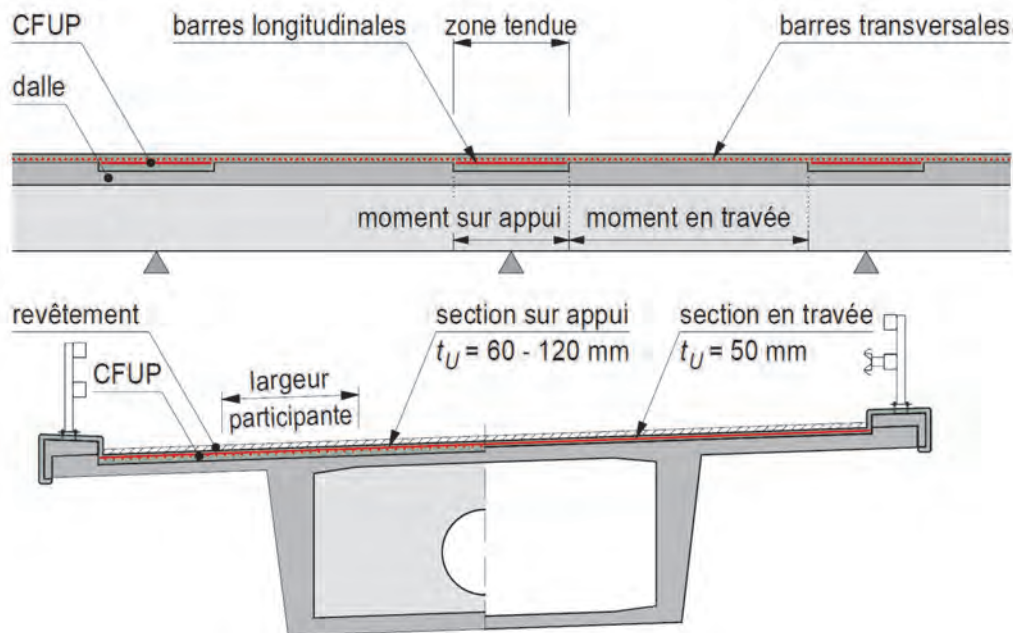


Fig. 1 Concept de renforcement typique de structures existantes, tiré de la Documentation OFROU 82022 CFUP [14]

Cet article présente une nouvelle application du CFUP armé pour le renforcement d'un pont en béton armé précontraint de 1958. L'intervention comporte un élargissement de la dalle de roulement de 5.3 m à 7.9 m (+50%) afin de répondre aux exigences du futur trafic routier. L'idée du renforcement vise un changement du système statique via le clavage des culées. Cette intervention élégante permet de renforcer de manière significative la structure porteuse grâce à une utilisation parcimonieuse du CFUP armé, tout en préservant largement la structure existante.

2 Évaluation de la structure existante

2.1 Présentation de l'ouvrage

Le Pont sur la Borgne de Ferpèche est une structure bipoutre (section en TT) en béton armé précontraint situé aux Haudères (VS). Le système statique est une poutre simple d'une portée de 34.5 mètres, posée sur des culées avec des murs latéraux d'une longueur d'environ 7 mètres (Fig. 2). La longueur totale de l'ouvrage est environ 50 mètres. Avec une hauteur de poutre de 1.75 mètre, l'élançement de 1/20 est audacieux pour une poutre simple. L'inspection visuelle de l'ouvrage via l'approche risque [12] a démontré que l'ouvrage était en état « satisfaisant » (note de 2 sur 5).

Le pont a été construit en 1958 selon les plans établis par le bureau d'ingénieurs B.Deléglise – P.Tremblet à Sion. L'ingénieur Pierre Tremblet a réalisé plusieurs ponts remarquables en béton précontraint en Valais, p.ex. le Pont St-Michel à Stalden. Pierre Tremblet avait repris le bureau d'ingénieur de Robert Maillart à Genève, pour devenir le bureau Tremblet, aujourd'hui T Groupe à Genève.

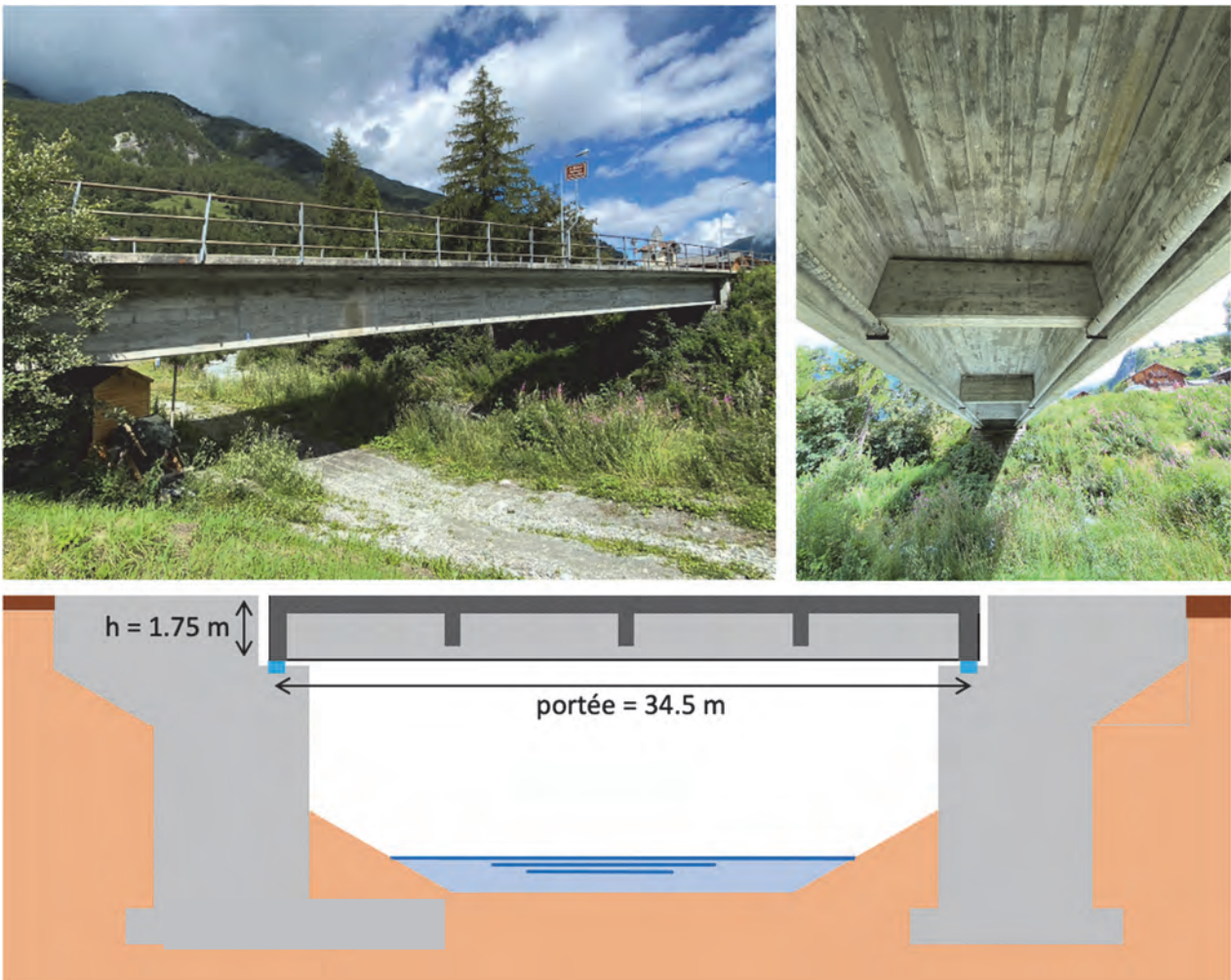


Fig. 2 : Présentation du Pont de Ferpeclé

2.2 Base du projet

La structure du pont a été examinée selon la norme SIA 269 [13]. Comme la largeur de la chaussée est uniquement de 5.3 m, une seule voie de circulation est considérée avec les charges suivantes :

$$Q_{k1,act} = Q_{k1} \cdot \alpha_{Q1,act} = 0.7 \cdot 300 = 210 \text{ kN} \quad (1)$$

$$q_{k1,act} = q_{k1} \cdot \alpha_{q1,act} = 0.4 \cdot 9 = 3.6 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

La situation d'examen pour la sécurité structurale est la suivante :

$$E_d = E\{\gamma_G \cdot G_k; \gamma_G \cdot Q_{k1}; \gamma_P \cdot P_k\}, \text{ avec : } \gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 1.5, \gamma_P = 1.0. \quad (3)$$

Le poids du revêtement bitumineux et des barrières est considéré comme surcharge permanente.

Concernant la résistance des matériaux, un béton de classe C45/55 (actualisé depuis le C30/37 requis à la construction de l'ouvrage) a été admis sur la base d'essais non-destructifs. La résistance des aciers d'armature « Box-Tor-Caron » a été admise à $f_{sd} = 300 \text{ MPa}$. Concernant les barres précontraintes, une résistance ultime $f_{pd} = 730 \text{ MPa}$ a été considérée.

2.3 Évaluation de la sécurité structurale

Afin d'évaluer la sécurité structurale de l'ouvrage existant, un modèle numérique en trois dimensions par éléments coques a été créé dans le logiciel DIANA. Cette modélisation a été effectuée de la manière la plus réaliste possible et tient compte des éléments non-structuraux tels que les bordures et le revêtement. De plus, chaque barre d'armature et chaque câble de précontrainte sont inclus dans le modèle. La précontrainte est prise du côté de la résistance.

Cette modélisation permet de calculer les efforts directement dans les barres d'armatures et câbles de précontrainte (Fig. 3). Pour l'état limite ultime (ELU), les charges de trafic sont placées de la manière la plus défavorable possible (à mi-portée pour la vérification à la flexion et proche des appuis pour la vérification à l'effort tranchant). Les contraintes dans les câbles de précontrainte les plus sollicités sont égales à leur limite d'écoulement ($f_{pd} = 730$ MPa). Grâce au modèle numérique, il est possible de déterminer le degré de conformité global en augmentant progressivement le chargement jusqu'à la rupture (augmentation uniquement de la valeur de charge). Un degré de conformité pour la vérification de la flexion à mi-portée n_M égal à 1.05 est obtenu, montrant que la sécurité structurale de l'ouvrage dans son état actuel était garantie. En revanche, il est évident qu'une fois l'élargissement voulu (de 5.3 m à 7.9 m), cette sécurité structurale ne sera plus garantie et qu'un renforcement longitudinal est nécessaire. Calculé de manière analogue, le degré de conformité pour la vérification à l'effort tranchant n_V est égal à 1.10.

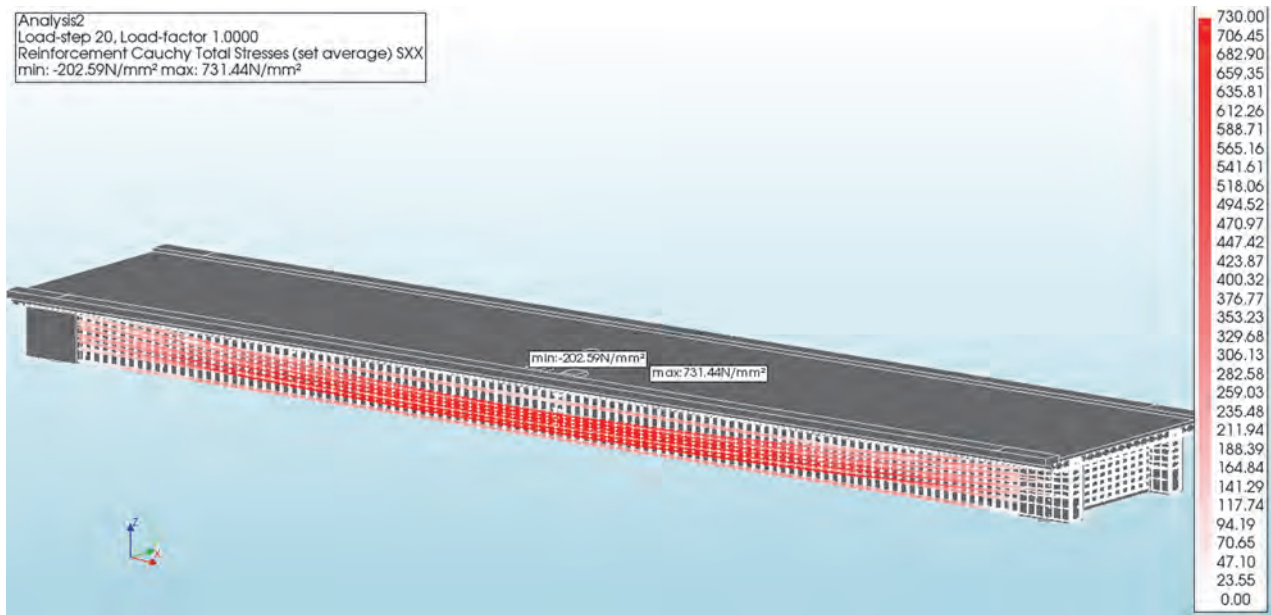


Fig. 3 : Modèle élément finis et contrainte dans les câbles de précontrainte à l'ELU 2

3 Conception et dimensionnement de l'intervention au CFUP armé

3.1 Élargissement

Afin d'élargir la chaussée de 5.3 m à 7.9 m, la dalle de roulement est élargie par une dalle pleine en porte-à-faux et à épaisseur variable, en CFUP armé (type UB ; $f_{tud} = 6.9$ MPa), ancrée dans la structure existante. En travée, l'épaisseur de la dalle de roulement est augmentée de 25 à 27.5 cm (Fig. 4), étant donné que 20 mm de béton de la dalle existante sont hydro-démolis, et la couche de CFUP en section mixte avec la dalle existante a une épaisseur de 45 mm, pourvue de barres d'armatures transversales ($\phi 14 @ 150$ mm).

Au droit des appuis des poutres, une couche plus épaisse de CFUP armé (70 mm) est disposée pour augmenter de manière significative la résistance à la flexion sur appuis ($\phi 22 @ 100$ mm). Afin d'obtenir une structure monolithique, un clavage des culées est effectué avec du CFUP armé et du béton armé permettant de lier les deux poutres précontraintes avec la dalle de roulement ainsi qu'avec l'entretoise, le mur de fond de la zone d'appui et les murs latéraux de la culée. Ainsi, les joints de dilatation sont supprimés. Ce clavage modifie le système statique dans le sens longitudinal.

Le concept de l'intervention dans le sens longitudinale consiste (1) à réaliser une structure semi-intégrale (par clavage des joints) au droit des culées afin (2) d'encastrier (partiellement) la poutre dans les culées. Ces culées sont relativement conséquentes dans le présent cas et servent ainsi également comme « contrepoids » permettant de reprendre le moment d'encastrement, selon le schéma présenté à la Figure 5.

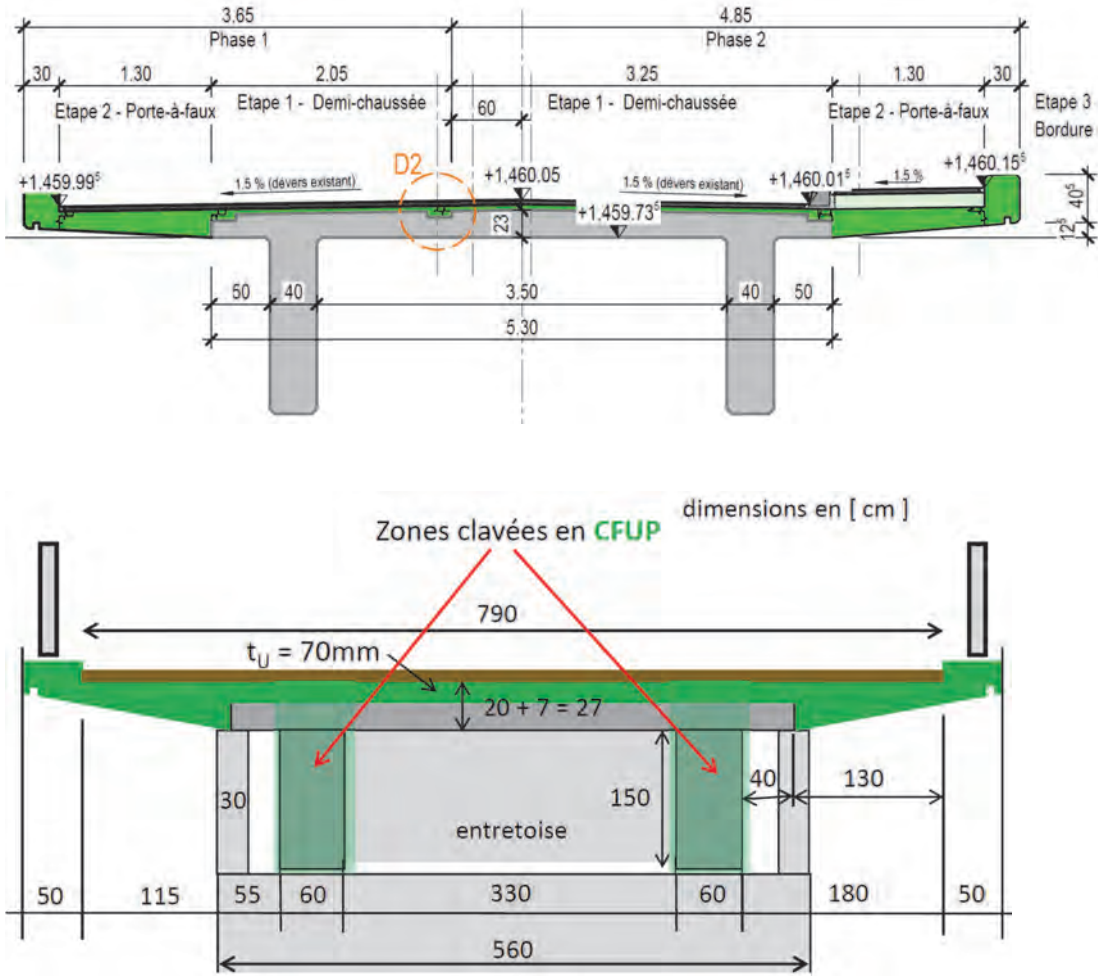


Fig. 4 : Coupes transversales (en travée et sur appuis) avec le CFUP indiquée en vert

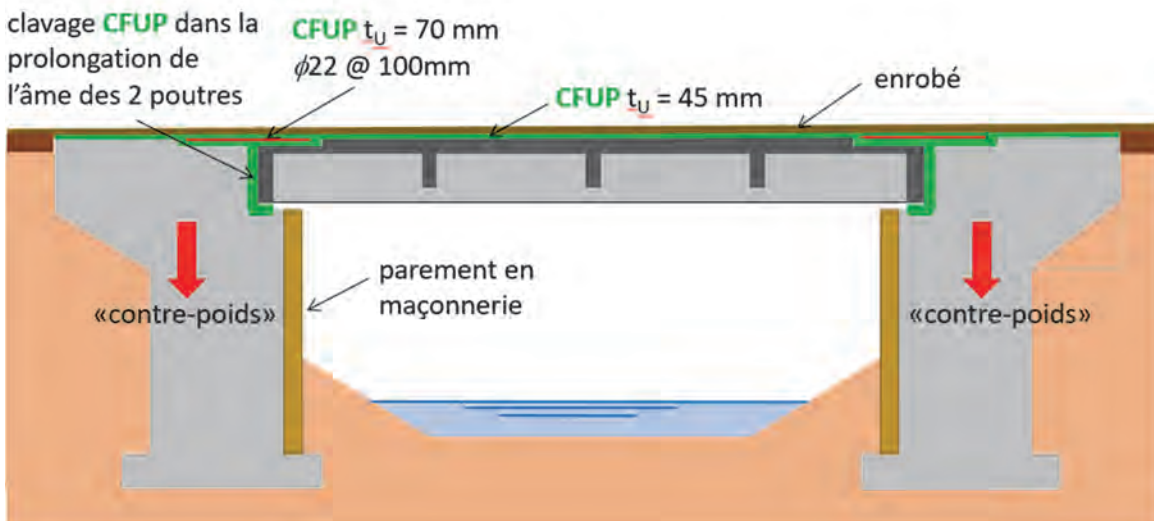


Fig. 5 : Schéma de l'intervention (renforcement longitudinal)

Le projet est réalisé en maintenant une voie de circulation (à largeur réduite de 2.8 m) en service. Pendant le chantier, le trafic bidirectionnel est géré par un feu de circulation. Les travaux ont été réalisés en deux phases dans le courant de l'été 2023.

3.2 Dimensionnement du renforcement

Le concept de l'intervention est de redistribuer le déficit de résistance en flexion à mi-portée sur les appuis (Fig. 6). Ainsi, le système statique est modifié (pont intégral) et la structure de pont obtient une rigidité flexionnelle sur appuis, qui permet de reprendre cette sollicitation. Le moment résistant sur appuis est obtenu grâce à la nouvelle couche de CFUP armé.

Le pont ayant une largeur de 7.9 m après intervention, une deuxième voie de circulation du trafic routier est ajoutée ($Q_{k2,act} = 140 \text{ kN}$; $q_{k2,act} = 1.0 \text{ kN/m}^2$). De plus, le poids propre est légèrement augmenté par la nouvelle couche et l'élargissement en CFUP. Le moment de flexion total agissant est ainsi de $M_{Ed,+} = 17.8 \text{ MNm}$ (avec environ 55 % provenant du poids propre après intervention de l'ouvrage et 45% provenant des charges utiles). Comme la résistance des poutres vaut $M_{Rd,+} = 12.4 \text{ MNm}$, il est donc nécessaire de redistribuer sur appuis :

$$M_{Ed,-} = 17,8 - 12,4 = 5,4 \text{ MNm} \quad (4)$$

A noter, que l'ensemble des effets des actions du poids propre (8,7 MNm) est inférieur à la résistance des poutres $M_{Rd,+}$. Uniquement une partie de l'effet des actions des charges utiles est donc redistribué aux culées. Pour reprendre ce moment négatif, une nappe d'armature ($\phi 22 @ 100 \text{ mm}$) dans la couche de 70 mm de CFUP est disposée ($M_{Rd,-} = 5.6 \text{ MNm}$; $n_{M-} = 1.04$). Afin d'effectuer ce type de redistribution, il est nécessaire de s'assurer que les sections ont une ductilité suffisante :

$$\frac{x_c}{d} = \frac{0.28}{1.55} = 0.18 < 0.25 \quad (5)$$

La capacité de déformation de la section est donc suffisante pour redistribuer les efforts aux appuis. Grâce à cette intervention, la capacité portante à la flexion de l'ouvrage est augmentée de 44%, uniquement grâce à un renforcement au CFUP armé sur la face supérieure du tablier. L'augmentation de la résistance à l'effort tranchant est quant à lui de 35%.

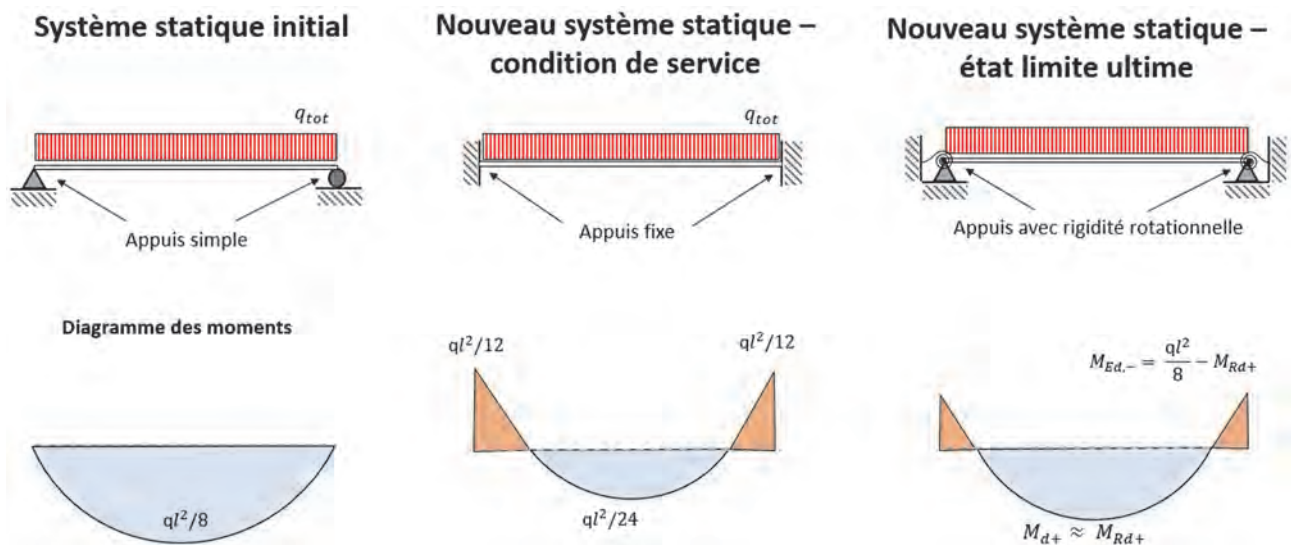


Fig. 6 : Modification du système statique et du comportement structural de la structure de pont grâce à l'intervention

Le détail constructif de l'élargissement est présenté à la Figure 7. Un porte-à-faux via une dalle pleine en CFUP armé ($\phi 14 @ 150 \text{ mm}$). Cette dalle a été coulée sur place en 3 étapes de CFUPage de chaque côté. La bordure a également été réalisée sur place en CFUP armé. Une couche de roulement de 4 cm d'enrobé bitumineux a été finalement disposée.

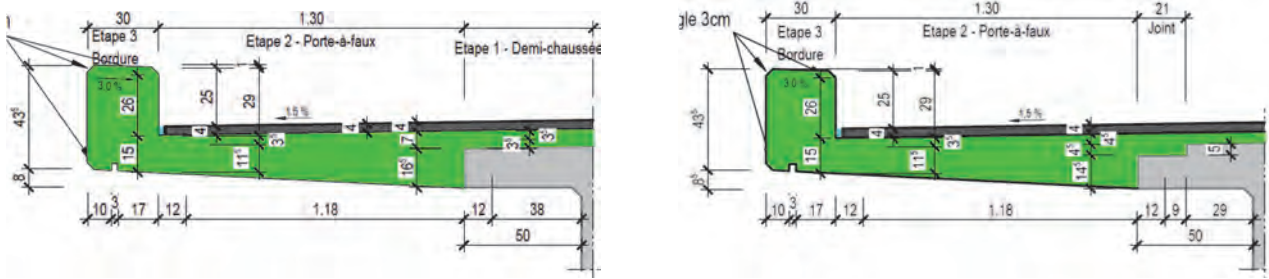


Fig. 7 : Détails de la dalle élargie sur appuis (gauche) et en travée (droite) par un porte-à-faux en CFUP armé

Le modèle numérique a été modifié afin de pouvoir prédire le comportement structural après le renforcement (Fig. 8). Afin d'avoir des prédictions fiables, les culées ont été modélisées et liées à la superstructure via le CFUP armé. Le comportement de la superstructure et de la culée est ainsi monolithique. Ce modèle permet de vérifier les contraintes dans le CFUP ainsi que dans les armatures du tablier et des culées.

On constate que les contraintes maximales dans les nouvelles barres d'armatures est d'environ 280 MPa, soit bien inférieur à la limite d'écoulement. Cependant, certaines barres d'armatures dans la culée sont sollicitées jusqu'à l'écoulement à l'ELU, montrant qu'il s'agit d'un élément déterminant du dimensionnement. De plus, les contraintes dans le CFUP (traction) et dans le béton armé (compression) sont inférieures à leur résistance respective. Cette différence vient notamment d'une plus grande largeur participante selon le modèle numérique que selon un modèle analytique. Le degré de conformité global obtenu avec le modèle numérique est de 1.15.

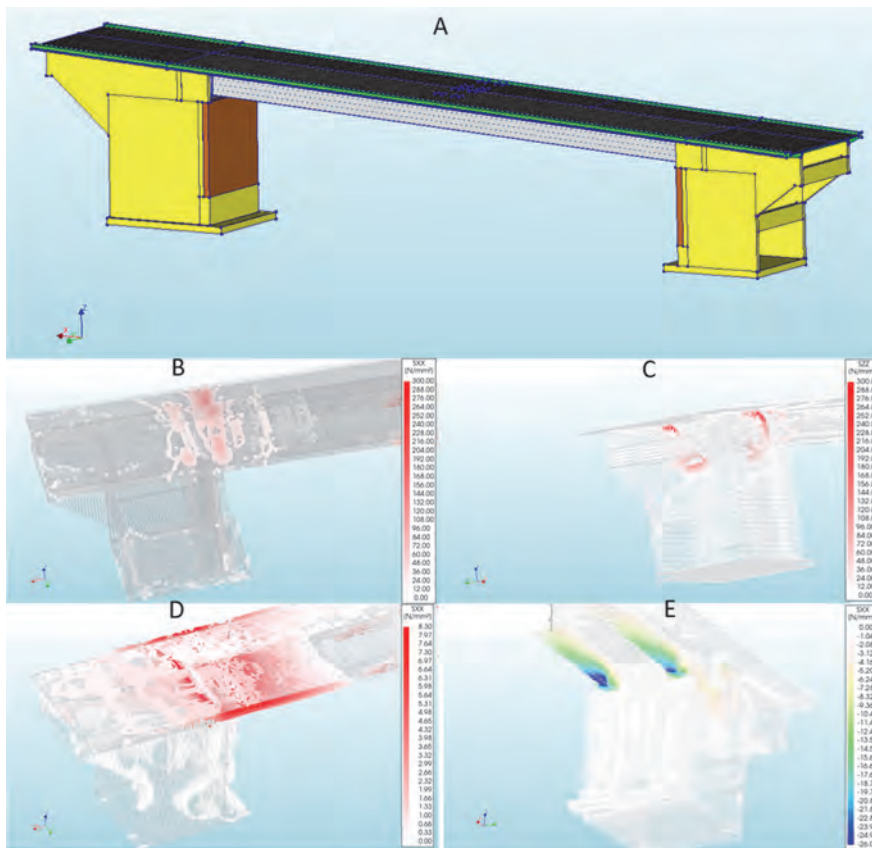


Fig. 8 : A) Modèle par éléments finis de la structure de pont après intervention; B) Contraintes de traction dans les barres d'armatures de la dalle; C) contraintes de traction dans les barres d'armatures des culées; D) Contraintes de traction dans le CFUP; E) Compression dans les poutres en béton armé précontraint

Le modèle est également utilisé pour vérifier que les déformations du CFUP restaient inférieures au critère d'étanchéité de 1‰ à l'état limite de service (ELS). Ce modèle numérique permet également de calculer la flèche de la poutre (cas de charge fréquent : uniquement charge utile avec $\Psi_1 = 0.75$), ainsi que de démontrer le comportement bi-encasté à l'ELS (Fig. 9). La flèche ainsi calculée est de 6.3 mm ce qui est bien inférieure à la valeur maximale tolérée ($l/350 = 34'500/350 = 98$ mm). Donc, la structure renforcée est très rigide.

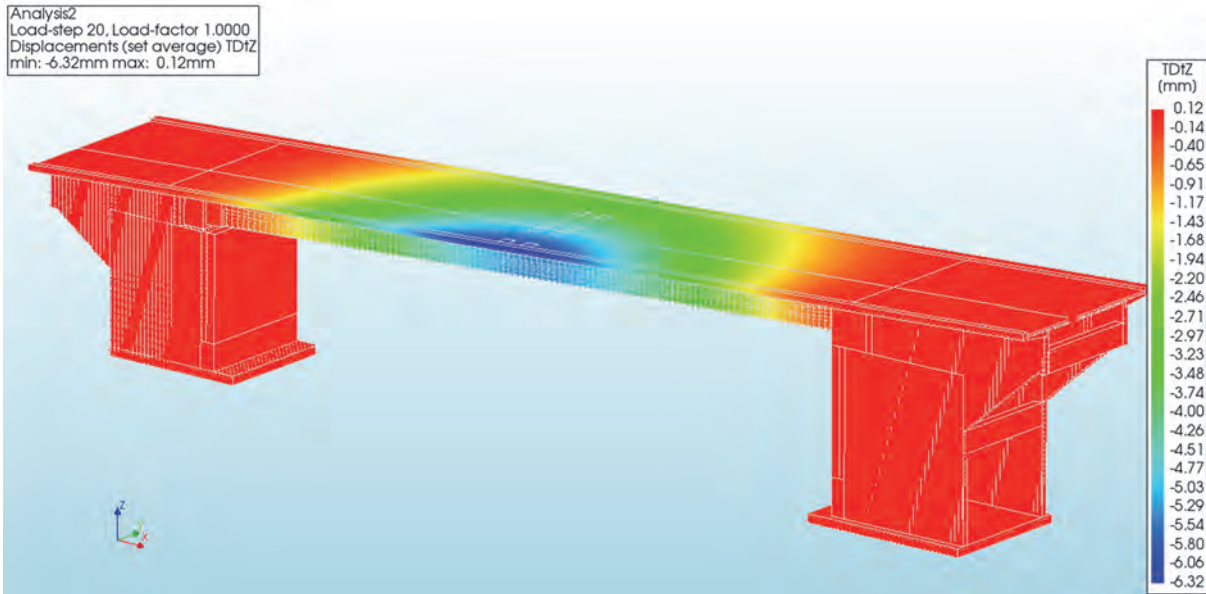


Fig. 9 : Comportement à l'état limite de service de l'ouvrage après l'intervention

4 Exécution des travaux

Les travaux ont été réalisés en 2023. Ils sont supervisés par le bureau Favre Ingénieurs et réalisés par l'entreprise Losinger Prader. Les travaux ont été effectués en deux phases (amont et aval) afin de permettre la circulation alternée pendant l'ensemble des travaux.

Dans une première étape qui a débuté en avril 2023, un échafaudage a été installé et le revêtement bitumineux a été enlevé sur l'ensemble du tablier (Fig. 10). Puis la circulation alternée a été mise en place et la bordure amont a été découpée. Le coffrage du porte-à-faux et de la nouvelle bordure a été installé et une nouvelle dalle de transition en béton armé a été coulée.



Fig. 10 : Installation de chantier et échafaudage pour soutenir le coffrage du porte-à-faux (Photos du 1^{er} mai 2023)

Le CFUPage a commencé en juin 2023. Le CFUP est préparé directement sur place. 3 étapes de CFUPage ont été réalisées pour sur le tablier et le nouveau porte-à-faux (entre 5 et 9 m³ par étape), puis la bordure a été coulée en une seule étape (Fig. 11 et 12). Finalement les culées ont été clavées. Les travaux ont ensuite été répétés en septembre 2023 sur la partie aval de l'ouvrage.



Fig. 11 CFUPage du porte-à-faux et de la couche sur le tablier dans la partie amont de l'ouvrage (Photos du 1^{er} juillet 2023)



Fig. 12 : Résultat final de l'intervention au CFUP (Photos du 7 août 2023)

5 Conclusions

Cet article présente la conception, le dimensionnement et l'exécution de l'intervention au CFUP armé sur le pont de Ferpèche, un des premiers ponts en béton précontraint de Suisse. Cette intervention consiste à élargir le tablier du pont de 5.3 à 7.9 m. Le besoin de renforcement qui en résulte, est comblé par une redistribution des efforts (de la travée aux appuis) en se basant sur la théorie de la plasticité à l'ELU. Un renforcement uniquement sur la face supérieure du tablier permet ainsi d'augmenter la capacité portante à la flexion de l'ouvrage de 44% ainsi que l'élargissement et la réhabilitation d'un pont de 1958. Cette étude de cas démontre que le CFUP permet de renforcer efficacement les structures existantes par un changement du système statique. Le clavage des culées et la redistribution des efforts sur appuis est une stratégie d'intervention élégante. En plus, la durée d'utilisation a été prolongée.

Comparé à une démolition-reconstruction initialement envisagée, le projet réalisé est largement moins coûteux et présente un bilan écologique bien meilleur.

Références

- [1] GRAYBEAL, B., BRÜHWILER, E., KIM, B.-S., *et al.*, *International Perspective on UHPC in Bridge Engineering*, Journal of Bridge Engineering, v. 25, n. 11, p. 04020094, Nov. 2020.
- [2] BRÜHWILER, E., DENARIÉ, E., *Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete*, Structural Engineering International, v. 23, n. 4, pp. 450–457, Nov. 2013.
- [3] BRÜHWILER, E., “‘Structural UHPFRC’: Welcome to the post-concrete era!,” in International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Des Moines, Iowa, USA, 2016, pp. 1–16.
- [4] BRÜHWILER, E., *UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges*, Structure and Infrastructure Engineering, v. 16, n. 1, pp. 94–105, Jan. 2020.
- [5] OESTERLEE, C., *Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members*, EPFL, Lausanne, Switzerland, 2010.
- [6] Cahier Technique SIA 2052 CFUP: Matériaux, dimensionnement et exécution, Version révisée du 24 décembre 2021, approuvée par le Groupe de travail.
- [7] BERTOLA, N., SCHILTZ, P., DENARIÉ, E., *et al.*, *A Review of the Use of UHPFRC in Bridge Rehabilitation and New Construction in Switzerland*, Frontiers in Built Environment, v. 7, p. 155, 2021. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.769686>
- [8] BERTOLA, N., KÜPFER, C., KÄLIN, E., *et al.*, *Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC*, Sustainability, v. 13, n. 22, p. 12399, Jan. 2021. <https://doi.org/10.3390/su132212399>
- [9] BRÜHWILER, E., BASTIEN MASSE, M., “Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC,” *IABSE Conference Geneva 2015 “Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges,”* 2015 <http://infoscience.epfl.ch/record/212773>. Accessed in December 2020.
- [10] HAJIESMAEILI, A., PITTAU, F., DENARIÉ, E., *et al.*, *Life Cycle Analysis of Strengthening Existing RC Structures with R-PE-UHPFRC*, Sustainability, v. 11, n. 24, p. 6923, Jan. 2019.
- [11] EL JISR, H., MOREILLON, L., MENÉTREY, P., *Strengthening of the Riddes Viaduct Through UHPFRC-Based Rehabilitation*, Structural Engineering International, pp. 1–9, May 2023.
- [12] BERTOLA, N.J., BRÜHWILER, E., *Risk-based methodology to assess bridge condition based on visual inspection*, Structure and Infrastructure Engineering, pp. 1–14, Aug. 2021. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1959621>
- [13] BRÜHWILER, E., VOGEL, T., LANG, T., *et al.*, *Swiss standards for existing structures*, Structural Engineering International, v. 22, n. 2, pp. 275–280, 2012.
- [14] Documentation OFROU 82022 CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière, Auteurs/Groupe de travail: Prof. E.Brühwiler (auteur) EPFL, Dr. Dimitrios Papastergiou (présidence) und Walter Waldis OFROU N-SSI, Édition 2023 V1.01, 2023.

Remise en état de ponts sur la N5 avec du CFUP – Défis techniques et retours d'expérience

Pascal GUIGNARD

Ingénieur civil EPFL/SIA,
Architecte ETS,

Gruner SA, Zurich, Suisse

Ngoc Thanh TRINH

Dr Ingénieur civil NUS,
Gruner SA,

Renens, Suisse

Ana SPASOJEVIC

Dr Ingénieure civile EPFL,
Spécialiste ouvrages d'art,
OFROU,

Ittigen, Suisse

Adrian ROULET

Ingénieur civil HES,
Gruner SA,
Renens, Suisse

Joséphine VIVANT

Ingénieure civile EPFL,
Gruner SA,
Zurich, Suisse

Ludwin REYES

Ingénieur civil EPFL,
Gruner SA,
Renens, Suisse

Résumé

Les défis techniques et retours d'expérience de la remise en état avec du CFUP (Composite cimentaire Fibré Ultra-Performant) pour trois ponts dans le cadre du projet UPlaNS sur la route nationale A5 sont présentés dans cet article. Les raisons du choix d'utilisation de CFUP à la place de bétons traditionnels pour répondre aux contraintes et exigences du projet sont justifiées. Les principaux défis techniques liés à l'application de CFUP sont listés ci-dessous : (1) Mise en place du CFUP depuis une hauteur importante, plus de 3 m, pour assainir des piles de ponts ; (2) Remise en état des entretoises d'un pont dans un espace très limité de quelques centimètres avec des appuis de poutres déjà installés ; (3) Renforcement des entretoises d'un pont précontraint pour augmenter la résistance à l'effort tranchant sous charges routières ; (4) Remise en état des bordures d'un pont à 2% de pente sans contre-coffrage et sous la vibration due au trafic toujours en service. Les retours d'expérience lors de la réalisation du CFUP et les résultats des essais in-situ pour les différentes sortes de CFUP (standard et thixotrope) sont discutés plus en détail dans cet article. En outre, la méthodologie de la cure du CFUP pour minimiser des microfissures éventuelles est également communiquée afin d'améliorer la qualité des surfaces bétonnées *in situ* pour les nouvelles exécutions.

Mots clef : CFUP, Pont, Renforcement, Réhabilitation, Précontrainte

1. Introduction

Le tronçon de la route nationale A5 entre La Neuveville et Bienne, le long de la rive nord du lac de Bienne, mis en service en 1973, fait l'objet d'une réfection globale (UPlaNS) dès 2021. Le long de 12,7 km, le concept de l'UPlaNS assurera le renouvellement complet et la mise en conformité aux standards actuels. Dans ce cadre, plusieurs ouvrages d'art seront assainis et renforcés selon les besoins spécifiques à chaque objet et les conditions du site. Ces dernières, en termes de possibilités d'organisation du chantier, sont caractérisées par une chaussée étroite, des abords restreints et surtout, la proximité de voies ferrées entre la route et le lac (Fig. 1). En l'absence d'itinéraires alternatifs, les travaux s'effectuent en préservant la circulation fluide sur le tronçon routier en question.

Trois ouvrages d'art font l'objet du présent article : pont NB 72 – Viaduc en estacade Tüscherz-Alfermée de 376 m de longueur, pont NB 73 - Viaduc Alfermée de 107 m de longueur et pont NB 74 – Viaduc en estacade Alfermée-Funtelen de 280 m de longueur. Les trois objets sont caractérisés par une structure en béton armé de la fin des années soixante, qui n'a subi que peu ou pas de rénovations au cours des 50 dernières années. Diverses pathologies du béton ainsi que des manques de résistance ont été observées, nécessitant une remise en état pour assurer la suite de leur utilisation.

Les conditions très restrictives pour la réalisation des travaux, en particulier pour la réfection d'éléments de structure porteuse, font que les solutions les plus robustes et durables sont celles qui permettent de valoriser au mieux l'investissement. Dans ce contexte, les interventions utilisant le CFUP ont apporté de réels bénéfices pour les ouvrages mentionnés ci-dessus. L'Office fédéral des routes (OFROU), en tant que maître d'ouvrage des routes nationales, exploite de plus en plus les

avantages de ce matériau qui s'avère souvent polyvalent dans la réhabilitation des structures [1,2,3]. Des applications de plus en plus ciblées, souvent suivies de campagnes d'essais pour acquérir des connaissances techniques spécifiques, font place à une utilisation croissante et toujours plus bénéfique.

Les sujets de cet article sont exposés dans le but de rendre visibles au public technique des nouveaux acquis quant à utilisation du CFUP, tels que les détails de la mise en place d'une fine couche de CFUP autour des piles, par bétonnage depuis une hauteur importante, ou la réalisation des bordures d'un pont en pente sans contre-coffrage. L'intérêt de réaliser des tests de convenance pour des éléments spécifiques, permettant d'adapter les solutions aux conditions du projet suffisamment à l'avance, est mis en évidence. Les contraintes qui ont conduit au choix de l'utilisation du CFUP sont discutées.

2. Pont NB 72

2.1. Généralité et état de l'ouvrage NB 72

L'ouvrage NB 72 est un pont en béton armé d'une longueur totale de 376 m composé de poutres simples préfabriquées de 8 m de portée reposant sur des cadres en estacade, en béton armé (Figure 1). La largeur de l'ouvrage varie entre 12.5 et 18.40 m. Cet ouvrage a été achevé en 1972.



L'ensemble des 48 joints de chaussée du pont présente des problèmes d'étanchéité. Les infiltrations d'eau sur l'intrados sont responsables d'une dégradation des entretoises et des têtes de piles des cadres. Les dégâts principaux relevés visuellement lors des inspections sont les suivants : traces d'humidité sur la majorité des entretoises, noircissement du béton, tâches de corrosion locales, éclatement local du béton avec armature corrodée apparente.

Une intervention a déjà eu lieu au préalable dans les années 90, où du béton a été

Fig. 1 : Pont NB 72 - Lehnkonstruktion Tüschertz-Alfermée

projeté sur toute la hauteur des faces lac des piles côté lac. Des traces de corrosion sont aussi visibles sur le béton projeté, signes de l'évolution de la corrosion dans les piles.

Des investigations ont été réalisées en 2012 sur certains cadres indiquant un béton généralement fortement contaminé par les chlorures jusqu'à l'armature avec certaines armatures moyennement à fortement corrodées. Suite à ces différentes constatations il a été décidé de réaliser des investigations complémentaires sur l'ensemble des cadres du NB 72 lors des travaux d'exécution afin de déterminer l'intervention la plus adaptée pour chaque cadre. Ces investigations complémentaires consistent principalement en des mesures de champ de potentiel de chaque face des entretoises et piles de cadre ainsi que des mesures locales de teneur en chlorure et d'enrobage.

Les poutres préfabriquées sont liées à leurs zones d'appui (les cadres) via des chevêtres transversaux situés sous les joints de dilatation. Cette liaison est réalisée via des armatures en attente. Les joints de dilatation présentant un problème d'étanchéité conséquent, la liaison entre les poutres préfabriquées et les chevêtres a été jugée comme critique.

2.2. Remise en état et renforcement de l'ouvrage

L'objectif principal des travaux est d'assurer la sécurité structurale et la durabilité en réduisant le risque de dégradation du béton et le risque de corrosion de l'armature. Concernant la durabilité, dans le contexte indiqué, cela implique d'arrêter l'infiltration d'eau, de traiter les armatures corrodées et de réhabiliter l'enrobage approprié.

Deux variantes principales ont été présentées au maître d'ouvrage concernant ces deux derniers points. La première proposition est de type "classique" avec l'utilisation de béton traditionnel C30/37 de sorte D, après enlèvement de l'enrobage et traitement des armatures. Cette intervention nécessite la mise en place de goujons au niveau de l'interface entre l'ancien et le nouveau béton, une épaisseur de béton supplémentaire d'environ 10 cm et l'utilisation d'une armature de peau.

La deuxième variante consiste en l'utilisation de CFUP au lieu de béton. Cette variante permet de limiter l'épaisseur de matière supplémentaire tout en apportant une fonction d'étanchéité à l'eau et aux chlorures. En outre, les cadres n'étant pas tous traités sur leur entièreté selon les résultats des investigations complémentaires, cela permet une certaine uniformité visuelle, sans décrochage important entre béton existant et zone traitée avec du CFUP. Les zones de béton non traitées avec du CFUP sont ensuite recouvertes par une protection type 1.3 dont la couleur est semblable à celle du CFUP permettant une homogénéisation visuelle.

La variante en CFUP a été retenue car permettant de mieux répondre aux contraintes du projet, notamment : la réduction de matière, l'absence de goujons, limitant la quantité de matériaux à amener et installer dans une zone complexe d'accès, la garantie d'une solution plus pérenne et la limitation de l'impact architectural.

2.2.1. Remise en état de l'entretoise et des chevêtres

Les poutres préfabriquées sont liées à l'ouvrage par des chevêtres transversaux qui reposent sur les cadres. Les joints sont présents entre deux chevêtres transversaux (Fig. 2 :).

Les chevêtres et la face supérieure des entretoises de cadre font partie des zones les plus atteintes par les infiltrations d'eau car directement située sous les joints. Or un étayage des poutres préfabriquées est nécessaire pour pouvoir assainir cette zone et modifier les conditions d'appuis des poutres préfabriquées afin qu'elles reposent directement sur les cadres en béton armé.

L'entreprise en charge des travaux a choisi de mettre en œuvre des corbeaux métalliques provisoires fixés aux entretoises. Une fois les poutres préfabriquées soutenues par ces corbeaux, le béton des chevêtres peut être hydrodémoli ainsi que la face supérieure des entretoises. La face supérieure de l'entretoise est d'abord assainie avec un retour d'environ 20 cm sur la face verticale. La remise en état des faces verticales et inférieure se fait ensuite dans un deuxième temps selon le résultat des investigations complémentaires.

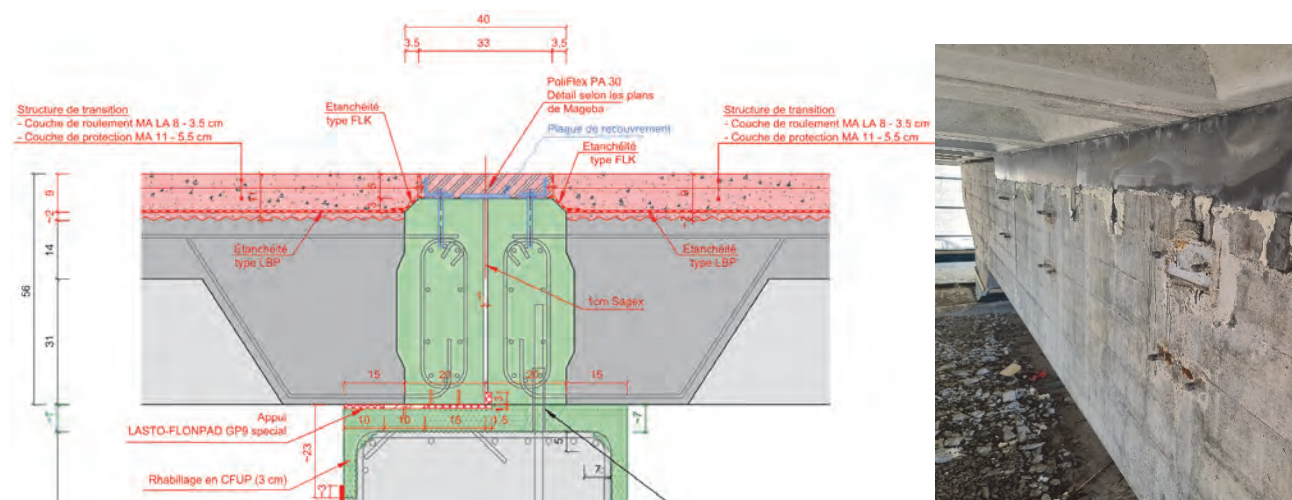


Fig. 2 : Remise en état des chevêtres et de la partie supérieure de l'entretoise : coupe longitudinale du tablier sur la pile (à gauche) et vue sur l'entretoise depuis le dessous du tablier (à droite)

2.2.2. Remise en état des piles

Comme indiqué précédemment le béton sain est préservé au maximum conduisant à des interventions différenciées selon le cadre traité.

Ainsi pour les piles nous rencontrons principalement deux cas de figures : les interventions de "type 1" où seule la face lac est traitée en enlevant le béton projeté et mise en place de CFUP (Fig. 3) et les interventions de "type 2" où les 4 faces des piles sont traitées avec renforcement de l'armature longitudinale (Fig. 4).

Dans le cas de la remise en état de seulement une face de pile, des joints en Z verticaux le long du béton existant ont été mis en place, pour réduire le risque d'infiltration d'eau par l'éventuelle fissure au droit du joint. Le joint initial consistait à créer le joint en Z en négatif au niveau du béton existant. Les travaux nécessaires à la réalisation de ce joint de part et d'autre de la pile étaient particulièrement conséquents sur les premières piles, d'où le choix du détail adapté avec le joint en Z en positif sur le béton existant (Fig. 3).

Le CFUP est coulé en étape de 2 à 2,5 m de hauteur depuis la chaussée située entre 7 et 9 m du pied de la colonne. Un joint en Z horizontal est mis en place entre chaque étape de bétonnage.

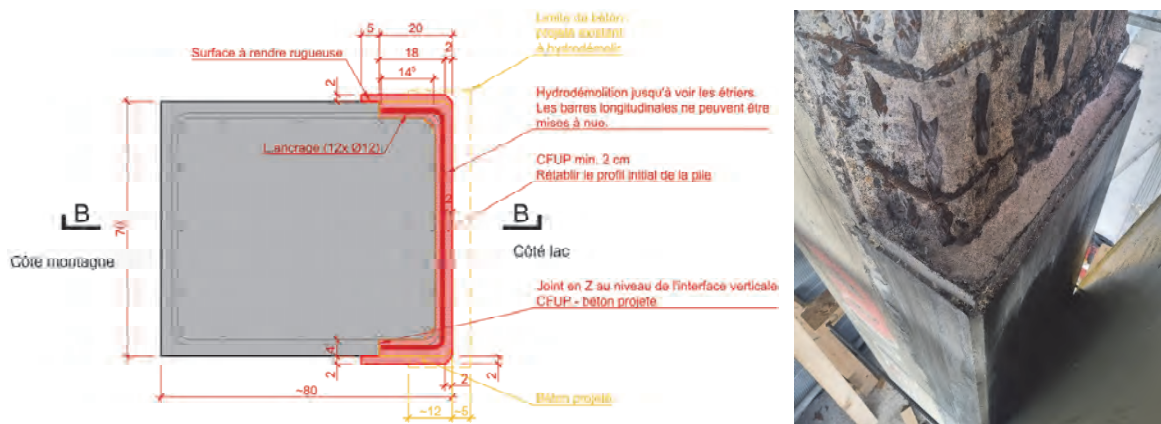


Fig. 3 : Pile - coupe type de l'intervention de "Type 1" et vue sur la pile en cours de remise en état

Dans le cadre de l'intervention de "type 2" l'ensemble des 4 faces de la pile est traitée de manière simultanée. Des étapes de 2 à 2,5 m de hauteur sont réalisées et les 4 faces sont coffrées puis bétonnées simultanément.

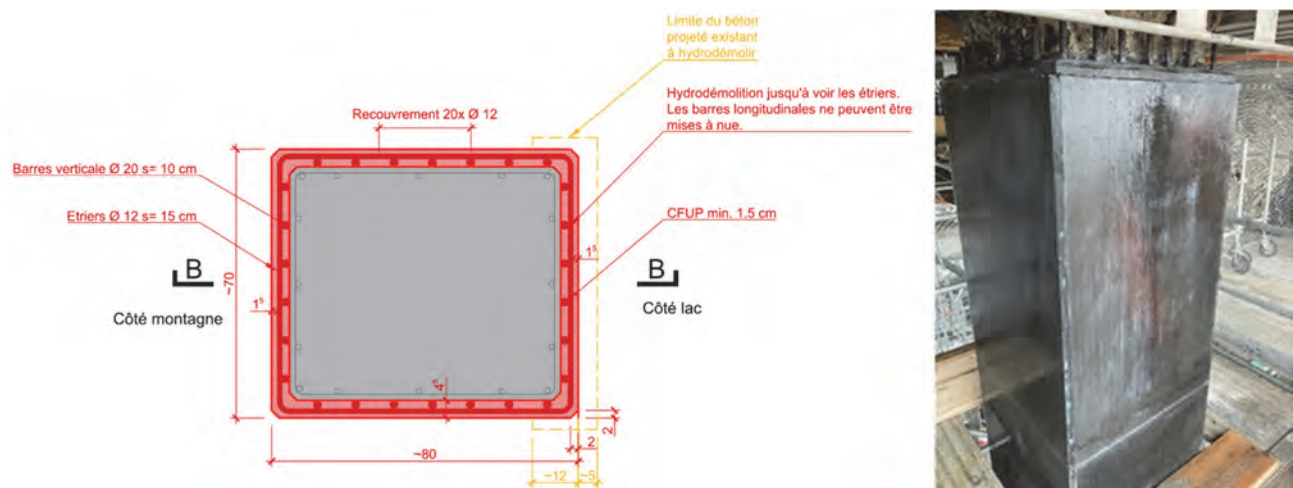


Fig. 4 : Pile - coupe type de l'intervention de "Type 2" et vue sur la pile en cours de remise en état

2.3. Défis techniques et retour d'expérience du NB 72

Les défis techniques majeurs lors de la remise en état des cadres sont les suivants :

- Accessibilité de la sous-structure : l'ouvrage est un pont en estacade situé à flanc de rocher d'un côté et longeant les voies CFF de l'autre. L'accessibilité pour l'apport de matériel et les méthodes de construction utilisées sont extrêmement limitées. Le CFUP est versé directement depuis le joint du tablier pour la partie située sous les chevêtres. Pour les piles et les entretoises le CFUP est amené soit depuis la bordure lac soit grâce à des carottage à travers le tablier.
- Hauteur de mise en place du CFUP : le CFUP est mis en place depuis une hauteur importante, jusqu'à 9 m.
- Espace de mise en place restreint et phasage des travaux : au niveau de la face supérieure de l'entretoise l'espace à disposition est d'environ 7 cm de haut. Le trafic sur deux voies est à garantir pendant l'ensemble des travaux. Ceci implique que la zone des joints et des entretoises doit être réalisée par tronçon sur la largeur : partie centrale (2022), puis lac (2023) puis montagne (2024). Des joints supplémentaires sont donc à réaliser au niveau du CFUP des entretoises. La réalisation de joints en Z a été discuté avec l'entreprise de construction. Celle-ci a été maintenue entre les étapes de bétonnage des piles et entre les étapes de bétonnage des faces latérales des entretoises. Cependant, du fait de l'exiguïté de la zone de travail – toute l'exécution se faisant depuis le joint de chaussée – des joints simple "bout-à-bout" ont été mis en œuvre entre les étapes de bétonnage des faces supérieures des entretoises.

Retours d'expérience sur les aspects du projet et des travaux d'exécution :

- Précisions sur le risque de corrosion d'armature par mesure de champs de potentiel : afin de choisir le type d'intervention la plus approprié, un niveau de probabilité de corrosion de l'armature, déterminé sur la base des mesures de champ de potentiel, a été fixé comme critère principal. Un premier palier a été fixé à 90% de probabilité de corrosion de l'armature. Suite aux inspections sur place ce dernier a été diminué à 80%. Les zones d'intervention définies par cette analyse sont ensuite validées par inspections *in-situ*, permettant ponctuellement de compléter des zones non critiques selon le premier critère, mais dont le béton sonne par exemple déjà creux ou présente des fissures.
- Essai de convenue de CFUP : un essai de convenue a été réalisé suffisamment tôt, un mois avant le début des travaux de bétonnage de CFUP. Cet essai a permis de valider notamment l'ouvrabilité du CFUP pour des conditions *in-situ*, et de réaliser des essais destructifs sur éprouvettes prélevées, pour valider les caractéristiques mécaniques cibles : les essais d'arrachement ont permis de valider que l'adhérence entre la nouvelle couche de CFUP et le support (béton existant hydrodémoli) n'était pas le point faible du système. Lors des essais, les surfaces de rupture étaient situées soit entièrement dans le béton existant, soit au niveau de la colle de la pastille en métal qui permet de tirer sur la carotte, indiquant une résistance supérieure à 3 N/mm². Quant à la compression, la résistance moyenne mesurée sur cube était de 138 N/mm².
- Niches de fibres : des accumulations locales de fibres métalliques ont été observées de temps en temps en pieds de coffrage - interfaces horizontales entre étapes (Fig. 5 :) et sur les angles des piles. En pied de coffrage, ces accumulations sont très souvent associées avec des cavités. L'application de mortier type R4 dans les zones concernées a été préconisée pour remplir les vides et empêcher toute accumulation d'eau éventuelles, et protéger les fibres métalliques de la corrosion via l'effet passivant du ciment.
- Défaut des surface coffrées : les conditions météorologiques (pluie, température ambiante) ont une incidence primordiale sur la qualité des surfaces coffrées. Ce critère doit être pris en compte via la durée avant décoffrage pour obtenir une surface optimale. Il a notamment été remarqué que dans le cas de températures ambiante basses, si le décoffrage a lieu trop tôt dans le processus de maturation, la peau du CFUP "s'arrache" avec les panneaux de coffrage sur une profondeur d'environ 1 cm. La surface est alors très irrégulière et rugueuse (due à la présence des fibres métalliques). En décoffrant plus tard (1 ou 2 jours supplémentaires), le risque d'apparition de ce défaut disparaît.

- Goulottes de bétonnage : L'enlèvement des goulottes de bétonnage après décoffrage (surplus de CFUP) réduit localement l'enrobage et crée une surface "cassée" (Fig. 5 :). La mise en place de CFUP sur des petites surfaces étant difficile, ces dernières doivent être reprises au mortier type R4. Le nombre de goulottes doit être minimisé. Pour l'alimentation en CFUP des faces latérales des entretoises, les goulottes ont été positionnées tous les 2 m. Cet entraxe a permis de bons résultats de mise en place.



Fig. 5 : Exemples de défauts d'exécution: niches des fibres à gauche ; surface après enlèvement de la goulotte de bétonnage à droite

3. Pont NB 73

3.1. Généralité et état de l'ouvrage NB 73

L'ouvrage NB 73 est un pont en béton à double caisson précontraint. Il s'agit d'un ouvrage de 108 m avec quatre portées entre 23 et 31 m et de largeur variant entre 13.4 et 21.0 m. Cet ouvrage a été achevé en 1972.

L'ouvrage présente une résistance insuffisante à l'effort tranchant. Les vérifications de la structure du pont à l'ELU selon la norme SIA 269 et suivantes ont mis en évidence un facteur de conformité insuffisant au niveau des entretoises : $n = R_d/E_d = 0.68$.



Fig. 6 : Pont NB 73 - Viaduc Alfermée

3.2. Renforcement de l'entretoise de l'ouvrage

Trois variantes principales ont été évaluées dans le cadre du projet de renforcement des entretoises à l'effort tranchant :

- Variante 1 - renforcement "classique" avec du béton C30/37 : mise en place d'armatures verticales de renfort, utilisation de goujons et mise-en-place d'environ 15cm de béton.
- Variante 2 - renforcement avec des lamelles de fibres de carbone type Sika CarboDur ou équivalentes : cette variante présente un inconvénient car la longueur d'ancrage est insuffisante par rapport à la hauteur à disposition.
- Variante 3 - renforcement avec du CFUP : mise en place d'armatures verticales de renfort, utilisation de goujons et mise-en-place d'environ 7cm de CFUP.



Fig. 7 : Renforcement en CFUP des entretoises : coupe transversale à gauche ; vue sur l'entretoise depuis le caisson à droite

La variante en CFUP (Fig. 7 :) a été retenue car permettant de mieux répondre aux contraintes du projet : réduction de matière, limitant la quantité de matériaux à amener dans une zone complexe d'accès, réduction des carottages nécessaires pour la mise en place du CFUP et solution plus pérenne.

3.3. Défis techniques et retours d'expérience du NB 73

Les défis techniques majeurs lors du renforcement des entretoises sont les suivants :

- Accessibilité des entretoises : seuls des passages tubulaires de diamètre 60 cm sont présents au niveau de l'intrados de l'ouvrage. Ceci limite le matériel pouvant être amené au niveau des entretoises.
- Remplissage des carottages pour armatures : en raison de la densité de fers existants, les carottages pour les nouvelles barres d'armature ont dû être réduit au diamètre minimal nécessaire soit 2 cm. L'espace à disposition était alors trop faible pour y verser du CFUP (risque de nids de fibres, bulles d'air...). Une solution intermédiaire a dû être mise en place avec l'utilisation de mortier de scellement sans retrait dans ces carottages jusque 15 cm en-dessous de l'intrados.
- Entretoises précontraintes : la présence de précontrainte dans les entretoises existantes nécessite de faire un relevé du tracé des câbles avant percement des armatures de liaisons (type Ancofix) entre l'entretoises et la nouvelle épaisseur de CFUP.
- Étanchéité à proximité du CFUP : réalisation de chanfreins sur les 4 bords CFUP mis en œuvre sur la dalle de roulement pour assurer la continuité de l'étanchéité en LBP (lés en bitume polymère) sur l'ensemble de l'ouvrage. L'interface entre le béton et le CFUP est ainsi protégée de toute infiltration.

4. Pont NB 74

4.1. Généralité et état de l'ouvrage NB 74

L'ouvrage NB-74 est un pont en béton armé d'une longueur totale de 280 m composé de poutres simples préfabriquées de 8 m de portée reposant sur des cadres en béton armé. Selon la topographie, ces cadres fonctionnent soit en estacade soit prennent appuis sur 2 piles (Figure 8). Les poutres sont posées côte à côte et un béton de clavage a été coulé entre chacune d'elle. Aucun béton de recouvrement n'a été mis en place. La largeur de l'ouvrage, relativement constante, est de 12,3m. Cet ouvrage a été achevé en 1972.



L'ouvrage présente des problèmes d'étanchéité au niveau des joints, de façon similaire aux ponts NB 72 : l'eau qui s'y infiltre coule le long des cadres et de certaines piles et provoque des dégâts sur la structure. Des traces d'humidité, noircissement du béton et tâches de corrosion locales sont constatés lors d'inspections visuelles. Une intervention a déjà eu lieu au préalable, dans les années 90, avec la mise en place très locale de béton projeté.

Des investigations ont été réalisées en 2012 sur certains cadres indiquant un béton localement moyennement

Fig. 8 : Pont NB 74 – Lehnkonstruktion Alfermée-Funtelen

contaminé par les chlorures. Les investigations complémentaires effectuées en 2022 sur la majorité des cadres, consistant en des mesures de champ de potentiel de chaque face des entretoises et piles de cadre ainsi que des mesures locales de teneur en chlorure et d'enrobage, confirment les résultats de 2012. La dégradation des cadres est ponctuelle et directement liée aux infiltrations par les joints de chaussée.

Concernant l'état de la bordure coté lac, selon les investigations du béton, le taux des chlorures indique un risque de dégradation rapide, et la géométrie n'est pas conforme aux exigences d'un système de retenue correspondant au niveau H2.

4.2. Remise en état de l'ouvrage

L'objectif principal visé des travaux de maintenance est de stopper l'infiltration d'eau sur l'intrados, et ainsi arrêter le processus de dégradation des cadres, et d'assainir ces derniers ponctuellement, où l'armature critique est en état de dégradation avancée. La bordure assainie est aussi élargie, pour s'adapter aux exigences normatives.

4.2.1. Remise en état des cadres et des joints

Pour les cadres, il a été retenu d'intervenir de manière proportionnée et locale tout en résolvant le problème d'étanchéité du tablier. Cette approche permet de soigner l'état actuel des cadres tout en stoppant le processus de corrosion dû à l'alimentation en chlorure et humidité constante des cadres par infiltrations. Les zones dégradées locales sont donc hydrodémolies jusqu'aux armatures, traitées par broyage et dépassivasson des armatures, puis rechargées par un mortier à retrait compensé. Au niveau du tablier, les joints de chaussée sont tous refaits de sorte à stopper l'infiltration de l'eau, et la couche de roulement est remplacée par une couche d'asphalte permettant d'étanchéifier correctement le tablier.

Malgré la similitude sur la géométrie des ouvrages NB 72 et NB 74, les cadres : piles et entretoises de l'ouvrage NB 74 sont en bien meilleur état de conservation que ceux du NB 72. Ceci s'explique par le fait que l'ouvrage NB 74 a déjà eu une intervention de remise en conformité de l'étanchéité du tablier et de son revêtement. Cette intervention antérieure a permis de minimiser voire stopper les infiltrations d'eau par endroit et par conséquent les dégradations en sous-face du pont ne sont pas aussi avancées et généralisées que sur l'ouvrage NB 72.

4.2.2. Remise en état de la bordure

Pour la bordure, il a été choisi d'intervenir de manière à mettre sa géométrie aux normes tout en la rendant robuste vis-à-vis des expositions (pénétration des chlorures, cycles gel-dégel) en la rendant le plus imperméable possible. Il a donc été décidé d'hydrodémolir l'enrobage de la bordure, en partie présentant des pathologies du béton, et de recharger le déficit de gabarit par du CFUP.

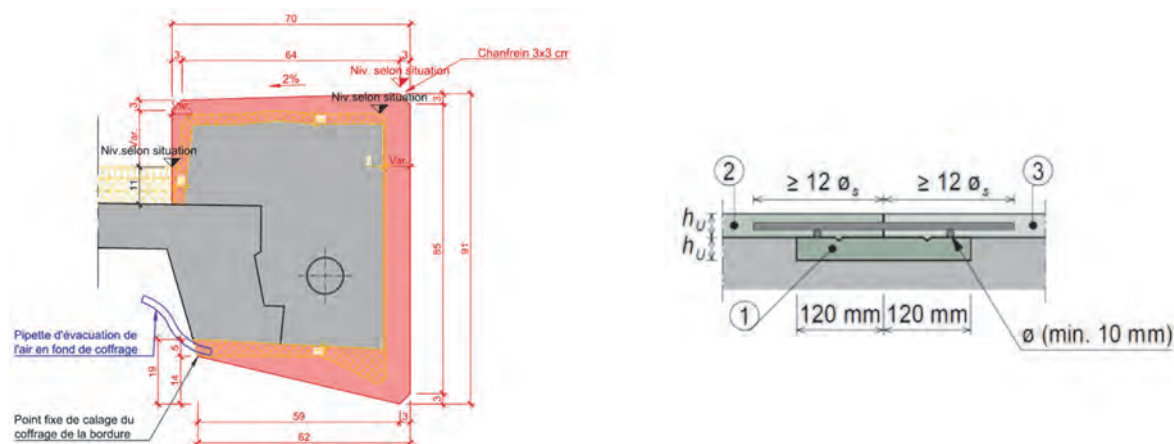


Fig. 9 : Remise en état de la bordure du pont NB 74 : coupe de la bordure à gauche; détail du joint de reprise en CFUP - principe selon [1] et [5], à droite

La géométrie du pont pas tout à fait régulière, les contraintes de chantier, ainsi que la proximité des voies et des lignes de contact CFF ont rendu les conditions de coffrage compliquées. Afin de rendre les étapes de mise en place du CFUP les plus répétitive possible, il a été nécessaire de couler les éléments de bordure en 2 étapes. Des joints de reprise ont été donc créés à chaque travée.

Les dimensions du joint sont petites et le béton de base n'est pas régulier car hydrodémoli. L'exécution d'un arrêt de bétonnage au milieu du joint comme le présente l'article 5.4.3 du Cahier technique SIA 2052 [4] est compliquée et apporte des risques de mauvaise exécution. C'est pourquoi il a été décidé de faire ces joints en 3 temps, comme le décrit la Méthode 2 de la Documentation ASTRA 82022 [1], ou également la version du Cahier technique SIA 2052 de 2023, actuellement en consultation, art. 5.4.2, présentée à la Fig. 9 :, ci-dessus.



Fig. 10 : Bordure de l'ouvrage NB 74 : Préparation du support et joint de reprise

Un deuxième point spécifique est le respect de la pente de la face supérieure de la bordure (Fig. 9 :), en présence de la pente longitudinale de l'ouvrage, sans utilisation du contre-coffrage. Cette problématique a été résolue en optimisant la recette du CFUP par l'ajout des fibres synthétiques, comme expliqué dans les chapitres 4.3 et 4.4.

La procédure suivante est ainsi respectée pour la mise en place et la cure du CFUP des bordures :

- Préparation du support : avant la mise en place du CFUP, le béton de support est arrosé d'eau de sorte à le saturer en eau, selon le procédé usuel.
- Mise en place du CFUP : la vibration du CFUP est un processus délicat. Il faut le vibrer suffisamment de sorte qu'il prenne bien place en sous-face de bordure sans pour autant en faire trop pour éviter une ségrégation des fibres. Entre deux bennes de CFUP, malgré le travail de vibration qui ne le laisse pas se stagner, un passage au râteau est fait de sorte à ne pas laisser une fine couche de séchage, qui risque de se former rapidement, entre les gâchées.
- Talochage de la face supérieure : dû à la caractéristique "collante" du CFUP, le talochage n'est pas réalisable à l'eau, comme pour un béton classique, mais à l'aide d'un produit spécifique qui, dans le cas du présent projet, est un produit élaboré par le fabricant du CFUP. Malgré l'ajout de fibres synthétiques qui améliore grandement sa tenue, cette étape est répétée jusqu'à 3 fois, et dure au total entre 30 minutes et une heure.
- Cure des premières 24 heures : aspersion de la surface de la bordure fraîchement exécutée par un produit de cure. Mise en place d'une natte thermique sans contact avec le CFUP. Une natte thermique est aussi mise en place derrière les faces de coffrage exposées au soleil pour éviter une surchauffe du coffrage.



Fig. 11 : Exécution de la bordure : application du produit de cure à gauche ; nattes thermique à droite

- Décoffrage : le décoffrage est réalisé à 24 heures. Ce décoffrage rapide permet d'éviter que le retrait du CFUP ne provoque un espace entre la face de la bordure et le coffrage, ce qui permettrait à l'eau de s'y écouler et de laisser des traces lors du décoffrage. Lors du décoffrage, une couche de produit hydrofuge est appliquée, juste avant la mise "sous serre". L'application d'une couche hydrophobe au décoffrage permet de réduire les coulures de calcites qui se forme à la surface du CFUP lorsque celle-ci est en contact avec l'eau.
- Cure jusqu'à 7 jours : mise en place d'un châssis de cure permettant de mettre la bordure "sous serre" hermétiquement à l'air. Le châssis permet d'éviter le contact entre la bâche et le CFUP et assurer un meilleur rendu esthétique. La bâche est choisie transparente pour réduire les surchauffes.
- La dépose du châssis de cure : à 7 jours après mise en place du CFUP le châssis est déposé. Une 2^{ème} couche de produit hydrofuge est appliquée directement après la dépose.



Fig. 12 : Bordure du pont NB 74 : châssis de cure à gauche ; vue de la bordure depuis l'extérieur après cure, image à droite

4.3. Essais in-situ

Dans le cadre du contrôle qualité de la mise en place, avant le début des travaux, un banc d'essai a été réalisé *in situ*, permettant ainsi de valider la recette selon le résultat de la tenue à la pente, le rendu esthétique final suite au processus de cure, ainsi que suite à un essai in-situ d'arrachement en sous-face de la bordure, zone critique puisque confinée et contraignante pour la mise en place.

Les exigences à remplir en termes de la contrainte d'arrachement sont un minimum de 1 MPa pour les valeurs isolées et un minimum de 1.5 MPa pour la valeur moyenne de 3 essais individuels. Les résultats obtenus sont convaincants. Les ruptures occasionnées à l'interface CFUP/béton se sont réalisées pour des efforts supérieurs à la limite attendue. Quelques essais ne remplissent pas les valeurs attendues mais la rupture de ces essais s'est faite dans le béton et non pas à l'interface CFUP/béton, ce qui a permis de valider le processus de mise en place.

4.4. Défis techniques et retours d'expérience du NB 74

Les défis techniques majeurs lors de l'intervention sur la bordure sont :

- La bonne mise en place du CFUP en face inférieur de la bordure : étant donné la géométrie de la bordure existante (voir Fig. 9 :), il n'a pas été possible d'hydrodémolir uniquement la surface de béton. La bordure est donc démolie de manière rectiligne, afin d'assurer une meilleure mise en place du CFUP.

Pour assurer une mise en place homogène du CFUP, dont la composition est adaptée pour permettre la tenue à la pente, il a été vibré. Comme mentionné plus haut, la vibration doit se faire de manière dosée afin de ne pas provoquer une ségrégation des fibres.

Pour éviter que l'air ne stagne et ne permette pas au CFUP de prendre place jusqu'au fond de la face inférieure, des pipettes ont été mise en place pour évacuer l'air. (voir Fig. 9 :)

- La réalisation d'une pente en face supérieure de la bordure, malgré les vibrations provenant du trafic : il était initialement prévu de mettre en place deux type de CFUP différents - un CFUP ordinaire pour la sous-face et la face verticale, puis un CFUP de type "thixotrope" pour la face horizontale et la retombée côté voies de roulement. L'inconvénient d'une telle procédure est d'une part d'assurer la bonne homogénéité entre les deux types de CFUP et d'autre part la marge d'erreur à disposition sur le planning au moment de la mise en place. En effet, le séchage rapide de la surface de la masse coulée apporte un grand risque de fissure à l'interface des deux recettes différentes. Enfin, le risque lié à l'exécution réussie des deux recettes différentes ne peut pas non plus être exclu.

En commun avec l'entreprise de construction, il a été décidé d'ajouter des fibres synthétiques en plus de la recette initiale du CFUP à hauteur de 4 kg de fibres synthétiques par m³. À la suite de l'ajout des fibres synthétique, le CFUP mis en place présente une tenue à la pente fort intéressante : il a été possible de réaliser une bordure test avec une pente transversale de 2%.

La pente en travers cible de 2% n'a pas pu être atteinte lors des étapes de bétonnage de la bordure (hors bordure test) par la méthodologie proposée par l'entreprise. Celle-ci a pu atteindre une pente transversale d'environ 1%. Des mesures complémentaires seront mises en œuvre par l'entreprise pour pallier cette problématique.

5. Conclusions

L'utilisation du CFUP dans la réhabilitation des ouvrages de l'infrastructure routière a une fois de plus démontré ses avantages, dans le contexte de protection et de renforcement des éléments de structure. Pour des éléments de structure dont le béton a montré des pathologies menant à des risques importants de corrosion d'armature, le CFUP a pu être appliqué avec succès dans des conditions d'exécution très contraignantes, comme par exemple des piles de ponts à proximité des voies ferrées : les performances du matériau ont permis de construire une nouvelle couche de protection relativement fine, formant un élément monolithique avec le support uniquement par adhérence. Similairement, lors des renforcements des entretoises, l'utilisation du CFUP a permis d'assurer une géométrie simple, sans conflit avec les éléments de finition. La mise en place d'un enrobage en CFUP pour les bordures de pont permet une remise en état plus efficace. Cependant, malgré des essais de convenance concluants, la pente transversale planifiée n'a pas pu être entièrement atteinte *in situ* par la méthodologie proposée. Les procédés d'une cure du CFUP améliorée ont été appliqués, permettant d'éviter les micros-fissures et d'assurer un meilleur aspect visuel des éléments.

6. Remerciements

Les auteurs du projet remercient le consortium Lac Biemme formé des entreprises Walo Bertschinger AG Bern et Weibel AG qui s'est chargé des travaux de renforcement avec CFUP des ponts du projet UPlaNS La Neuveville-Bienne Ouest, Lot Centre, et en particulier les personnes suivantes : MM. Ivan Richon, Corentin Vuilleumier, Perfecto Figueiras, Nathanaël a Marca et Nicolas Bezençon.

7. Références

- [1] BRÜHWILER E., *Documentation ASTRA 82022 : CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière*, OFROU, 2023
- [2] CUENNET S., “ Utilisation du BFUP à l'OFROU – rétrospectives et perspectives”, 3^{ème} *Journée d'étude Béton Fibré Ultra Performant*, HIEA - FR, BFH - AHB, 2019
- [3] SPASOJEVIC A., “ BFUP en réhabilitation des ouvrages d'art des RN suisses”, *Journée technique IMGCC – PIARC - OFROU*, Paris 2022
- [4] SIA, *Cahier technique 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution*, SIA 2016
- [5] SIA, *Cahier technique 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution – révision 2023 mise en consultation*.

Réfection du Grand-Pont de Lausanne

Philippe MENÉTREY

Ing. EPFL, Dr sc. tech.

INGPHI SA

Lausanne, CH

Guillaume FARGIER

Dipl. CHEBAP

INGPHI SA

Lausanne, CH

Sophie TSCHUMY

Dipl. ing. civil EPFL

INGPHI SA

Lausanne, CH

Résumé

Le Grand-Pont est un pont emblématique à Lausanne. L'ouvrage, conçu par Adrien Pichard, est un pont à voûtes multiples en maçonnerie sur deux niveaux d'une longueur de 170 m. Il a été mis en service en 1844 et depuis, il a été partiellement remblayé puis élargi plusieurs fois. Le tablier en béton armé construit en 1933 était en mauvais état et les maçonneries étaient gorgées d'eau.

La réfection du Grand-Pont a consisté à la reconstruction des encorbellements par une nouvelle dalle en béton précontraint. La dalle est conçue pour « flotter » au-dessus des voûtes en maçonnerie et les protéger, tout en les mettant en valeur visuellement. Elle est étanchée avec une couche de CFUP sur l'ensemble de la surface, qui permet de supprimer les nombreuses venues d'eau observées dans les voûtes en maçonnerie et ainsi de les préserver. Cette couche vient se lier aux deux fines bordures d'extrémité, également en CFUP coulé sur place, dans un souci de continuité de matériaux et de durabilité.

L'ouvrage étant inscrit à l'inventaire des monuments historiques, le projet a été accompagné par les Services du patrimoine de la Ville de Lausanne et du Canton de Vaud. Ces échanges ont également conduit à une conservation partielle des garde-corps existants dont les panneaux ont été rénovés et les montants coulés à neuf ainsi qu'à la réalisation de fines bordures en CFUP qui s'associent visuellement à l'utilisation piétonne des trottoirs.

Mots-clés : Réfection d'ouvrage, étanchéité CFUP, maçonnerie, béton précontraint, patrimoine

1. Introduction

Ouvrage emblématique de Lausanne construit en 1844, le Grand-Pont est la principale liaison est-ouest de la ville. Le pont est réalisé dans le cadre de la création d'une ceinture périphérique du centre-ville imaginée par l'ingénieur cantonal Adrien Pichard (1790-1841) comme décrit dans [1]. Le projet de 1844 est un pont à voûtes multiples en maçonnerie sur deux niveaux, avec 6 voûtes au niveau inférieur et 19 voûtes au niveau supérieur. L'ouvrage a une longueur totale de 172 m, une largeur initiale de 10.70 m et une hauteur maximale de 25 m au-dessus de la rivière du Flon.

Les voûtes inférieures du Grand-Pont ont été enfouies en 1873 lors du comblement de la vallée du Flon, il en résulte que la hauteur visible de l'ouvrage est réduite.



Fig. 1 : Vue sur le Grand-Pont depuis le Grand-Chêne (photo : André Schmid, photographie, 1868 © coll. Musée Historique Lausanne)

Le Grand-Pont est élargi en 1891 avec une charpente métallique comme décrit par Jules Gaudard [3]. L'élargissement permet d'augmenter la largeur de chaque trottoir pour atteindre une largeur totale de 12.90 m. La partie en encorbellement est réalisée avec une double console métallique disposée au-dessus de chaque pile. Les garde-corps d'origine sont remplacés par de nouveaux garde-corps en fonte.

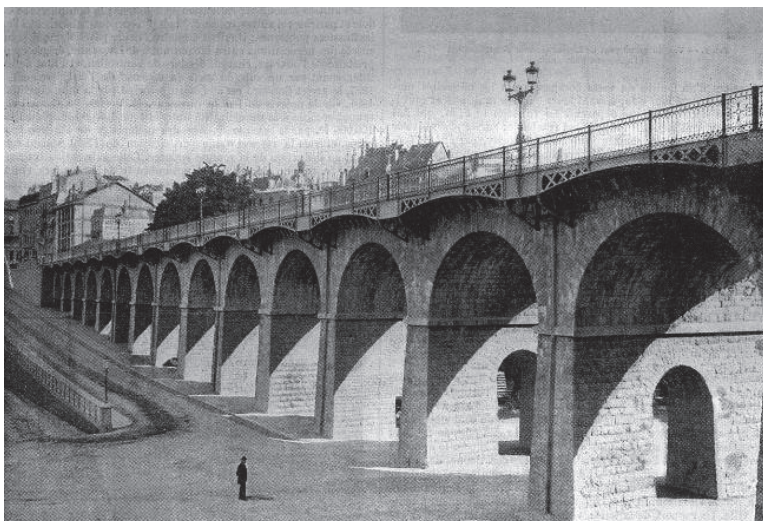


Fig. 2 : Elargissement du Grand-Pont de 1891 avec des consoles métalliques (photo : © Archives de la ville de Lausanne, AVMC)

La charpente métallique de l'élargissement est ensuite remplacée par des encorbellements en béton en 1933, qui permettent à nouveau d'augmenter la largeur de l'ouvrage pour atteindre 15.30 m. Ils sont réalisés avec des sommiers en béton armé placés à travers le pont en porte-à-faux de chaque côté et disposés dans le même rythme que les piles des voutes.



Fig. 3 : Élargissement du Grand-Pont de 1933 avec des encorbellements en béton (photo INGPHI 2017)

Suite à un concours et dans le cadre du projet du tram de Lausanne, un projet d'élargissement du Grand-Pont a été établi en 2011 par le groupement d'ingénieurs IG Grand-Pont composé des bureaux Bächtold & Moor AG et INGPHI SA. Cependant, le projet de tram a soulevé plusieurs oppositions qui ont bloqué l'ensemble du projet, y compris d'élargissement du Grand-Pont. Neuf ans plus tard, en 2020, une fois les oppositions levées, les études ont repris.

2. Examen de l'ouvrage existant

2.1. Inspections et investigations

Dans le cadre de l'examen de l'ouvrage, une campagne d'inspections et d'investigations est réalisée en 2020. Une inspection visuelle systématique et un relevé de tous les dégâts identifiés sont menés sur l'ensemble de l'ouvrage. De nombreuses dégradations sont observées sur les encorbellements en béton (armatures corrodées et éclatement du béton) sur les différents éléments les composant (sommiers transversaux, dalles trottoirs, bordures de rive) ainsi que sur les maçonneries. Une défaillance globale de l'étanchéité de la dalle et du système de récupération des eaux de chaussée a provoqué des venues d'eau dans les maçonneries, dissolvant leurs joints et conduisant à des désolidarisations de moellons.



Fig. 4 Dégâts types observés sur les encorbellements en béton (haut) et les maçonneries (bas) (photos INGPHI 2020)

En complément, des investigations sont réalisées de l'ouvrage afin de déterminer les caractéristiques des matériaux constituant l'ouvrage et préciser leur état de dégradations. Des processus de dégradations chimiques (corrosion des armatures, réaction alcali-granulat, présence de chlorures) sont identifiés dans la plupart des éléments structuraux.

2.2. Vérifications statiques

En parallèle, des vérifications statiques sont effectuées sur les encorbellements en béton et sur les garde-corps existants. Ces calculs mettent en évidence des non-conformités structurelles majeures, en particulier dans le cas de charge accidentel de trafic routier sur les trottoirs. De plus, la dégradation des matériaux et les pertes de sections observées lors des inspections visuelles aggravent la non-conformité établie des encorbellements en béton.

2.3. Evaluation de l'état

L'examen de l'ouvrage existant montre que les dégradations des encorbellements en béton se sont accélérées. En effet, en 2011, l'ouvrage était classé en état 2 ou 3 (état acceptable à détérioré) selon la classification OFROU [2] alors qu'en 2020, il a été classé en état 3 à 4 (état détérioré à mauvais état). Les sommiers transversaux doubles, de même que les dalles en béton armé, sont classés en état 4 à cause des éclatements de béton observés et de la corrosion avancée de nombreuses barres d'armature.

De plus, les vérifications statiques montrant que les éléments structuraux de l'ouvrage ne satisfont plus aux exigences des normes, l'urgence des travaux de remise en état pour pouvoir préserver l'intégrité de cet ouvrage historique était avérée, de sorte qu'ils ont été planifiés pour 2022.

3. Réfection du Grand-Pont

3.1. Nouvelle dalle en béton armé précontraint

Le projet de réfection du Grand-Pont consiste à démolir les encorbellements en béton de 1933 ainsi que la dalle de chaussée et à les remplacer par une nouvelle dalle en béton précontraint, disposée sur l'ensemble des 19 voûtes comme décrit par Ph. Menétray et al. [4].

La nouvelle dalle a été conçue pour « flotter » au-dessus des voûtes en maçonnerie, afin de les protéger, tout en les mettant en valeur visuellement sans en perturber le rythme. En effet, toutes les entretoises transversales sont supprimées. Ce nouveau tablier est composé d'une dalle continue et lisse, qui prend appui sur les voûtes en maçonnerie existantes et se prolonge en porte-à-faux de part et d'autre des murs tympan pour se terminer par de fines bordures de rive en composite cimentaire fibré ultra-performant (CFUP). La rigueur apportée lors de la mise en place du coffrage de la dalle permet de faire coïncider son calepinage avec le rythme des travées et des panneaux de garde-corps.

Le nouveau tablier couvre l'intégralité de la surface de l'ouvrage, avec une longueur de 172 m et une largeur variable. En partie courante, la dalle a une largeur totale maximale de 15.30 m avec deux porte-à-faux de 2.70 m. L'épaisseur de la dalle varie entre 25 et 38 cm au droit des sections d'encastrement des porte-à-faux. Elle est séparée en deux voies de circulation de 4 m de largeur et de deux trottoirs. Une bordure bouteroue en gneiss de 20 cm de hauteur sépare la voie de roulement des trottoirs. Le tablier du pont se découpe autour des bâtiments existants pour en être totalement délié statiquement. Ce parti pris permettra de garantir l'intégrité et la pérennité de l'ouvrage quelles que soient les évolutions de son environnement bâti.

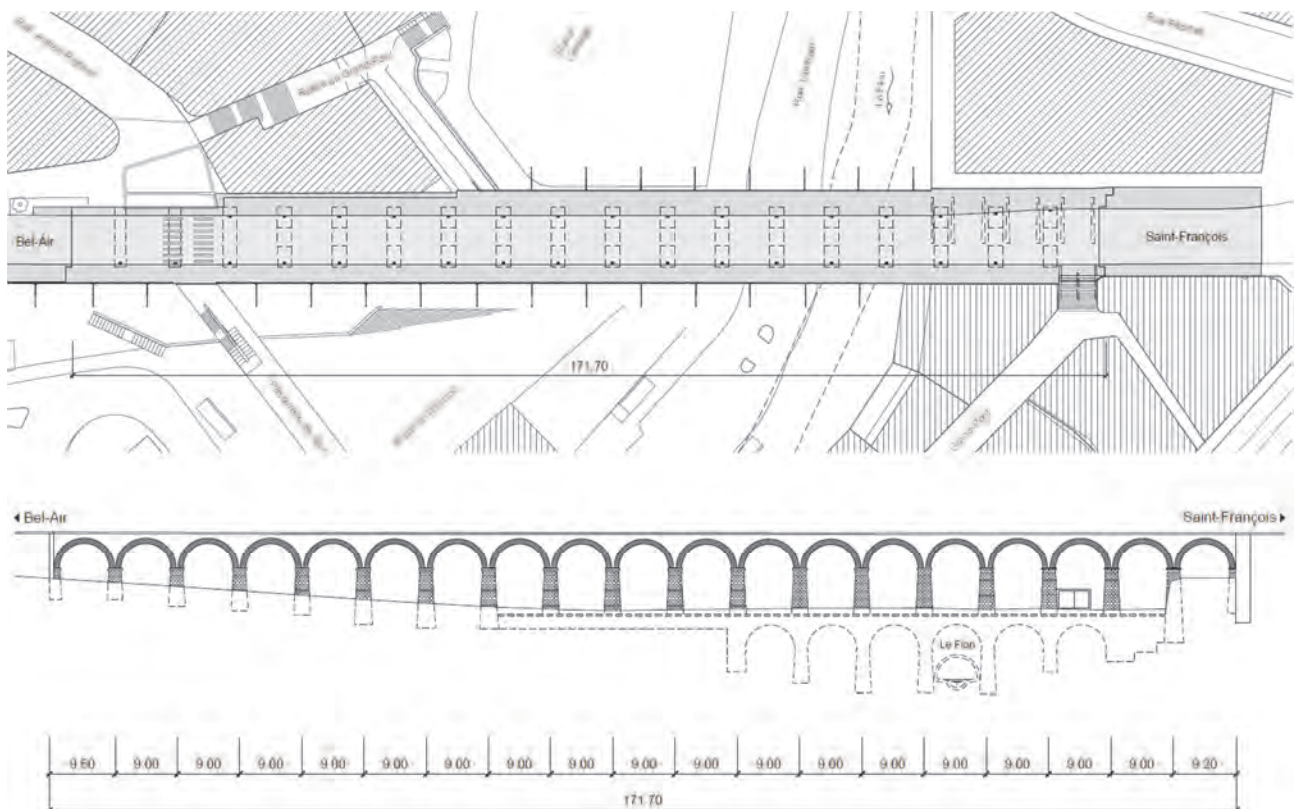


Fig. 5 Vue en plan et élévation de la remise en état

La dalle est en béton armé, et elle est précontrainte transversalement chaque mètre par un câble 3T15 de sorte que le tablier puisse reprendre les charges de mobilité douce et les charges de trafic routier accidentel sur les trottoirs.

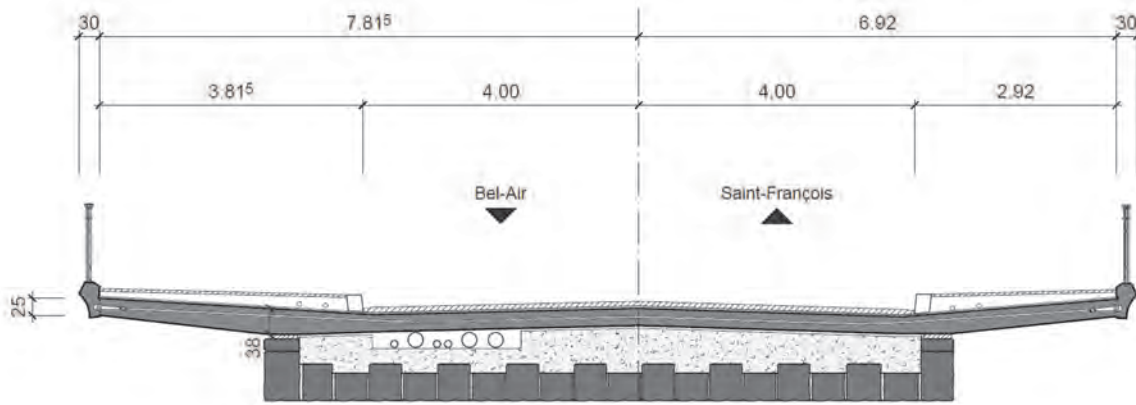


Fig. 6 : Coupe transversale du nouveau tablier

3.2. Etanchéité CFUP

Le Grand-Pont possède une faible pente longitudinale qui varie entre 0.33 et 0.92‰. L'écoulement des eaux est donc sensible ; il est facilité par un dévers transversal en toit de 2.5 à 3.7% et une contre-pente entre 2.5 et 3% sur les trottoirs.

La dalle est étanchée avec une couche de CFUP, le Smart Up de Vicat, de type UB, non armé d'épaisseur 3 cm sur l'ensemble de la surface. Elle est mise en place en seulement deux étapes (par demi-chaussée) afin de minimiser les joints de reprise. Un joint longitudinal unique est réalisé entre les deux étapes à l'axe du pont. Cette couche vient se lier aux deux bordures d'extrémité à l'aide d'un détail avec une double réservation dans la bordures et l'extrémité du porte-à-faux de la dalle. Cette nouvelle étanchéité permet de supprimer les nombreuses venues d'eau observées dans les voûtes en maçonnerie et de préserver ainsi ces éléments historiques.



Fig. 7 : Pose de la couche d'étanchéité CFUP sur le tablier (photos INGPHI 2022)

Cette étanchéité minérale est également choisie dans l'optique d'éventuelle futures modifications des largeurs de chaussées et de trottoirs. En effet, il est primordial de pouvoir garantir l'intégrité de la couche d'étanchéité du tablier dans le cadre de ces possibles réaménagements au niveau de la chaussée.

3.3. Bordures CFUP

Les bordures sont également réalisées en CFUP, le Smart Up de Vicat, de type UB. Ainsi, les bordures terminent la dalle de roulement garantissent une continuité de matériaux avec la couche d'étanchéité et une grande durabilité : aspect important de ces parties d'ouvrage particulièrement sensibles car exposées aux sels de déverglaçage. De plus, l'utilisation du CFUP permet de les affiner et d'offrir une vision extérieure de l'ouvrage plus légère, qui s'associe visuellement à l'utilisation piétonne des trottoirs. La perception de la bordure est encore affinée en arrondissant la partie inférieure, de sorte que la face supérieure en biais ressorte à la lumière et la partie arrondie disparaisse dans l'ombre. Et finalement, le CFUP est teinté dans la masse avec 3% d'oxyde de titane pour obtenir une couleur gris clair similaire à celle du béton.

Les bordures sont conçues avec des faces supérieures biaisées, afin d'obtenir un effet dissuasif vis-à-vis des suicides. Elles sont également taillées en biais sur la face intérieure, pour que le piéton puisse sentir ce changement de pente.

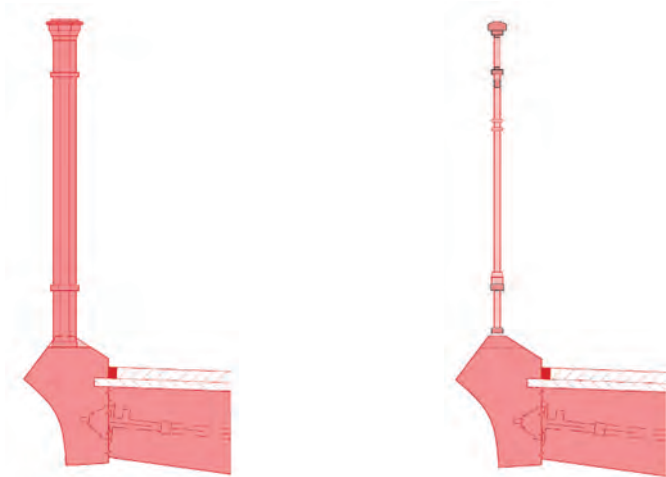


Fig. 8 : Coupes types des bordures et garde-corps, (gauche) au droit des montants, (droite) au droit des panneaux

Au niveau de la réalisation, les bordures ont été bétonnées sur place par étapes de 27 m à l'aide de modules de coffrage réutilisés d'étape en étape. Le niveau du couronnement est calé pour être taloché lors du bétonnage. La bordure CFUP est prolongée sur l'estacade et le mur côté Bel-Air afin d'obtenir une ligne visuelle claire et continue sur tout le tronçon réfectionné.

Des prototypes de bordures ont été réalisés afin de valider la recette du CFUP et le procédé de réalisation en place. La recette a ainsi pu être adaptée en rajoutant de l'oxyde de titane afin d'éclaircir sa teinte et de se rapprocher de celle de la dalle en béton armé.



Fig. 9 Vue du bétonnage de la bordure CFUP (photo INGPPI 2022)

3.4. Aspects patrimoniaux

L'ouvrage étant inscrit à l'inventaire des monuments historiques, le projet a été accompagné par les Services du patrimoine de la Ville de Lausanne et du Canton de Vaud. L'ensemble bordure, garde-corps, candélabres, porte-drapeaux et mâts TL a d'ailleurs fait l'objet de plusieurs variantes modélisées en 3D sur un tronçon de pont afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences dans un dessin.

Les garde-corps existants, construits en 1891 lors du premier élargissement du Grand-Pont, possèdent une grande valeur patrimoniale. Ils sont composés de montants en fonte entre lesquels sont glissés des panneaux en fer forgé. Contrairement au résultat du concours de 2005 qui prévoyait de remplacer les garde-corps existants, ils ont été conservés grâce à la mise en place de bordures bouleroues et la volonté de préserver leur valeur patrimoniale. Après des essais en laboratoire, il s'est avéré que les panneaux en fer forgé pouvaient être conservés, alors que les montants et les candélabres devaient être remplacés, car la qualité de la fonte qui les compose ne permettait plus de répondre aux normes actuelles.

Ainsi, l'ensemble des panneaux des garde-corps a été restauré. Ils ont été relevés, répertoriés, démontés, sablés, renforcés, revêtus d'une protection contre la corrosion, peints et remontés à l'aide d'ancrage dans la bordure CFUP. Les montants et candélabres ont été moulés à neuf avec une fonte moderne. La géométrie des nouveaux montants est sensiblement identique à celle des montants existants.

Les candélabres ont été redessinés afin de créer un espace lumineux spécifique au Grand-Pont. Ils sont disposés en prolongation des montants et possèdent une forme organique avec deux bras, terminés chacun par une vasque. Leur géométrie rappelle le dispositif d'éclairage historique à deux branches de 1891 et s'accorde avec les motifs floraux des panneaux de garde-corps, tout en apportant une touche de modernité.



Fig. 10 Vue en enfilade du garde-corps et de la bordure en CFUP (photo INGPHI, 2023)

Dans la même démarche, les descentes d'eau en fonte originelles sont également conservées, restaurées et raccordées aux nouveaux avaloirs au niveau de la chaussée. L'écoulement de l'eau est en effet assuré par un dévers transversal en toit et une contre-pente sur les trottoirs.

Dans le cadre des travaux de 2022, la réfection de la maçonnerie des voûtes a consisté à restaurer les intrados des voûtes et des piédroits ainsi qu'à réparer des joints. Les joints sont refaits à l'identique, en respectant les différents types de joints présents sur l'ouvrage.

Les intrados des voûtes et des piédroits ont été assainis par hydrogommage, c'est-à-dire en projetant de l'eau et du sable aux grains anguleux afin de décaper les couches de calcite déposées par les ruissellements d'eau à travers la maçonnerie. Cette technique a été utilisée dans le but de limiter le volume d'eau projeté contre la maçonnerie. Ces interventions restent minimales et légères pour cette structure qui a été construite il y a près de 180 ans.

4. Conclusion

Le Grand-Pont construit en 1844 est un ouvrage emblématique de la ville de Lausanne. C'est un pont à voûtes multiples en maçonnerie sur deux niveaux d'une longueur de 170 m. Il a été élargi en 1891 avec une charpente métallique, qui a elle été remplacée par des encorbellements en béton en 1933. Ces derniers se dégradent et ne satisfaisaient plus aux exigences des normes. Les inspections menées en 2020 ont également mis en évidence une défaillance globale de la dalle, illustrée par des fissures et éclatements du béton et des maçonneries gorgées d'eau.

La réfection du Grand-Pont consiste à remplacer les encorbellements en béton de 1933 par une nouvelle dalle à épaisseur variable en béton précontraint. La dalle est conçue pour « flotter » au-dessus des voûtes en maçonnerie et les protéger, tout en les mettant en valeur visuellement. Elle est étanchée avec une couche de CFUP sur l'ensemble de la surface, qui permet de supprimer les nombreuses venues d'eau observées dans les voûtes en maçonnerie et ainsi de les préserver. Cette couche vient se lier aux deux fines bordures d'extrémité, également en CFUP coulé sur place, dans un souci de continuité de matériaux et de durabilité.

L'ouvrage étant inscrit à l'inventaire des monuments historiques, le projet et notamment la conception des bordures et des garde-corps ont été accompagnés par les Services du patrimoine de la Ville de Lausanne et du Canton de Vaud. Ces échanges ont conduit à une intervention exemplaire, avec la conservation partielle des garde-corps existants dont les panneaux ont été rénovés et les montants coulés à neuf. Dans la même ligne, les bordures ont été réalisées en CFUP afin de les affiner et qu'elles s'associent visuellement à l'utilisation piétonne des trottoirs.

Le tablier du Grand-Pont aura ainsi été reconstruit trois fois depuis 1844, ce qui nous rappelle le caractère non permanent de nos ouvrages qui doivent être remis en état, transformés et modernisés pour de nouvelles utilisations.

5. Références

- [1] BISSEGGER P., Ponts et pensées, Adrien Pichard (1790-1841) : premier ingénieur cantonal, Lausanne, Bibliothèque historique vaudoise, 2019.
- [2] Directive OFROU, Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales, OFROU, 2005.
- [3] GAUDARD J., « Élargissement du Grand Pont de Lausanne », Bulletin de la société vaudoise des ingénieurs et des architectes, no 7, 1895.
- [4] MENETREY P., FARGIER G. et TSCHUMY S., « Remise en état du Grand-Pont à Lausanne », Tracés, déc. 2022.
- [5] SIA 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016.

6. Intervenants

Maître d'ouvrage : Ville de Lausanne
 Service de la mobilité et de l'aménagement des espaces publics (MAP)
 Auteur de projet : INGPHI SA (auteur de projet et DLT)
 Bächtold & Moor SA (contrôle)
 Entreprise : Walo Bertschinger SA

Modernisierung Kanderbrücke Mülönen: Erhalt historischer Stahlbrücken dank vorfabrizierter, tragender UHFB-Fahrbahn

Jean-Pascal AMMANN
MSc Bauing. ETH/SIA
Emch+Berger Gruppe
Emmenbrücke, CH

Clà FANZUN
MSc Bauing. ETH
Emch+Berger Gruppe
Bern, CH

Vincent KOERSCHGENS
BSc Bauing. FH
Emch+Berger Gruppe
Bern, CH

Summary

Im Berner Oberland konnte eine 110-jährige Strassenbrücke durch den Einsatz einer neuen vorfabrizierten Fahrbahn aus UHFB erhalten und modernisiert werden. Die alte, schwere Fahrbahn aus Zoreseisen überdeckt mit Stampfbeton und mehrfach aufgetragenem Belag war undicht und hat das tragende Stahlfachwerk durch das hohe Eigengewicht stark ausgelastet. Ihr Rückbau und die Entwicklung einer neuen, vorfabrizierten Fahrbahn aus UHFB haben es erlaubt, das Gewicht der Fahrbahn stark zu reduzieren. So konnte die Tragkapazität des Bauwerks massgeblich erhöht werden, ohne es zu verstärken, und ein Beitrag zum Erhalt von Baukultur geleistet werden. Die UHFB-Fahrbahn kombiniert dabei mehrere Funktionen: Sie trägt, dichtet ab, schützt und dient als Belag. Die Vorfabrikation von UHFB-Elementen in Leichtbauweise bildet ein grosses Potential im Infrastrukturbau.

Keywords: Nachhaltigkeit, Brückenbau, UHFB, Fertigelemente, Baukultur

1. Einleitung

Bei der Talstation der Niesenbahn in Mülönen (Kandertal, Kanton Bern) steht ein wertvolles Brückenensemble. Die zwei Stahl-Fachwerkbrücken, erbaut zwischen 1905 und 1910, sind mit ihren genieteten Verbindungen Bauwerke von historischem Wert, wie man sie in der Schweiz immer seltener findet. Die nordseitige, rund 33 Meter lange Strassenbrücke wurde in den letzten Jahren immer mehr dem Verfall überlassen und sollte abgerissen werden.



Abb. 1: a) Brückenensemble mit der südseitigen Fachwerkbrücke der Niesenbahn und der nordseitigen Strassenbrücke, die den Gegenstand des vorliegenden Artikels bildet, b) Historische Postkarte der Station Mülönen

Die Strassenbrücke bildet den zentralen Einstiegspunkt ins beliebte Wander- und Erholungsgebiet am Niesen. Im Frühjahr 2020 stand das Bauwerk kurz vor der Sperrung. Die sekundären Fahrbahnträger waren an mehreren Stellen durchkorrodiert, die Belagsfläche stark deformiert und an zentraler Lage durchgebrochen. Statt das Bauwerk abzureissen konnte der Gemeinde Aeschi bei Spiez aufgezeigt werden, dass die Strassenbrücke erhalten werden kann und diese Variante gegenüber einem Neubau erst noch nachhaltiger ist.

2. Konzeptentwicklung

Die rund 33 Meter lange Kanderbrücke wurde zu Beginn des 20. Jahrhunderts im Zusammenhang mit dem Bau der Standseilbahn auf den Niesen, direkt neben der Talstation der Bergbahn erstellt. Das Tragwerk besteht aus zwei genieteten Fachwerkträgern mit einem lichten Abstand von 3.60 Meter, die alle rund vier Meter über Querträger verbunden sind. Eine Sekundärstruktur trug die Fahrbahn, die sich aus Zoreisen überdeckt mit Stampfbeton und mehrfach aufgetragenem Belag zusammensetzte. Seit ihrer Erstellung vor über 100 Jahren wurde das Bauwerk vermutlich nie instandgesetzt. Die Brücke ist im Bauinventar der kantonalen Denkmalpflege als «erhaltenswert» aufgeführt, da sie unverändert im Ursprungszustand erhalten ist.



Abb. 2: a) Ausgangszustand des Brückentragwerks mit mittiger Holzkonstruktion zur Überbrückung der durchgebrochenen Belagsflächen, b) Knotendetail des Fachwerkträgers

Die Fachwerkträger haben zum grössten Teil einen verwitterten und unwirksamen Oberflächenschutz aufgewiesen. Die Oberflächenkorrosion führte jedoch, bis auf einzelne untergeordnete Elemente, nur zu einem unbedeutenden Querschnittsverlust. Die sorgfältig gearbeiteten, Knotendetails wie in Abbildung 2b verdeutlichen den kulturellen Wert des Bauwerks.



Abb. 3: a) Untersicht der Brücke, b) Querschnittsverlust beim Endquerträger

In der Untersicht der Brücke hat sich ein anderes Bild gezeigt. Die Fahrbahn wies weder eine Abdichtung noch ein Gefälle auf. Chloridhaltiges Wasser ist jahrzehntelang ungehindert über die Schulter auf die Querträger geflossen und durch den Belag auf die Sekundärstruktur gesickert. Der starke Oberflächenverlust ist in Abbildung 3a gut sichtbar. Im Bereich des defekten Fahrbahnübergangs sind in der Zustandsanalyse die grössten Schäden zu erkennen gewesen, der dortige Endquerträger hat sich wie in Abbildung 3b ersichtlich stark zersetzt. Während die Sekundärstruktur einen schlechten Zustand aufgewiesen hat, hat der gute Zustand der Primärstruktur dazu ermutigt mögliche Instandsetzungslösungen zu überprüfen.

Die statische Überprüfung der Brücke hat gezeigt, dass insbesondere die schwere, bestehende Fahrbahnplatte einen Grossteil der Tragkapazität beansprucht. Die mindestens dreissig Zentimeter dicke

Fahrbahnplatte hat ein Gewicht von rund 700 kg/m^2 ausgewiesen. Entsprechend waren Traglastbeschränkungen für die Nutzung der Brücke angeordnet.

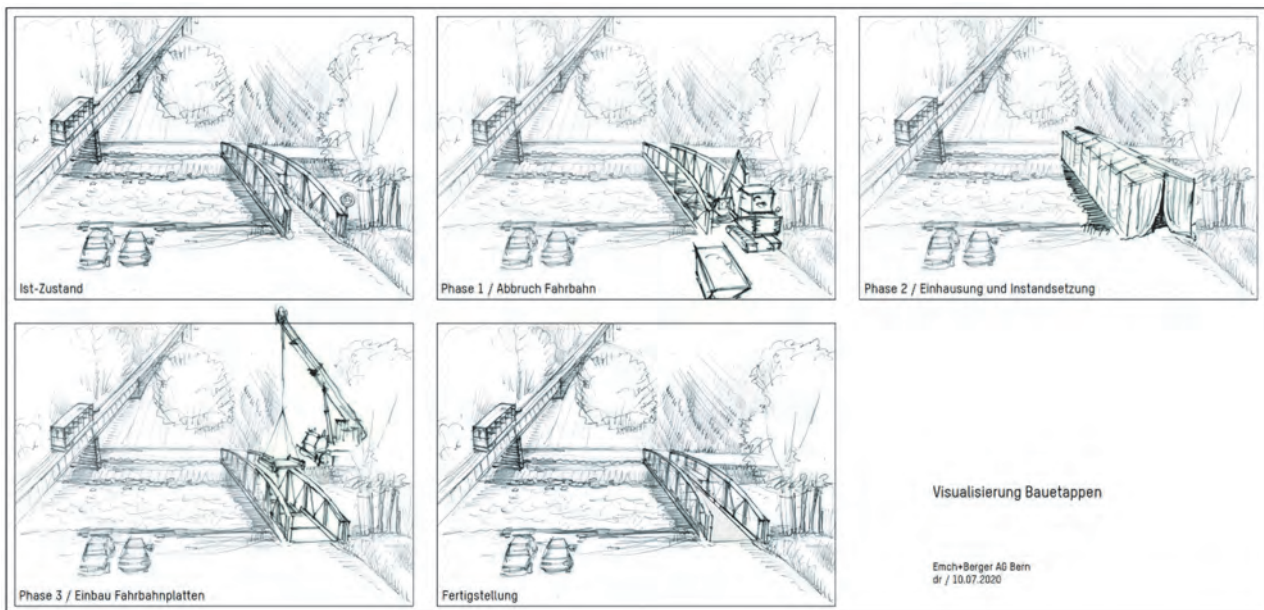


Abb. 4: Konzeptskizze zur Visualisierung des Bauablaufs zuhanden der Gemeindeversammlung

Mit dem Ziel die Fachwerkträger in ihrem Zustand zu erhalten ist die Idee entstanden, die bestehende Fahrbahnplatte durch UHFB-Fertigelemente zu ersetzen, die weniger als Hälfte des bestehenden Fahrbahnplattengewichts aufweisen. Ohne Verstärkung des Haupttragwerks konnten durch die leichtere UHFB-Fahrbahn die Tragkapazität erhöht und sämtliche Gewichtsbeschränkungen aufgehoben werden.

3. Umsetzung

3.1. Vorarbeiten



Abb. 5: a) Freigelegtes Stahltragwerk, b) Massiges Rückbaumaterial in der Sammelmulde

Ende 2021 haben die Arbeiten zum Erhalt der Strassenbrücke mit dem Rückbau der bestehenden Fahrbahn begonnen. Abbildung 5b verdeutlicht eindrücklich die Massigkeit der bestehenden Fahrbahnkonstruktion. Nach dem Rückbau der alten Fahrbahn wurde das verbleibende 45 Tonnen schwere Stahltragwerk angehoben, um eine Gefährdung der Baustelle durch Hochwasser auszuschliessen und die Instandsetzung der Lager zu ermöglichen. Dazu sind vorgängig die beiden Endquerträger ersetzt worden, da die Korrosion zu weit fortgeschritten war und die neuen Querträger so für das bauzeitliche Anheben des Bauwerks ausgelegt werden konnten.



Abb. 6: a) Anheben des Stahltragwerks, b) Einhausung des angehobenen Tragwerks zur Instandsetzung der Stahlkonstruktion

In enger Abstimmung mit den kantonalen Ämtern und Fachstellen ist die Kanderbrücke im Anschluss Anfang 2022 sorgfältig «eingepackt» worden. Der schadstoffhaltige alte Anstrich und die Lage direkt über der Kander haben eine komplette Gerüst-Einhausung zum Schutz der Umgebung erforderlich gemacht. Noch im Schutz der Einhausung und nach Auftrag der neuen Grundierung konnten entsprechend konzipierte Auflager für die UHFB-Fertigelemente an den Querträgern montiert und einzelne Knoten instandgesetzt werden.

3.2. Herstellung und Montage der UHFB-Fertigelemente

Die Konzeption der UHFB-Fahrbahnelemente fand in enger Kooperation mit Prof. Dr. Eugen Brühwiler von der ETH Lausanne statt. Die neue Fahrbahnplatte mit untenliegenden Querrippen ist lediglich 70mm stark. In Längsrichtung schaffen die seitlichen rund 150 mm breiten Träger die notwendige statische Höhe und den Raum für die zur gegenseitigen Vorspannung der Elemente benötigten Kabel-Hüllrohre. Das bisher fehlende Quergefälle ist direkt in den Querschnitt integriert und die Entwässerung mit einer Rinne und regelmässigen Abfluss-Röhrchen gewährleistet. Im Vergleich zur ursprünglichen Fahrbahn kann das Gewicht um rund 50% reduziert werden.

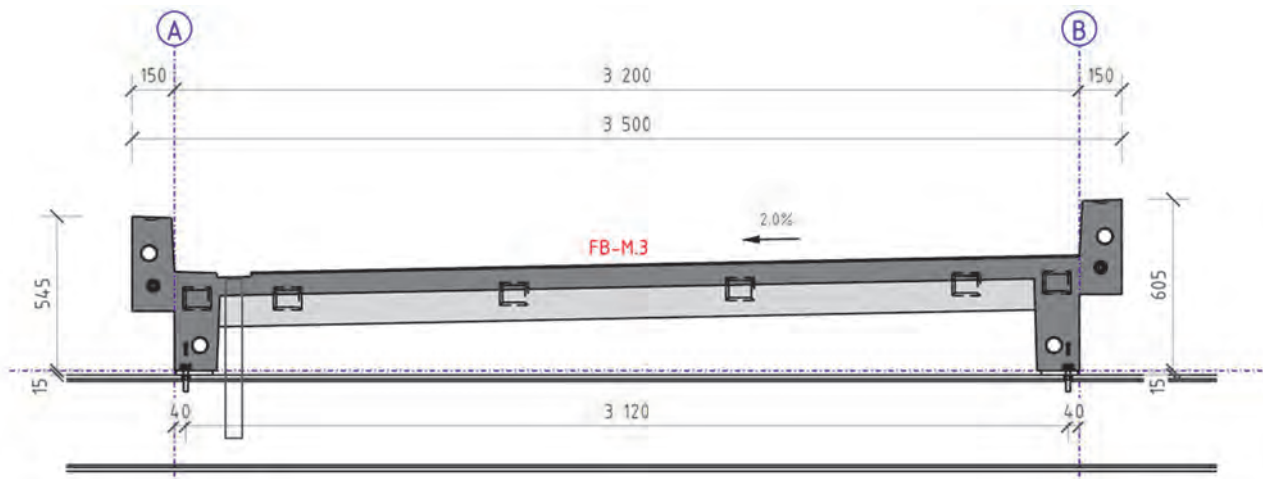


Abb. 7: Querschnitt der UHFB-Fertigelemente



Abb. 8: a) Fertigung der auf dem Kopfhergestellten Fahrbahnelemente; Das Vorgängerelement dient zur Abschaltung, b) Ausgeschaltetes Fertigelement im Werk

Der Überbau setzt sich aus zehn Fertigelementen zusammen, die durch die Element AG im Werk Tafers in hoher Qualität vorfabriziert worden sind. Die Fertigung in Kontaktbauweise (Match-Cast-Verfahren) mit der Anordnung von Schubnocken erlaubt eine hohe Passgenauigkeit. Dank dem konstanten Trägerverlauf wird eine ökonomische Herstellung mit einem einzigen, hochwertigen Schalsatz ermöglicht.

Die Elemente wurden rund 48 Stunden bei 90°C Temperatur und 95% relativer Luftfeuchtigkeit nachbehandelt. Bei diesem Arbeitsschritt ist es wichtig, sicherzustellen, dass die Luftfeuchtigkeit bereits am Anfang der Nachbehandlung eingehalten wird, um Fröhschwinden zu verhindern. Parallel wurden Prüfkörper erstellt und getestet. Die mechanischen Anforderungen an die UHFB-Sorte UB konnten problemlos übertroffen werden.

Die UHFB-Fahrbahnplatten können direkt befahren werden. Sie bedürfen keiner Abdichtung und keines Belages. Die entsprechende Rauigkeit der Oberfläche ist mit eingelegten Schalungsmatrizen der Firma Reckli sichergestellt. Um eine entsprechende Oberflächenqualität zu gewährleisten, sind die Elemente auf dem Kopf fabriziert worden, wie in Abbildung 8a ersichtlich ist.

Der gewählte H-Querschnitt schützt das Fachwerk vor chloridhaltigem Wasser, das bis anhin über den Plattenrand auf die Stahlkonstruktion geflossen ist. Zudem wird ein zweckmässiger Schutz vor Anprall gewährleistet, der ursprünglich nicht vorhanden war. Die Auflage der UHFB-Elemente an den Enden der Querträger ist statisch vorteilhaft, weil lediglich Querkräfte und kaum Momente in die bestehenden Querträger eingeleitet werden. Die Elemente ragen beidseitig einen Meter über die Endquerträger aus. Die Elemente führen dadurch über die Widerlager hinaus und schützen die Lagerbank vor Wasserzutritt. Auf einen Fahrbahnübergang kann verzichtet werden, eine Heissvergussfuge bildet den Übergang zum Strassenkörper. Dadurch können Unterhalt und die Lebenszykluskosten weiter reduziert werden.



Abb. 9: a) Am Bestand angeschraubte Auflager für Fahrbahnelemente sowie Lage der angeordneten Klemmprofile für die Dämpferelemente, b) Montage der Fertigelemente

Sämtliche Fertigelemente sind im Frühjahr 2022 innert eines Arbeitstages angeliefert und mit einem kleinen Mobilkran passgenau versetzt worden. Die jeweils zwischen zwei Querträgern spannenden Elemente sind auf die entsprechend konzipierten und vorgängig eingefetteten Auflager versetzt worden. Eine Schraubverbindung ist mit in den Elementen eingelegten Halben-Schienen sichergestellt worden. Die Schrauben sind eingelegt, aber noch nicht angezogen worden. Die Kontaktfugen zwischen den Elementen sind mit einem Kleber auf Epoxidharzbasis vorbereitet und die Elemente schrittweise provisorisch gegeneinander verpresst worden. Ferner ist in Abbildung 9a ein Klemmprofil ersichtlich, in das nach der Montage der UHFB-Elemente Dämpferelemente einpasst worden sind. Nebst der Reduktion von Vibrationen sichern die auf Druck kaum komprimierbaren Dämpfer die Gesamtstabilität des Querschnitts.



Abb. 10: a) Gegenseitige Vorspannung der Fertigelemente, b) Brückenenddetail mit über die Widerlagerwand hinausragender Fahrbahnplatte (Quelle N. Matschoss)

Die Fugen zwischen den Elementen sind am Folgetag durch ein durchgängiges Vorspannsystem der Firma VSL dauerhaft und wasserdicht mit rund 5 MPa überdrückt worden. Zusätzlich bildet sich so eine vorteilhafte Durchlaufträgerfunktion der einzelnen Fahrbahnelemente aus. Die Nachweise betreffend der Aufnahme von Spaltzugkräften im Bereich der Krafteinleitung der Ankerköpfe konnten alleine über die Zugfestigkeit des UHFB erbracht werden. Das Einlegen einer Spreizkraftbewehrung war nicht erforderlich. Die Bestimmung der Einwirkungen erfolgte anhand eines Fachwerkmodells analog zur konventionellen Bemessung im Stahlbeton. Die Dimensionen der Ankerkopfplatten können dabei massgeblich reduziert werden. Nach dem Vorspannvorgang konnten die Schrauben zwischen Auflagern und Elemente angezogen und so die zunächst gleitend aufgelegten Fahrbahnelemente kraftschlüssig mit der Stahlkonstruktion und verbunden werden. Die Spannschienen sind zum Abschluss mit einem UHFB-Mörtel ohne Fasern verschlossen worden und die Geländerelemente über in die Fertigelemente eingelassene Hülsen montiert werden. In drei Arbeitstagen ist so die komplette Montage durchgeführt und abgeschlossen worden.

4. Schlussfolgerungen

Anfang April 2022 ist die Brücke pünktlich und unter Einhaltung der Kosten- und Qualitätsziele wiedereröffnet worden. Mit dem Verzicht auf einen Ersatzneubau konnten auf ressourcenschonende Weise Baukultur erhalten werden. Eine kleinteilige Vergabestrategie hat es erlaubt, überregionale Spezialisten mit lokalen Unternehmen zusammenzuführen und somit eine hohe Identifikation für das Bauvorhaben zu schaffen.



Abb. 11: a) Ansicht der modernisierten Kanderbrücke, b) Eröffnungsfeier der Brücke unter Einbezug der beteiligten Unternehmer (Quelle N. Matschoss)

Da die neue Fahrbahn leichter ist, als die alte Konstruktion konnte die Tragkapazität der Brücke erhöht werden, ohne dass die Fachwerke hätten verstärkt werden müssen. Sämtliche Traglastbeschränkungen konnten aufgehoben werden und die kulturell wertvollen, genieteten Fachwerk-Träger im Ursprungszustand belassen werden.



Abb. 12: a) Detail der Fahrbahnoberfläche, b) Ansicht der Brückenunterseite

Die Brücke soll den Werkstoff UHFB aktiv erlebbar machen. Die gewählte Oberflächenmatrize weist eine Riffelblech-Struktur auf. Während die Farbe mit Beton assoziiert wird, lässt die Optik an Stahl denken. Diese bewusste visuelle Kombination soll aufzeigen, dass es sich um einen neuen Werkstoff handelt, der Vorteile von bekannten Baustoffen vereint.

Das bewusste Verständnis von UHFB als neuen Baustoff und nicht als faserverstärkten Beton bildet einen wichtigen Erfolgsfaktor. Dies zeigt sich bereits in der Entwurfsphase und der Konzeption möglichst profilierter Bauteile bestehend aus Rippen und Blechen ergänzt mit Betonstahlstäben, gegebenenfalls konstruktiver Bewehrung und Spanngliedern. Dieses Umdenken und die Wahl geeigneter Bauteilstärken sind wichtig, damit der UHFB zweckmässig eingesetzt wird. Gleiches gilt auf Unternehmer- und Herstellerseite in der Produktion, die sich vom klassischen Betonbau unterscheidet. Ein besonderes Augenmerk gilt hier nebst der Verarbeitung und konsequenten Nahbehandlung des UHFBs dem Einsatz hochwertiger Schalsysteme und der Vermeidung scharfer Kanten.

Dazu ist UHFB ein Werkstoff der bewusst mehrere Funktionen wahrnehmen kann (und soll). Der Mehrwert und die ökonomische Sinnhaftigkeit entfalten sich gerade dann, wenn der UHFB in einer Gesamtbetrachtung mehrere Funktionen kombiniert. Im vorliegenden Fall hat der Baustoff eine Tragfunktion und gleichzeitig auch die Aufgabe von Abdichtung, Schutzschicht und Fahrbahnbelag.

5. Ausblick

Der Schweizer Infrastrukturpark kommt in ein Alter, in dem viele Tragwerke vermeintlich ans Ende ihrer «Lebensdauer» kommen. Eine 100-jährige Brücke gilt als alt. Dabei haben Brücken keine «Lebensdauer», sondern lediglich eine «Nutzungsdauer», in der sie eine bestimmte Funktion wahrnehmen. In den kommenden Jahren werden verschiedenste Bahnbrücken abgebrochen werden, weil beispielsweise Ermüdungsnachweise für Bahnverkehr nicht mehr erbracht werden können. Darunter sind viele interessante und handwerklich wertvolle Tragwerke analog den Fachwerken der Kanderbrücke.

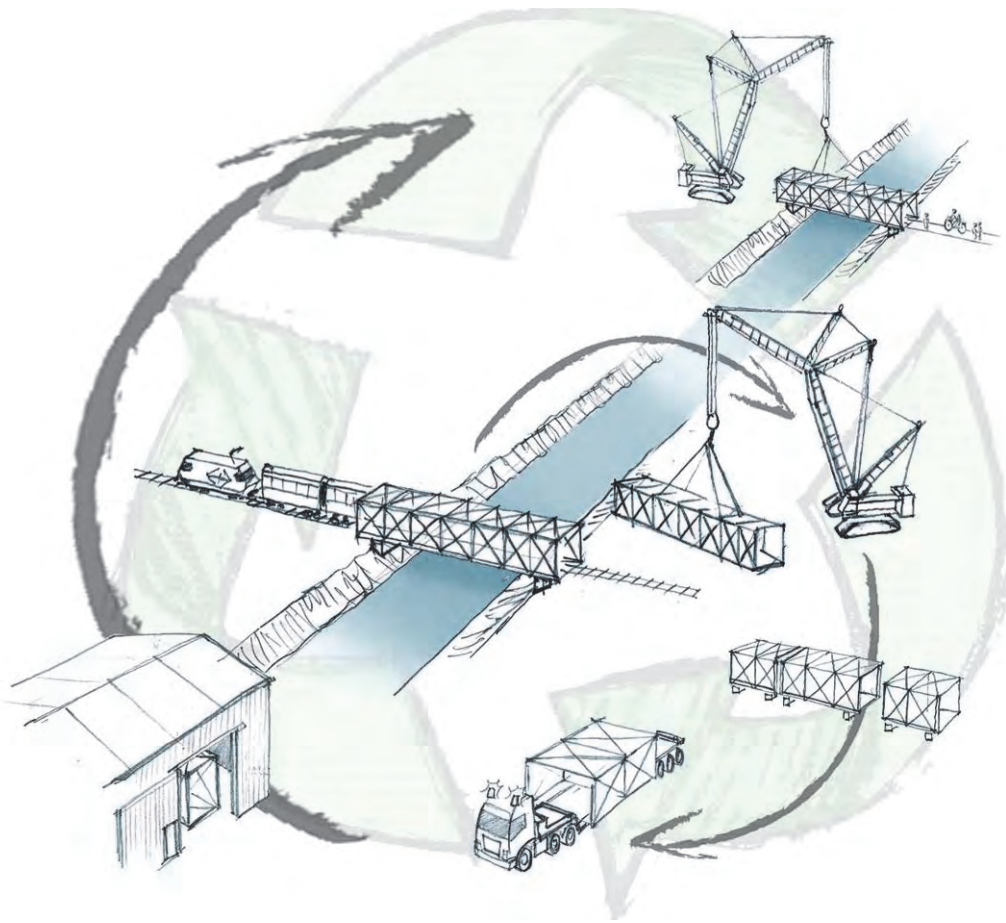


Abb. 13: Kreislaufgedanke im Infrastrukturbau (Quelle Emch+Berger Gruppe, D. Rochat)

Viele dieser Tragwerke könnten einer neuen Nutzung zugeführt werden, wenn ein Rückbau unumgänglich ist. Gleichzeitig werden in den kommenden Jahren neue Infrastrukturelemente entstehen. Veloverkehr ist längst nicht mehr bloss «Langsamverkehr», sondern eine aktive und schnelle Mobilitätsform. Auf Basis des im vergangenen Jahr verabschiedeten Veloweggesetzes werden Veloschnellrouten in der ganzen Schweiz entstehen. Analog zum Grundgedanken der Kanderbrücke könnten zahlreiche rückgebaute Fachwerkbrücken ausgerüstet mit einer neuen UHFB-Fahrbahn als attraktive und zukunftsgerichtete Veloschnellbahnen dienen.

UHFB im Ortseinbau zur Optimierung bestehender Tragwerke bildet mittlerweile trotz dem jungen Alter der Technologie bereits ein klassisches, etabliertes und anerkanntes Einsatzgebiet. Dennoch stellt der Ortseinbau von UHFB Planende, Ausführende und Bauherren immer wieder vor Herausforderungen. Es ergeben sich gerade bei Kleinprojekten hohe Installationsaufwendungen und die stark von der Verarbeitung und Nachbehandlung abhängige Qualität im Materialeinbau ist jedes Mal an lokale Gegebenheiten zu justieren. Dazu zeigen sich beispielsweise gerade beim Einsatz von

UHFB als Fahrbahnbelag Defizite beim Ortseinbau, denen durch vorfabrizierte Elemente sehr gut begegnet werden kann.

Im vorliegenden Projekt konnte aufgezeigt werden, dass gerade in der Vorfabrikation ein hohes Potential liegt. Gerade der Infrastrukturbau weist gegenüber anderen Wirtschaftsfeldern einen viel zu unbedeutenden Anteil an Vorfabrikation und Standardisierung auf. Erste innovative Unternehmer stellen erfolgreich Schlitzrinnen oder Schächte in UHFB zur Verfügung. Weitere gerade auch tragende Elemente im konstruktiven Ingenieurbau sind aber noch zu rar. Dabei ergeben sich in einer immer dichter besiedelten und bebauten Umgebung grosse Chancen und Möglichkeiten durch den Einsatz vorfabrizierter UHFB-Elemente:

- Erhalt und Modernisierung bestehender Bauwerke durch vorfabrizierte Bauteile in Leichtbauweise
- Hohe Qualität und Genauigkeit
- Gute Verbund- und Kombinationseigenschaften (nebst Stahl gerade auch mit Holz)
- Sehr hoher Zeitgewinn gegenüber anderen Bauweisen und damit verbunden geringere Einschränkungen und Emissionen
- Nachhaltigkeit trotz hohem Zementanteil, da nur geringe Mengen verbaut und bestehende Bauwerke erhalten oder umgenutzt werden können
- Freude und Sinnhaftigkeit der Tätigkeit.

6. Danksagung

Wir danken der Gemeinde Aeschi bei Spiez für ihr Vertrauen und der Niesenbahn AG sowie der Denkmalpflege des Kantons Berns für Ihre Unterstützung. Dazu bedanken wir uns bei Prof. Dr. Eugen Brühwiler für die Freude und Begeisterung, die er für Baukultur, UHFB und unseren Beruf vermittelt. Diese bereits im Studium vermittelten Werte sind sinnstiftend und als Motivatoren mindestens genauso wertvoll, wie die zahlreichen, zielgerichteten technischen Ratschläge und Hilfestellungen während der Projektbearbeitung. Ein grosses Merci auch an die Mobiliar Versicherungen, die mit Ihrem Fonds «Brücken & Stege» ein nachhaltiges Engagement für die gute Infrastruktur im Wanderland Schweiz leisten. Einzelne und entsprechend gekennzeichnete Fotos sind von Nicole Matschoss im Auftrag der Mobiliar Versicherungen entstanden.

7. Beteiligte

Planung und Bauleitung: Emch+Berger Gruppe

Bauherrschaft: Gemeinde Aeschi bei Spiez

Beteiligte Fachexperten: Prof. Dr. Eugen Brühwiler, ETH Lausanne

Beteiligte Unternehmen:

Marty Korrosionsschutz AG, Jona

Roth Gerüste AG, Lyss

Element AG, Tafers

Zurbrügg Hoch- und Tiefbau GmbH, Reichenbach

Von Niederhäusern AG, Erlenbach

Brügger Vermietung AG, Reichenbach

Dorfschmitte GmbH, Aeschi

GeoWork AG, Aeschi

Un nouveau pont ferroviaire entièrement en CFUP – Pont de l’Aiguillon

Ngoc Thanh TRINH
Dr. Ingénieur civil
Chef du Département
Ouvrages d’Art Léman,
Gruner SA, Renens,
Suisse

Eugen BRÜHWILER
Prof. Dr. Ingénieur civil
Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne
(EPFL), Lausanne,
Suisse

Enrique GARCIA
Ingénieur civil
Chef de projets
TRAVYS SA,
Yverdon-les-Bains,
Suisse

Numa BERTOLA
Dr. Ingénieur civil
Postdoctorant
Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne,
Lausanne, Suisse

Résumé

Pont de l’Aiguillon, le premier pont ferroviaire avec une auge et à voie étroite du monde entièrement en composite cimentaire fibré ultra performance (CFUP), selon les connaissances des auteurs, a été réalisé et mis en service en 2021 sur la ligne ferroviaire TRAVYS entre Yverdon et St-Croix. Cet article présente la conception et la construction du pont. Il a remplacé un pont en béton armé qui n’avait ni dégagements de service, ni garde-corps et avec des rails directement fixés sur le tablier (voie sans ballast). Le pont est constitué d’un tablier en auge, portant une voie métrique ballastée et de deux passerelles (dégagements de service), posé sur deux bancs d’appui préfabriqués en béton armé, eux-mêmes mis en place sur des culées existantes datant de 1893. L’auge est composée de deux éléments préfabriqués en CFUP armé. Ces éléments sont préparés en usine, puis assemblés in-situ via un joint longitudinal coulé sur place également en CFUP. Grâce à la haute résistance du CFUP, le tablier du pont a une faible épaisseur de 6 cm à 24 cm ce qui a permis de limiter le rehaussement de la voie et ainsi les ouvrages de soutènement de part et d’autre du pont, car le gabarit routier devait être maintenu (contrainte principale du projet) et ceci sans toucher à la route. La précision de la pose des éléments préfabriqués est respectée au millimètre. Les défis techniques et le retour d’expériences de ce projet sont discutés et analysés. En outre, les essais de conformité à taille réelle en laboratoire dans le but de valider le comportement statique du joint entre les deux éléments préfabriqués sont présentés. Les résultats des tests de résistance structurelle des joints concordent avec les résultats analytiques. L’aspect économique de l’ensemble du projet est examiné afin de mieux comprendre les avantages et les opportunités de l’utilisation de CFUP pour construire de nouvelles structures dans le futur.

Mots clés : Composite Cimentaire Fibré Ultra-Performant, CFUP armé, pont ferroviaire, UHPFRC, structure légère

1. Introduction

Le pont de l’Aiguillon fait partie d’une ligne ferroviaire à voie étroite en Suisse. Le pont existant, construit en 1978, doit être remplacé car il ne répondait plus aux exigences normatives pour l’exploitation d’une ligne de chemin de fer, les rails existants ayant été fixés directement sur le tablier du pont, sans ballast ni traverse. Le nouvel ouvrage en CFUP a une portée unique de 6.10 m. Les culées en maçonnerie, construites lors de la création de la ligne de chemin de fer en 1893, ont été rehaussées lors de la reconstruction du pont existant en 1978. Lors de la construction cet ouvrage, la voie ferrée a également été rénovée et surélevée de 50 cm afin d’obtenir la hauteur nécessaire pour construire l’auge du nouvel ouvrage et de rajouter une couche de ballast requise d’au moins 30 cm sous les traverses. De plus, les ailes de l’auge permettent d’inclure deux passerelles pour l’évacuation des passagers en cas d’accident.

L’une des principales contraintes de ce projet était que le gabarit routier sous le pont devait être maintenu. En raison de cette contrainte, la hauteur maximale disponible pour l’épaisseur du nouveau tablier était limitée à 24 cm. Un tablier conventionnel en béton armé nécessite une hauteur plus importante que celle disponible. Le pont étant situé dans une zone montagnaise à l’accès limité, un tablier mince en acier aurait posé des problèmes de transport. Par conséquent, un nouveau tablier

mince constitué de deux éléments préfabriqués en CFUP armé s'est avéré être la solution la plus appropriée dans cette situation.

Le nouveau pont, construit en 2021 [1], est conçu pour accueillir une voie ferrée à voie étroite et deux passerelles (Fig. 3 :). L'auge a une longueur totale de 6,6 m et une largeur totale de 5.7 m. La structure est composée de deux éléments préfabriqués en CFUP armé dont l'épaisseur varie de 60 mm à 240 mm (Fig. 4). Ces éléments ont d'abord été construits en atelier, puis assemblés sur le site par un joint de clavage longitudinal coulé sur place, également en CFUP armé (Fig. 8 :). La connexion entre les éléments préfabriqués est donc un point clé de la fabrication du tablier du pont. C'est pourquoi, des essais en laboratoire sur les poutres transversales à taille réelle ont été réalisés afin de valider le comportement du joint de clavage et déterminer la résistance maximale et son comportement en flexion (Fig. 6 :).

Le CFUP est utilisé dans les structures du monde entier depuis plus de vingt ans, avec plus de 350 applications rien qu'en Suisse [2, 3]. Le CFUP est un composite cimentaire comprenant une grande quantité de ciment (700 à 1000 kg/m³), de particules fines (d'une taille maximale de 1 mm), d'eau (rapport eau/liant 0.13-0.17), d'adjuvants, d'additifs et d'une grande quantité de fines fibres d'acier élancées [4]. Les fibres d'acier doivent représenter au moins 3% du volume du matériau. Cette composition unique lui procurant des propriétés mécaniques spécifiques ainsi qu'une grande durabilité dû à son imperméabilité à l'état de service [5].

Le CFUP possède une importante résistance à la traction (jusqu'à 16 MPa) ainsi qu'à la compression (jusqu'à 150 MPa) [6]. Son module d'élasticité varie entre 45 et 50 GPa, Sa grande durabilité vient notamment du comportement écrouissant du matériau en traction jusqu'à une déformation de 2%, qui permet d'éviter sa fissuration dans des conditions de service. De plus, la résistance à la traction est améliorée de manière significative en ajoutant des barres de renforcement (CFUP armé), à l'instar des structures en béton armé [7]. Le cahier technique SIA 2052 [8] permet de dimensionner des éléments en CFUP et CFUP armé, mais aussi des structures composites béton armé-CFUP armé.



Fig. 1 : Le nouveau pont ferroviaire Aiguillon en CFUP armé

L'utilisation dans la nouvelle construction permet à la fois de construire des structures légères avec une esthétique unique (comme par passerelle de Chaumény [9]), un usage proportionné des ressources avec un impact environnemental réduit (comme pour le pont du Fruttli [10]), ou un usage de la préfabrication afin de répondre aux contraintes du projet (comme pour le passage inférieur

d’Unterwalden [11]). De plus l’impermeabilité de sa matrice [12] lui confère une grande durabilité qui permet d’éviter des dégradations importantes comme constaté pour le béton armé [13, 14].

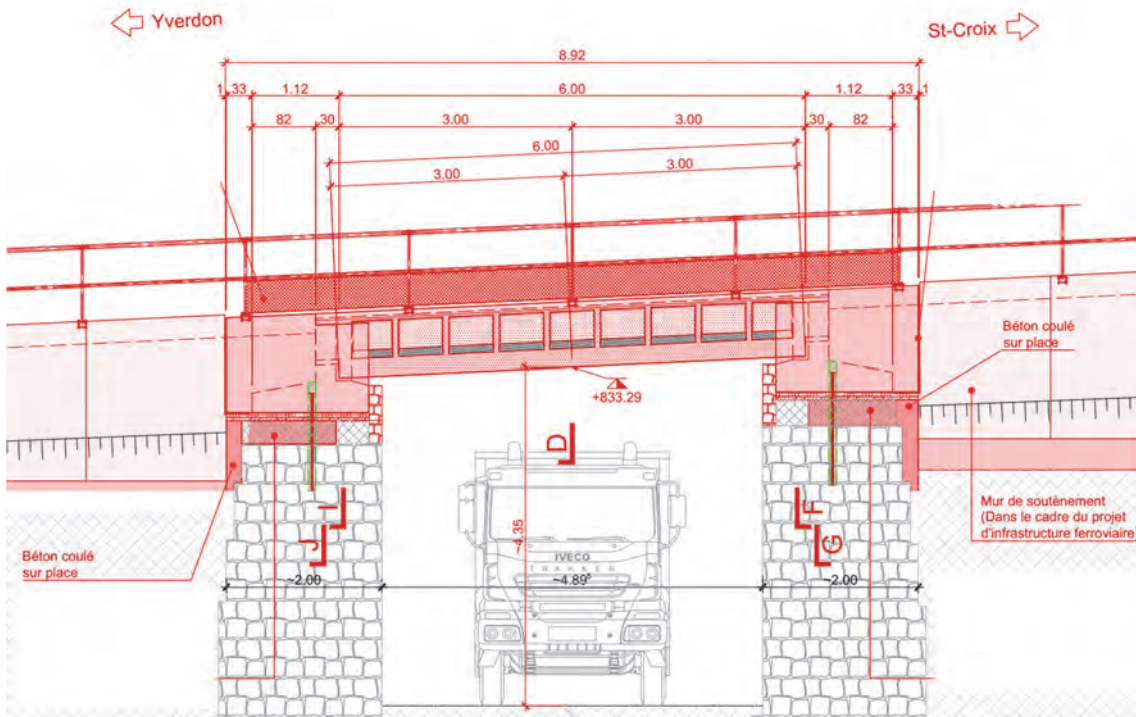


Fig. 2 : Elévation du nouveau pont

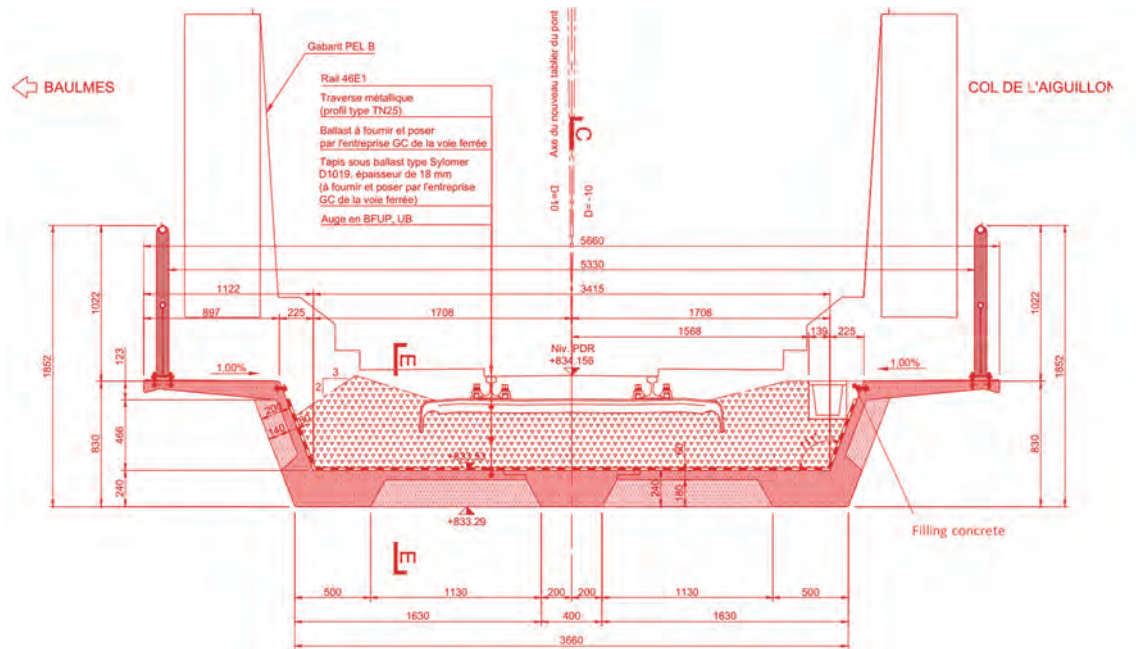


Fig. 3 : Coupe transversale du tablier en CFUP

2. Conception et dimensionnement de l’ouvrage

2.1. Matériaux de construction

L'auge du pont est composée de CFUP Type UB conformément aux exigences définies dans [9], et de barres d'armature en acier dont les propriétés mécaniques sont présentées dans le Table 1.

Table 1: Propriétés des matériaux CFUP et acier d’armature

Matériau	Propriété	Valeur de dimensionnement	Valeur caractéristique
CFUP, sorte UB	Résistance à la compression (f_{Uc})	68 MPa	120 MPa
	Résistance à la traction (f_{Ut})	6.4 MPa	12 MPa
	Module d'élasticité (E_U)	50 MPa	50 MPa
	Déformation d'écroutissage (ϵ_{Ut})	-	2‰
	Masse volumique		26 kN/m ³
Acier d'armature (B500B)	Limite d'écoulement (f_s)	435 MPa	500 MPa

2.2. Actions

Les charges permanentes sont constituées du poids propre de l'élément structurel (auge) et des éléments non structurels (ballast de la voie, traverses, rails, barrières).

Le pont est conçu pour supporter les charges déterminantes du trafic ferroviaire suivantes :

- Charges dues au trafic ferroviaire à voie étroite, le modèle de charge 7 selon les normes suisses (SIA 261) est appliqué pour la conception de l'auge. Ce modèle de charge se compose de quatre charges d'essieu avec une valeur caractéristique de 200 kN.
- Les charges sur les passerelles ont une valeur caractéristique de 2,5 kN/m².

Les charges causées par les véhicules déraillés sont également prises en compte en utilisant les modèles de charges de déraillement 6 et 7 de la norme suisse SIA 261 pour prévenir les défaillances structurelles et pour retenir le véhicule déraillé en cas de déraillement.

2.3. Concept structural et dimensionnement

L'ensemble de l'auge du pont est composé de deux poutres principales, de deux passerelles, de poutres transversales, de raidisseurs d'âme et de plaques minces de 60 mm entre les poutres transversales. Tous ces éléments, présentés dans la Fig. 4, fonctionnent ensemble comme un élément structurel monolithique. Les dimensions de ces composants sont indiquées dans la section transversale du tablier du pont de la Fig. 3 :

L'auge est dimensionnée à l'aide d'un modèle éléments finis en 3D pour l'analyse structurelle. Les poutres principales travaillent ensemble avec la passerelle pour créer une poutre en "Z" dans laquelle la passerelle est considérée comme l'aile supérieure en compression et la poutre principale comme l'aile inférieure en tension. Quatre barres d'armature en acier de 20 mm de diamètre sont placées dans la poutre principale pour renforcer la résistance à la traction. La résistance à la traction du CFUP est également prise en compte dans la détermination de la résistance ultime de la poutre principale. La vérification de la fatigue de l'acier d'armature et du CFUP est également effectuée.

Les poutres transversales entre les deux éléments préfabriqués sont reliées par un joint CFUP coulé sur place. En raison de la discontinuité des fibres d'acier au niveau des surfaces de contact entre deux étapes de fabrication, la résistance à la traction du CFUP est négligée pour la vérification structurelle au niveau de ces surfaces. Cette hypothèse est validée par l'expérience en laboratoire présentée dans le chapitre suivant. La poutre longitudinale centrale, en plus de son rôle de clavage des poutres transversales, participe également au fonctionnement statique longitudinal de l'auge.

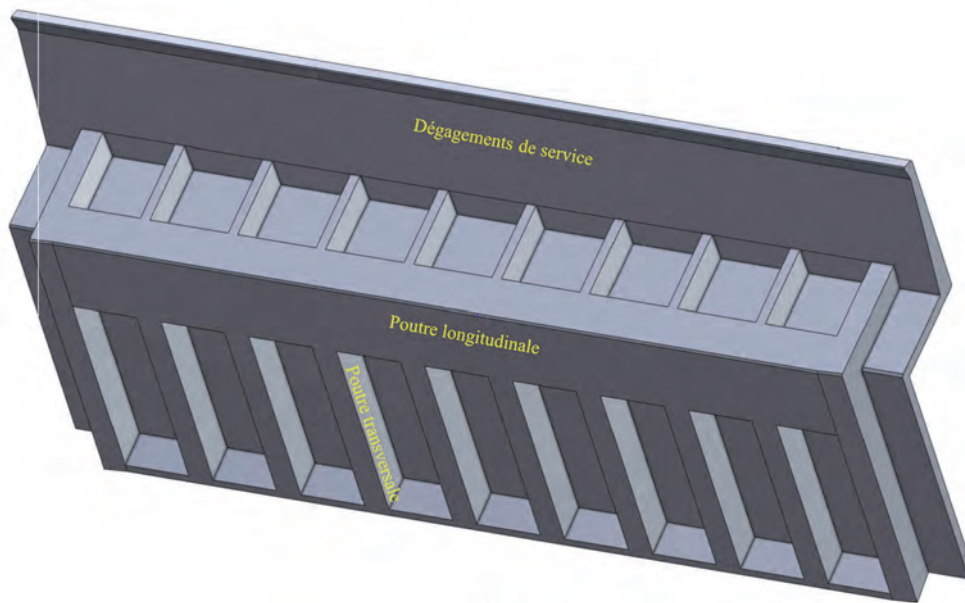


Fig. 4 : Modèle 3D d'un élément préfabriqué du nouveau tablier (Element SA)

Étant donné que l'auge en CFUP supporte une voie ballastée lourde et que la vitesse de service des trains est relativement faible ($V_{\max} = 45 \text{ km/h}$), il n'y a pas de problème concernant le comportement dynamique. Dans les projets avec des voies ferrées fixes et des trains à grande vitesse, le comportement dynamique devrait être analysé à l'aide de modèles dynamiques utilisés pour les structures de pont.

3. Expérience au laboratoire

En raison de la difficulté d'accès à l'emplacement du pont, le tablier a été divisé en deux demi-auge préfabriqués et un joint de clavage a été coulé en place. Ainsi, les poutres transversales du pont sont constituées de deux éléments préfabriqués et du joint de clavage. Cette conception conduit à des propriétés structurales particulières car les fibres ne sont pas continuées dans la poutre transversale en CFUP aux interfaces entre les éléments préfabriqués et le joint.

La capacité portante de la poutre devrait être différentes de celles d'une poutre conventionnelle coulée en un seul élément puisque que la résistance à la traction du CFUP devrait être nulle à ces interfaces. Deux poutres transversales à taille réelle ont été préparées pour être testées en laboratoire. Un compte rendu détaillé de l'expérience est présenté dans un article spécifique [15].

La poutre transversale a une longueur totale de 3 mètres (Fig. 5 :) avec une section en T. L'âme a une surface carrée de $180 \times 180 \text{ mm}^2$ tandis que l'aile a une hauteur de 60 mm et une largeur de 650 mm. Dans chaque élément préfabriqué, le renforcement comprend quatre barres d'armature d'un diamètre de 26 mm. Les armatures des deux éléments préfabriqués se recouvrent dans le joint de clavage.

Un calcul analytique du comportement à l'état ultime de la poutre a été développé en se basant sur le cahier technique sur le CFUP (SIA 2052) [9]. Comme la résistance à la traction du CFUP est nulle à ces joints, le calcul devient similaire que pour une section fléchie en béton armé avec uniquement le CFUP comprimé et les armatures tendues. La résistance maximale de la poutre a été estimée à 204 kN en utilisant les valeurs moyennes des propriétés mécaniques du CFUP. La section critique est évidemment à l'interface entre les éléments préfabriqués et le joint, car la résistance à la traction de CFUP est admise comme nulle due à la discontinuité des fibres. Ces poutres ont été testées au sein de la halle d'essai de génie civile à l'EPFL. Concernant la résistance à l'effort tranchant, le joint peut également réduire la résistance à l'effort tranchant. Cependant, ils sont situés dans la première bielle, l'effort tranchant est donc transmis uniquement par compression à travers les joints.

Deux vérins hydrauliques (capacité de 1000 kN chacun) sont utilisés pour appliquer une déformation progressive aux deux extrémités de la poutre (vitesse de 0,02 mm/s). Les mesures sont effectuées à l'aide de capteurs de déplacement (LVDT), d'extensomètres. Un système de détection des fissures basé sur la corrélation d'images numérique (DIC) a été également installé pour localiser la section critique et le mode de rupture.

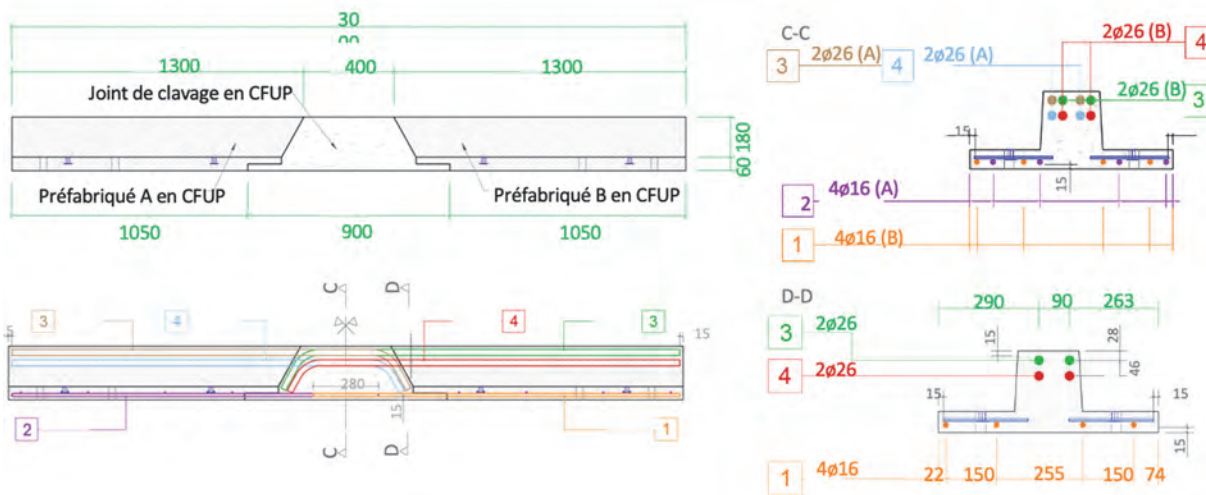
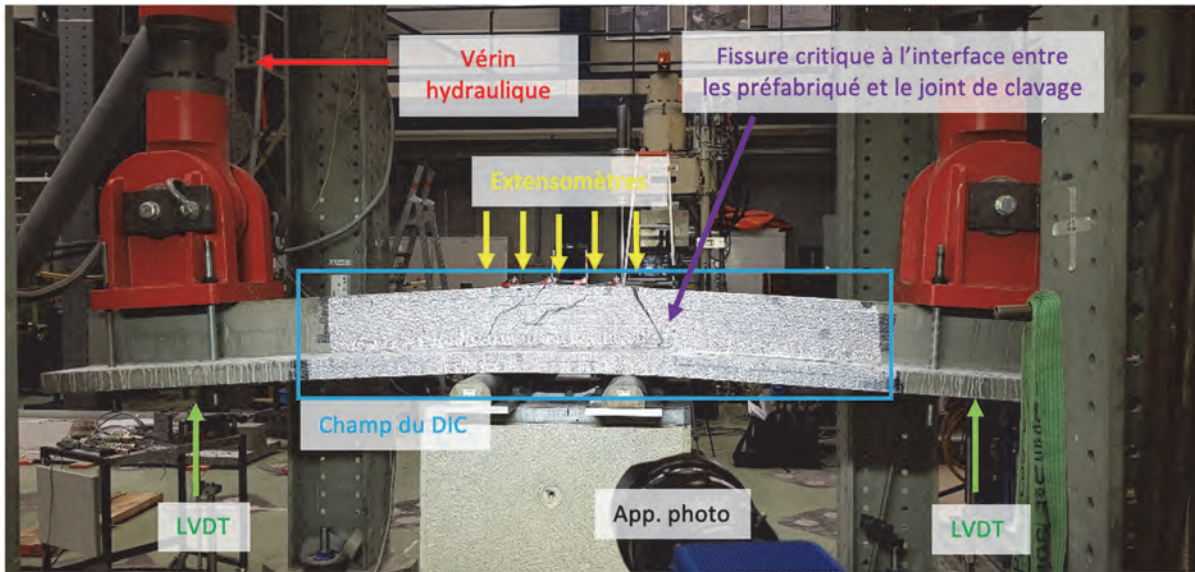


Fig. 5 : Installation pour les expériences en laboratoire sur les poutres transversales à taille réelle

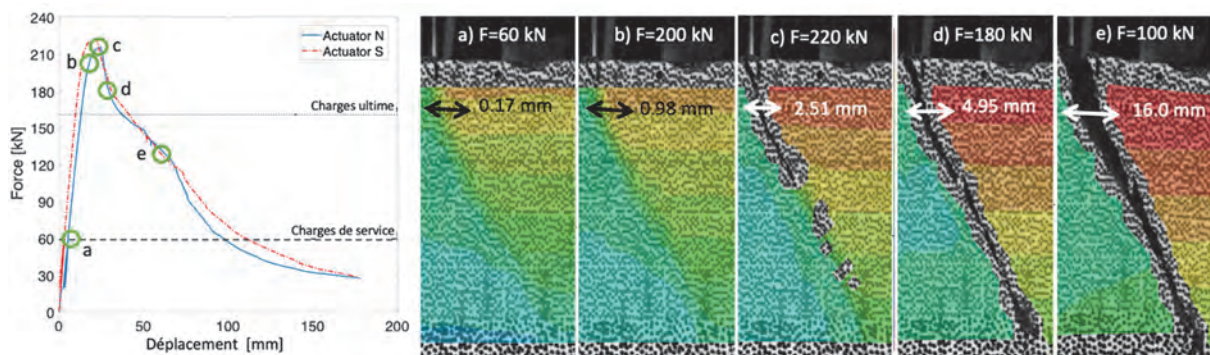


Fig. 6 : Comportement Force-déplacement mesuré pendant l’expérience et mesures de l’ouverture de la fissure critique par le DIC

Les courbes force-déplacement pour chaque poutre sont présentées à la Fig. 6 :. Comme l’expérience est contrôlée par un déplacement imposé, la force mesurée par la cellule de charge de chaque vérin varie légèrement pour le même déplacement en raison de la variabilité des propriétés des matériaux dans la poutre et d’une légère asymétrie dans les positions d’introduction de la charge. La résistance maximale moyenne obtenue avec les deux vérins et pour chaque poutre se situait entre 218 et 234 kN, ce qui concorde bien avec les prédictions du modèle analytique.

Le deuxième objectif de l'essai est d'observer le mécanisme de rupture. Les deux poutres ont montré une importante capacité de déformation dans le domaine plastique. Bien que la ductilité soit réduite par rapport à une poutre en CFUP armé conventionnel, ce résultat confirme qu'une rupture fragile de la poutre n'est pas plausible. La fissure critique, monitorée grâce au DIC (Fig. 6 :) est bien située à l'interface entre les éléments préfabriqués et le joint de clavage. On constate que cette fissure commence à s'ouvrir exactement au pic des forces appliquées, montrant que la durabilité de l'élément ne devrait pas être affectée par rapport à une poutre conventionnelle en CFUP.

En examinant les poutres d'essai après l'expérience, il a été observé que le mécanisme de rupture s'est produit par arrachement des barres d'armature sans affecter significativement la ductilité du mécanisme de rupture. Ce type de rupture peut être expliqué par le fait que l'ancrage des barres d'armature est parallèle à l'interface entre le préfabriqué et le joint de clavetage (Fig. 5 :).

Dans l'ensemble, les résultats de la campagne expérimentale ont permis de valider la conception de la poutre transversale. Les résultats expérimentaux montrent un comportement élastique dans des conditions de charges de service et un mécanisme de rupture non fragile. En outre, la résistance maximale prévue (capacité portante) basée sur le modèle analytique adapté du CT2052 a été confirmée par la charge maximale observée pendant l'expérience. La résistance à l'effort tranchant a été prédite comme étant significativement plus grande que la résistance à la flexion par le modèle analytique, et cette prédiction a également été validée par les résultats expérimentaux.

4. Exécution et installation du pont

Les deux éléments en CFUP du tablier du pont sont préfabriqués en usine (Fig. 7) avant d'être transportés sur le chantier pour être assemblés (Fig. 8 :). Le joint entre les deux éléments est coulé à l'aide du CFUP fabriqué sur place par un mélangeur spécial. La précision de l'assemblage de ces deux éléments est de l'ordre de quelques millimètres. Les résultats des tests effectués sur les échantillons prélevés en usine et sur le chantier indiquent que la valeur caractéristique de la résistance à la compression du CFUP à 28 jours est supérieure à 150 MPa. Il s'avère que la résistance effective à la compression du CFUP de type UB est beaucoup plus élevée que la valeur nominale indiquée dans le Table 1.

L'auge du pont a été installée de nuit à l'aide d'une grue mobile (Fig. 9 :). Ce travail a duré environ 3 heures, avec une précision d'installation de 3 mm.

Les coûts de réalisation des deux éléments préfabriqués du tablier, y compris le système de la mise à terre et le transport au chantier, sont environ 56'000 CHF.



Fig. 7 : Fabrication d'un élément du tablier en CFUP en usine



Fig. 8 : Clavetage de deux éléments préfabriqués du tablier par le CFUP coulé sur place



Fig. 9 : Pose du nouveau tablier pendant travaux de nuit

5. Conclusions

Le pont ferroviaire de l'Aiguillon a été construit avec succès en CFUP armé en 2021, confirmant le potentiel et la perspective d'application du matériau CFUP pour construire de nouveaux éléments structurels pour les projets d'infrastructure. Quelques discussions et conclusions sont tirées de ce projet "pilote" :

- Les épaisseurs de l'auge variaient de 60 mm à 240 mm, ce qui représente des épaisseurs relativement fines. L'utilisation du CFUP permet de réduire considérablement le poids des éléments du pont, par rapport aux éléments construits en béton armé.
- Les éléments minces permettent de respecter plus facilement l'espace disponible limité et les contraintes géométriques qui apparaissent souvent dans les projets de réhabilitation des ponts ferroviaires.
- La résistance élevée à la compression (plus de 150 MPa) et à la traction (plus de 10 MPa) permet de concevoir des éléments légers. Ceci est particulièrement avantageux en cas d'accès difficile et d'espace limité sur le site de construction.
- L'expérience en laboratoire montre que la résistance à la flexion observée des traverses correspond à la valeur analytique dans laquelle la résistance à la traction aux interfaces entre l'étape de bétonnage du CFUP n'est pas prise en compte.
- Le choix du CFUP permet également de garantir une très longue durabilité de l'ouvrage et de minimiser la maintenance prévue pour un pont rail et d'ainsi réduire l'impact environnemental comparé à un ouvrage conventionnel.

6. Remerciement

Les auteurs tiennent de remercier sincèrement les collègues de Gruner SA et de TRAVYS SA pour leur précieuse contribution à ce projet ambitieux. Nous aimerions également remercier l'excellent travail réalisé avec succès par les deux entreprises de construction : WALO SA et Element SA.

7. Références

- [1] TRINH, N.T., BERTOLA, N.J., GARCIA, E., *et al.*, “Short Span UHPFRC Railway Bridge in Switzerland-From Design to Implementation,” in IABSE Symposium Prague 2022, 2022, n. CONF, pp. 277–284. <https://doi.org/10.2749/prague.2022.0277>
- [2] GRAYBEAL, B., BRÜHWILER, E., KIM, B.-S., *et al.*, *International Perspective on UHPC in Bridge Engineering*, Journal of Bridge Engineering, v. 25, n. 11, p. 04020094, Nov. 2020.
- [3] BERTOLA, N., SCHILTZ, P., DENARIÉ, E., *et al.*, *A Review of the Use of UHPFRC in Bridge Rehabilitation and New Construction in Switzerland*, Frontiers in Built Environment, v. 7, p. 155, 2021. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.769686>
- [4] BRÜHWILER, E., DENARIÉ, E., *Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete*, Structural Engineering International, v. 23, n. 4, pp. 450–457, Nov. 2013.
- [5] BRÜHWILER, E., ““Structural UHPFRC”: Welcome to the post-concrete era!,” in International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Des Moines, Iowa, USA, 2016, pp. 1–16.
- [6] BRÜHWILER, E., *UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges*, Structure and Infrastructure Engineering, v. 16, n. 1, pp. 94–105, Jan. 2020.
- [7] OESTERLEE, C., *Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members*, EPFL, Lausanne, Switzerland, 2010.
- [8] “Technical Leaflet on UHPFRC: Materials, Design and Application,” p. 48, 2016.
- [9] GÉHIN, D., BRÜHWILER, E., BERTOLA, N.J., *et al.*, “Design and Construction of the "Chaumény" Footbridge in Posttensioned UHPFRC,” in IABSE Symposium Prague 2022, 2022, n. CONF, pp. 285–292. <https://doi.org/10.2749/prague.2022.0285>
- [10] BERTOLA, N., KÜPFER, C., KÄLIN, E., *et al.*, *Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC*, Sustainability, v. 13, n. 22, p. 12399, Jan. 2021. <https://doi.org/10.3390/su132212399>
- [11] BRÜHWILER, E., “UHPFRC is Ready to Revolutionize Existing and New Structures,” in IABSE Symposium Prague 2022, 2022, n. CONF, pp. 67–79.
- [12] DENARIÉ, E., MAÎTRE, M., CONCIATORI, D., *et al.*, “Air permeability measurements for the assessment of the in situ permeability of cover concrete,” presented at the International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Cape Town, South Africa, 2005, pp. 475–481.
- [13] HAJIESMAEILI, A., PITTAU, F., DENARIÉ, E., *et al.*, *Life Cycle Analysis of Strengthening Existing RC Structures with R-PE-UHPFRC*, Sustainability, v. 11, n. 24, p. 6923, Jan. 2019.
- [14] BERTOLA, N.J., BRÜHWILER, E., *Risk-based methodology to assess bridge condition based on visual inspection*, Structure and Infrastructure Engineering, v. 0, n. 0, pp. 1–14, Aug. 2021. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1959621>
- [15] BERTOLA, N., TRINH, N.T., GARCIA, E., *et al.*, *Experimental investigation of a keying joint cast in UHPFRC between precast UHPFRC bridge elements*, Materials and Structures, v. 55, n. 3, p. 86, Mar. 2022. <https://doi.org/10.1617/s11527-022-01931-x>

Pont de Taverne (TI)

Premier pont routier de Suisse intégralement en CFUP

Blaise FLEURY

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

Laurent BOIRON

Ing. civil HES
A3 Betonpumpen AG
Affoltern am Albis, Suisse

Daniel HARDEGGER

Dipl. Baumeister
Walo Bertschinger AG
Dietikon, Suisse

Résumé

Le pont donnant accès au dépôt Walo Bertschinger SA de Taverne a été remplacé, en 2020, afin d'augmenter le gabarit hydraulique de la rivière Vedeggio. La solution retenue consiste en quatre poutres précontraintes en composite cimentaire fibré ultra-performant précontraint (CFUP), reliées par une surcouche de 5 cm d'épaisseur. Cette conception innovante en fait le premier pont routier intégralement en CFUP de Suisse.

Mots clés : CFUP, pont routier, précontrainte, préfabrication

1 Contexte et données de base

L'ancien pont reliant la route cantonale au dépôt de Walo Bertschinger SA au Tessin n'était plus compatible avec les risques d'inondation et devait être remplacé par un nouveau pont en aval de l'ouvrage existant. Profitant de l'opportunité unique d'être à la fois maître d'ouvrage et entreprise de construction, Walo a décidé d'utiliser cet ouvrage comme une vitrine d'innovation, tout en développant son savoir-faire en matière de composite cimentaire fibré ultra performant (CFUP) préfabriqué sur chantier.

La localisation de l'ouvrage et la photo aérienne du site sont données à la Fig. 1.

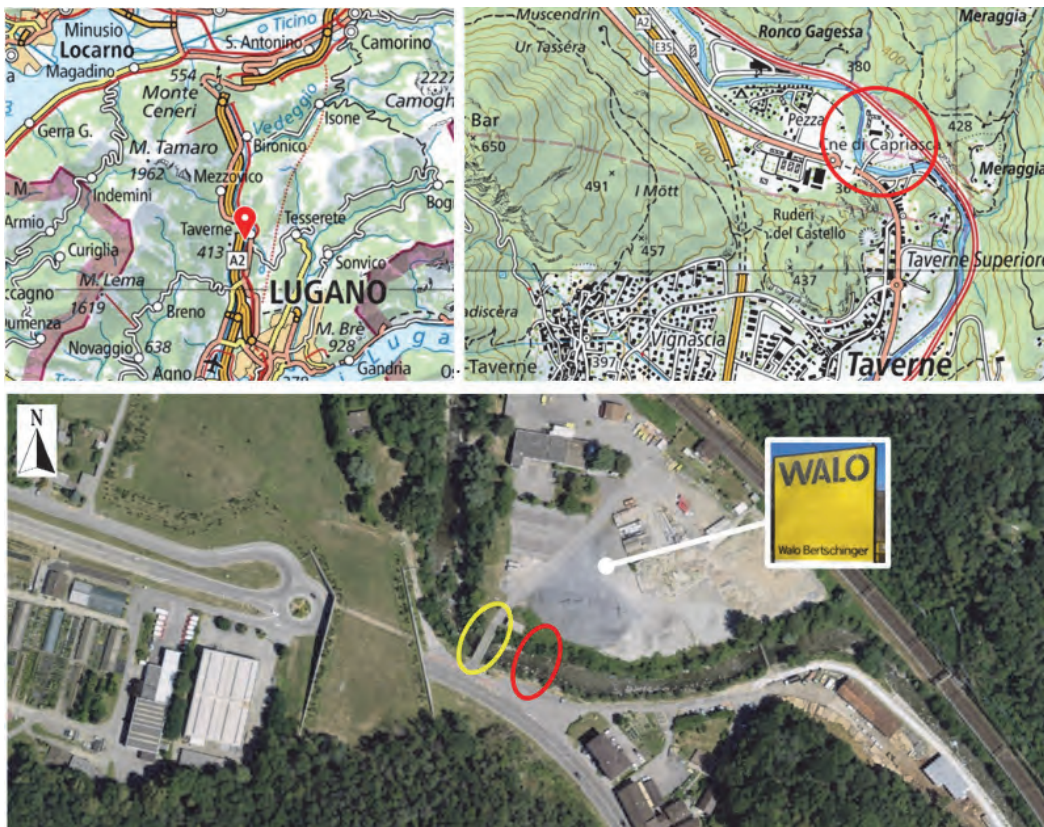


Fig. 1 : Localisation de l'ouvrage et photo aérienne du site. Le pont existant est entouré en jaune et l'emplacement du nouveau pont en rouge (extrait de map.geo.admin.ch)

La portée de 25.0 m, ainsi que la ligne d'intrados de la superstructure, sont fixées par le gabarit hydraulique de la rivière Vedeggio. Les raccords du profil en long de l'ouvrage à la route cantonale et au dépôt de Walo imposent une hauteur statique maximale de 0.75 m, au droit des culées.

La largeur de la chaussée a été choisie à 6.00 m pour permettre le croisement de deux poids lourds roulant à faible vitesse. Les charges correspondent aux valeurs normatives selon SIA 261 [7].

La conception de l'ouvrage doit tenir compte de l'intégration de nombreux services (électricité, eaux claires, eaux usées, Swisscom et gaz).

2 Evolution du projet

2.1 Etude de faisabilité et avant-projet

Un pont mixte de hauteur constante, avec un tablier constitué de 4 profilés HEB 550 et d'une dalle de roulement partiellement préfabriquée en CFUP (Fig. 2), a été proposé dans le cadre de l'étude de faisabilité.

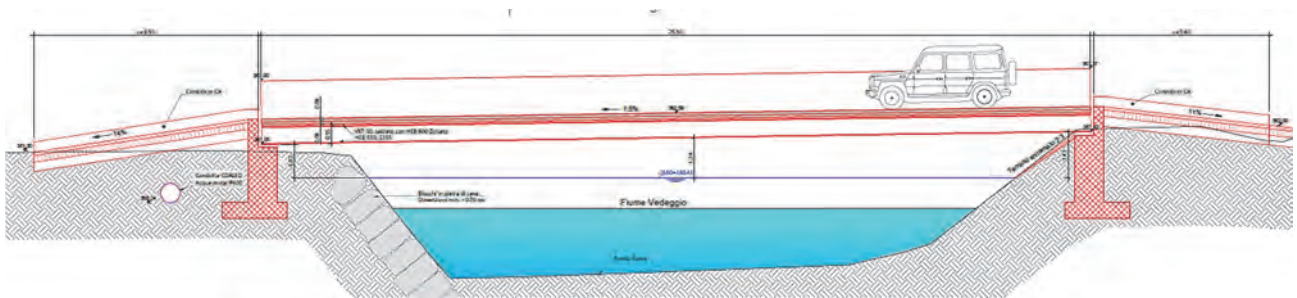


Fig. 2 : Coupe longitudinale proposée dans le cadre de l'étude de faisabilité [1]

Considérant cette solution comme insuffisamment innovante, Walo a pris contact avec le Prof. Dr. E. Brühwiler, afin d'élaborer un projet intégralement en CFUP.

Ce dernier a proposé de modifier la ligne de l'extrados, pour augmenter la hauteur statique et obtenir un élancement variant entre 1:20, pour la section à mi-travée ($H = 1.25$ m), à 1:33 sur appui ($H = 0.75$ m). Cette adaptation a également pour avantage d'adoucir les cassures de pente du profil en long (Fig. 3).

Dans l'optique d'optimiser au maximum les coûts, une section transversale constituée de quatre poutres préfabriquées parfaitement identiques en CFUP armé a été développée (Fig. 4). L'entraxe de 1.50 m des poutres permet une répartition transversale optimale des charges d'essieux et aucune entretoise intermédiaire n'est prévue.

Le clavage et la stabilisation des poutres sont assurés par une surcouche en CFUP et les entretoises terminales coulées en place. La surcouche de CFUP sert également d'étanchéité et de revêtement routier définitif. L'absence de revêtement permet une réduction notable de l'épaisseur des bordures.

La préfabrication des poutres de section en T, permet de s'affranchir de tout coffrage dans le lit de la rivière. Le talon a été conçu pour recevoir les 14 barres de $\varnothing 30$ mm, nécessaires pour assurer la résistance flexionnelle dans la section à mi-travée (Fig. 4). Ces barres longitudinales sont échelonnées et réduites d'un facteur deux aux extrémités de la poutre.

L'épaisseur de l'âme, qui n'est que de 100 mm, permet d'assurer la résistance à l'effort tranchant, selon le modèle de résistance du cahier technique SIA 2052. Pour des raisons constructives, des armatures verticales de $\varnothing 12$ mm, espacées de 200 mm et positionnées au feuillet moyen de l'âme (étrier à 1 brin), sont prévues sur une longueur de 5.00 m à partir des extrémités des poutres. La prise en compte de ces armatures permettrait théoriquement de réduire l'épaisseur de l'âme à 80 mm.

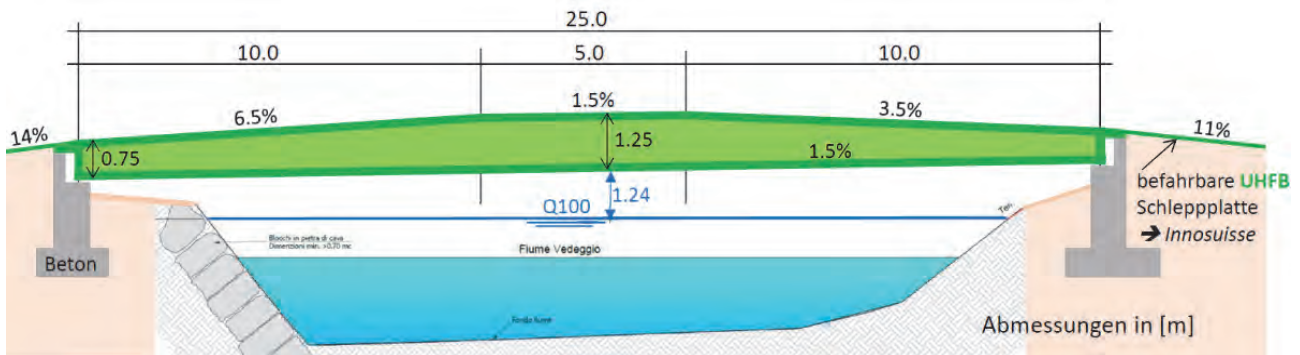


Fig. 3 : Coupe longitudinale de l'avant-projet proposé par le Prof. E. Brühwiler [2]

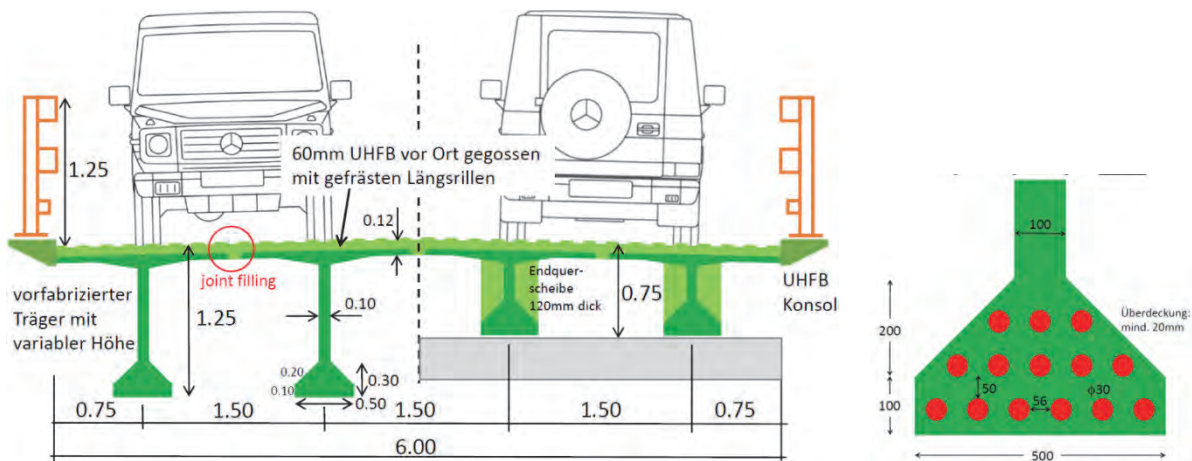


Fig. 4 : Coupes types à mi-travée et sur appuis et détail de l'armature passive du talon à mi-travée, selon avant-projet proposé par le Prof. E. Brühwiler [2]

Les dalles de transition, également en CFUP, sont souples et liées de façon monolithique à la dalle de roulement, ce qui permet de supprimer les joints de chaussée.

Les principes de cet avant-projet ont été validés par Walo, qui a ensuite mandaté le bureau OPAN concept SA pour l'élaboration du projet d'exécution.

2.2 Projet d'exécution

Le projet d'exécution a repris pratiquement tous les principes constructifs proposés par le Prof. Brühwiler. Quelques adaptations géométriques ont cependant été effectuées.

A la place de la forme trapézoïdale, l'extrados des poutres a été arrondi (Fig. 5). Cette configuration améliore sensiblement le profil en long de la chaussée et permet l'élimination des concentrations de poussées au vide au droit des angularités de la table de compression.

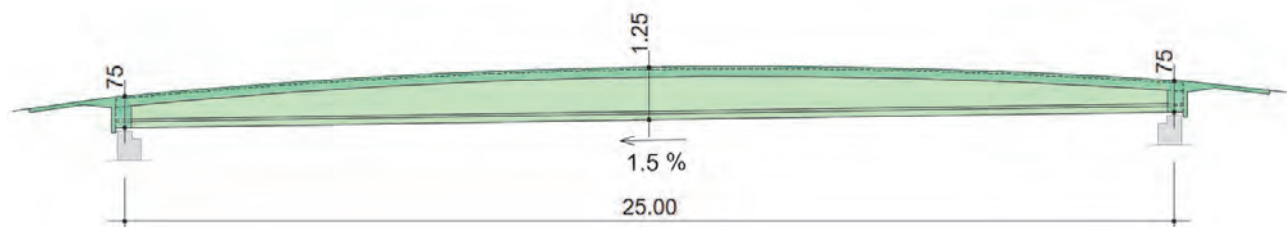


Fig. 5 : Coupe longitudinale. Le CFUP préfabriqué est en vert clair et le CFUP coulé en place en vert foncé (esquisse d'ouvrage OPAN concept)

La géométrie des bordures a été optimisée pour faciliter l'implantation des tiges de fixation du système de retenue, tout en garantissant une goutte pendante (Fig. 6). La variante d'ancrage du système de retenue de véhicules, par percements dans le CFUP et scellements chimiques, a été retenue afin de ne pas entraver le talochage des bordures.

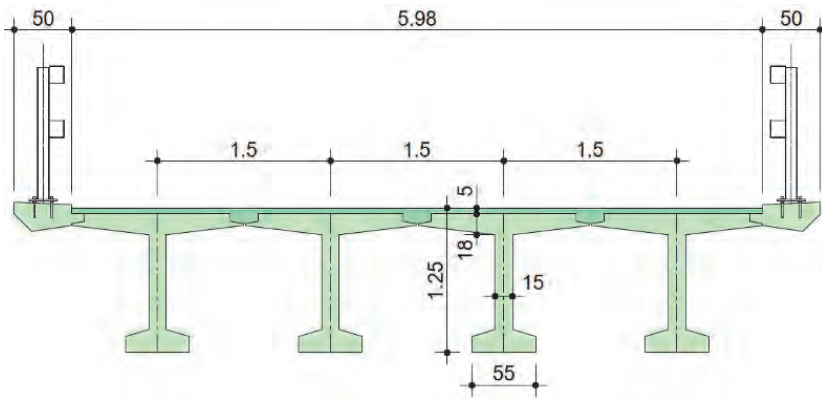


Fig. 6 : Coupe transversale à mi-travée. Le CFUP préfabriqué est en vert clair et le CFUP coulé en place en vert foncé (esquisse d'ouvrage OPAN concept)

Après discussion avec Walo, il a été décidé de munir les poutres d'une précontrainte. La préfabrication sur site rendant impossible une précontrainte par fils adhérents, une précontrainte parabolique classique a été retenue. Celle-ci est constituée de deux câbles VST 6-7 (7 torons de 0.6"), munis d'ancrages mobiles aux deux extrémités et mis en tension en une étape à 14 jours (Fig. 7). Cette modification fondamentale de l'avant-projet a pour conséquence un épaississement de l'âme à 150 mm et une augmentation des coûts, mais elle présente les avantages suivants :

- Walo a pu acquérir une référence de CFUP-précontraint et ainsi anticiper d'éventuelles demandes pour de futurs projets.
- La précontrainte balance 100% des charges permanentes, ce qui permet de s'affranchir des incertitudes liées aux flèches à long terme, engendrées par effets différés du CFUP.
- L'inclinaison du câble de précontrainte permet la reprise de 17% de l'effort tranchant de dimensionnement V_{Ed} . De plus, la contrainte principale de traction à proximité des appuis est réduite à $\sigma_I = +4.7 \text{ N/mm}^2$, ce qui est largement inférieur à la résistance à la traction du CFUP.
- Sous charges permanentes et après pertes, la précontrainte engendre une compression centrée de $\sigma_\omega = P_\omega/A = -3.6 \text{ N/mm}^2$. Cette réserve de compression permet de limiter la traction en fibre inférieure sous cas de charge fréquent à $\sigma_{inf} = +8.8 \text{ N/mm}^2$. Le CFUP n'entre donc juste pas dans son domaine écrouissant et la flèche sous cas de charge fréquent (trafic seul avec $\psi_1 = 0.75$ selon SIA 260 Annexe B.) peut être déterminée avec la rigidité initiale E_{uI} . Ceci est d'autant plus important que le critère de confort ($w = L/500$) est prépondérant pour le dimensionnement de la structure. On notera que la forme du talon a été adaptée pour augmenter le moment d'inertie.
- L'armature passive est réduite à 6 $\emptyset 22$, ce qui facilite grandement l'exécution.

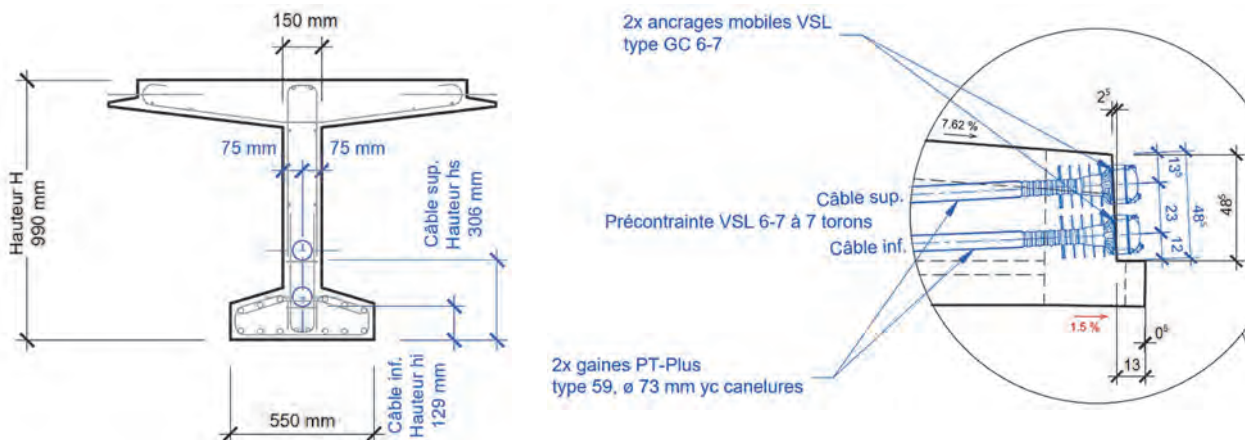


Fig. 7 : Détails de la précontrainte (extrait plan d'exécution OPAN concept)

Les poutres reposent sur des appuis en néoprène. La stabilité horizontale est assurée par deux appuis fixes positionnés sous l'entretoise terminale de la culée droite et un appui de guidage implanté à l'axe du pont sous l'entretoise de la culée gauche.

3 Aspects techniques particuliers

3.1 Dalles de transition

Le pont est interdit aux véhicules de tiers et la proximité de la connexion avec la route cantonale implique des vitesses faibles. Considérant ces données, la longueur des dalles de transition a été réduite à 2.00 m. Les dalles de transition sont en CFUP et ont été coulées en même temps que la surcouche. Elles sont liées de façon monolithique au tablier et leur épaisseur est réduite progressivement à 8 cm pour assurer leur déformabilité en cas de tassement du terrain (Fig. 8).

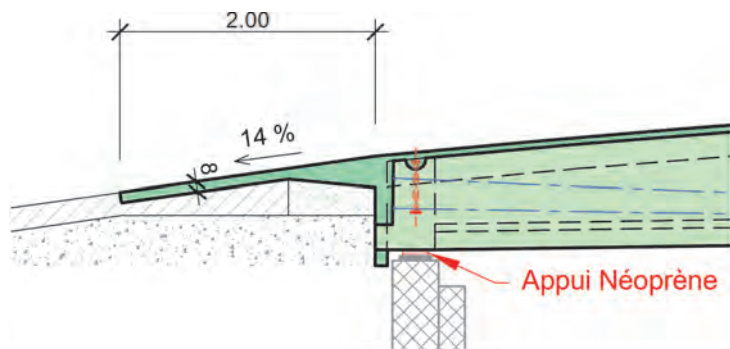


Fig. 8 : Dalle de transition en CFUP (extrait plan d'exécution OPAN concept)

Les effets thermiques engendrent une fissure (droite et nette) à l'interface entre le CFUP et l'enrobé bitumineux. Celle-ci est acceptée par le MO et, si nécessaire, gérée dans le revêtement. Cette configuration de pont semi-intégral permet la suppression des joints de chaussée et évite les écoulements d'eau de chaussée dans le terrain à proximité des appuis.

3.2 Détail du clavage des poutres avec la surcouche en CFUP

La géométrie du clavage longitudinal est déterminante pour l'épaisseur de la dalle de roulement. Elle a donc été conçue pour permettre un coulage optimal du CFUP des poutres préfabriquées et de la surcouche, sans coffrage supplémentaire. L'épaisseur de la poutre préfabriquée n'est que de 1.5 cm à l'extrémité des ailes (Fig. 9). La présence d'un contre-coffrage (chapitre 4.1) empêche toute barre en attente en face supérieure. L'épaisseur minimale de l'aile, hors zone de clavage, a donc été dictée par le rayon de façonnage des armatures inférieures. Afin de ne pas gêner la mise en place des poutres, les attentes sont constituées d'épingles qui ne dépassent pas la largeur de l'aile. La continuité de l'armature inférieure est assurée par des étriers positionnés horizontalement (Fig. 9).

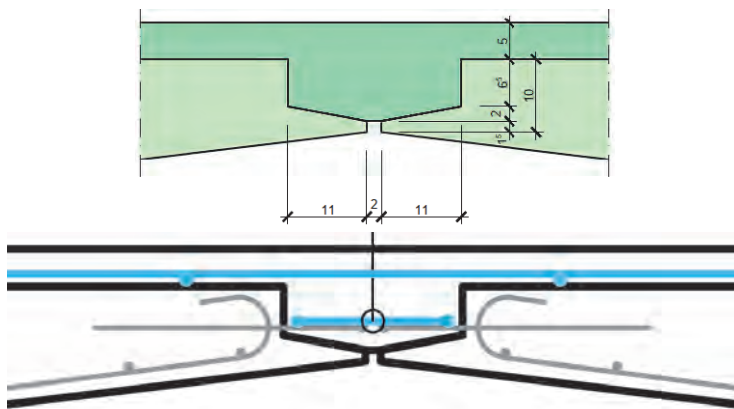


Fig. 9 : Détails du clavage longitudinal entre les poutres (extrait plan d'exécution OPAN concept)

Ce type de détail est rendu possible grâce aux excellentes propriétés de mise en œuvre du CFUP frais et aux longueurs d'ancrage fortement réduites des armatures.

3.3 Effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant est déterminée selon CT 2052 [3], en considérant la participation du CFUP ($V_{Rd,U}$), de la précontrainte ($\Delta V_{Rd,p}$) et des étriers traditionnels ($V_{Rd,s}$). Les contributions $V_{Rd,U}$, $\Delta V_{Rd,p}$ et $V_{Rd,s}$ valent respectivement 26%, 13% et 60% de la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} .

On notera que le choix d'une précontrainte parabolique diminue drastiquement la contribution du CFUP à l'effort tranchant. Aucune traction ne pouvant être reprise au droit de l'interruption du CFUP par la gaine de précontrainte (ϕ_H), la contribution $V_{Rd,U}$ du CFUP doit être déterminée avec l'épaisseur nette b_{wt} de l'âme ($b_{wt} = b_w - \phi_H$). Cette problématique a été intégrée dans la révision du CT2052 [4].

Bien que la résistance à la compression du CFUP soit très élevée, la bielle comprimée peut devenir déterminante dans le cas d'une âme très mince, affaiblie par la présence d'une gaine de précontrainte. Dans le cas du pont de Taverne, nous avons vérifié la bielle comprimée en admettant une valeur nominale de l'épaisseur de l'âme ($b_{w,nom}$), par analogie avec la norme SIA 262 [5], et en limitant l'inclinaison du champ de compression à $\alpha = 35^\circ$. Un contrôle de la contrainte principale de compression a également été effectué. Celle-ci vaut $\sigma_{II,d} = -13.7 \text{ N/mm}^2$, si l'on considère l'épaisseur totale b_w de l'âme, et $\sigma_{II,d} \approx -28.1 \text{ N/mm}^2$ si l'on admet uniquement l'épaisseur nominale $b_{w,nom}$.

3.4 Réalisation de la bordure

Les bordures ont été ajoutées aux poutres de bords sur le banc de préfabrication pour éviter tout coffrage dans le lit de la rivière et raccourcir la durée de construction (Fig. 10). La section ainsi rendue asymétrique, a nécessité une adaptation des ancres de levage. De plus, pour éviter une flexion oblique, la mise en précontrainte a été effectuée, sur la poutre en T, avant l'adjonction des bordures.

3.5 Extrémité des poutres

Une partie de l'entretoise terminale, représentée en gris clair dans la Fig. 10, a été confectionnée en même temps que les poutres. Cette configuration permet de positionner les ancres de levage de part et d'autre des ancrages de la précontrainte. Elle facilite également la stabilisation provisoire des poutres de bord munies de leurs bordures (centre de gravité décalé à 5 cm de l'arête du talon).

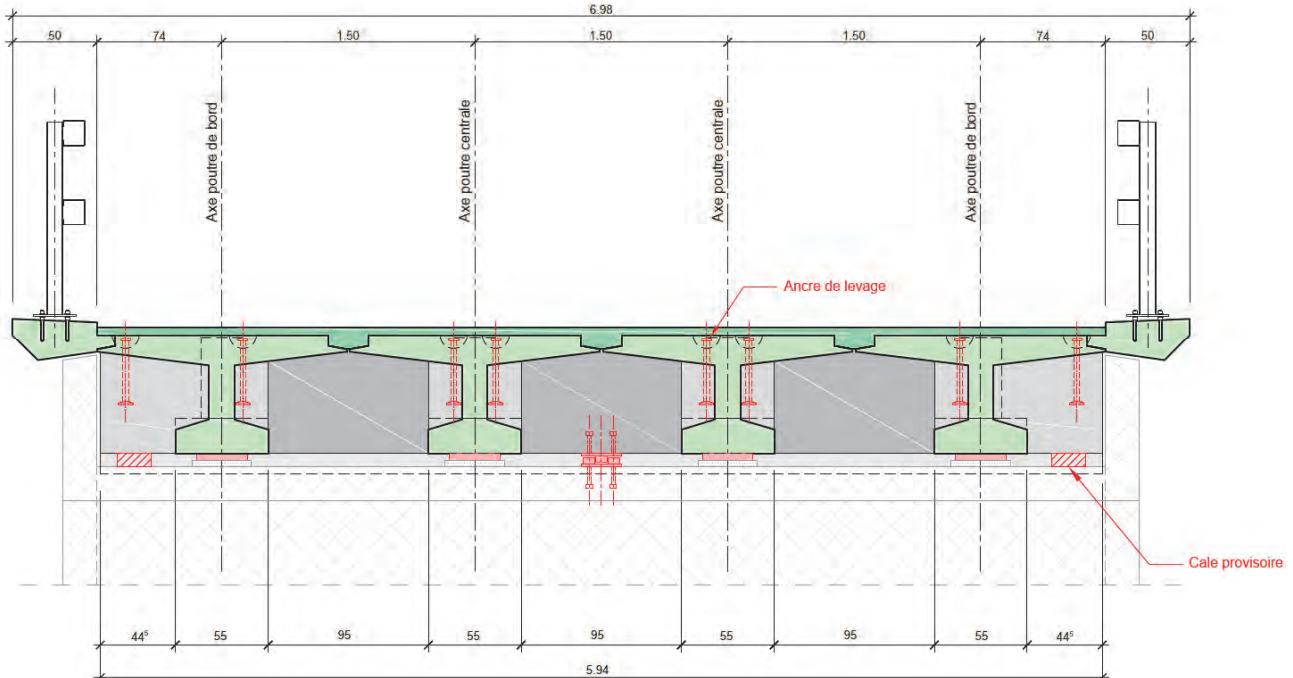


Fig. 10 : Détail d'extrémité (extrait plan d'exécution OPAN concept)

4 Réalisation de l'ouvrage

4.1 Production et mise en œuvre du CFUP

Le CFUP a été produit sur place par l'entreprise Walo, à l'aide de deux malaxeurs mobiles d'une capacité de 500 litres (Fig. 11). Il s'agit du produit Ductal® de sorte UA, fourni en big-bags par Holcim.



Fig. 11 : Production sur site du CFUP (produit Ductal® fourni en big-bags)

La grande fluidité a permis un remplissage optimal du coffrage et un enrobage parfait des armatures, malgré un enrobage réduit à 20 mm (Fig. 12), mais est incompatible avec la réalisation de la pente de l'extrados arrondi. Un contre-coffrage matricé a donc été mis en place progressivement lors du coulage du CFUP des poutres préfabriquées. Celui-ci permet également d'obtenir la rugosité requise pour assurer l'adhérence de la surcouche coulée ultérieurement.

La Fig. 12 illustre le détail du ferrailage de l'aile supérieure des poutres et des barres en attente du clavage longitudinal (voir 3.2).



Fig. 12 : Coulage du CFUP et détail du ferrailage

Pour la réalisation de la surcouche (chapitre 4.3), la consistance a été adaptée pour obtenir un CFUP thixotrope apte à tenir de la pente, après fluidification temporaire à l'aide d'une poutre vibrante.

4.2 Equipement et mise en place des poutres

Le système de retenue définitif a été installé sur les poutres avant leur levage, afin d'éviter la mise en place d'un échafaudage pour la sécurité des ouvriers (Fig. 13). Les différentes conduites de service ont été suspendues aux poutres sur le banc de fabrication pour éviter toute intervention ultérieure dans le lit de la rivière.



Fig. 13 : Poutres préfabriquées sur le banc de fabrication, avant leur mise en place

Les poutres de bord, d'une masse de 32 tonnes chacune avec leurs bordures et les poutres centrales de 26 tonnes ont été mises en place à l'aide de deux grues sur pneus (Fig. 14).

La préfabrication des poutres sur chantier a permis de limiter les problèmes et les coûts liés à leur transport (longueur de 26 m et 32 to).



Fig. 14 : Levage et mise en place d'une poutre de bord. Celle-ci est munie de sa bordure, du dispositif de retenue et de toutes les conduites de tiers

4.3 Coulage des entretoises terminales et de la surcouche

Une fois les poutres positionnées à leur emplacement définitif sur les culées, le solde des entretoises terminales a été réalisé (parties représentées en gris foncé sur la Fig. 10) et le remblayage arrière des culées a été effectué.

La surcouche et les dalles de transition ont été réalisées ensuite en une seule étape (Fig. 15). Celles-ci jouant le rôle de revêtement définitif, elles ont été saupoudrées de sable fin, enduites d'un retardateur d'évaporation facilitant la finition, puis talochées manuellement.

L'enrobage de la surface supérieure a été majoré de 5 mm pour permettre le sciage de stries longitudinales en cas d'éventuelle adhérence insuffisante des pneus sur la surface en CFUP.



Fig. 15 : Réalisation de la surcouche et des dalles de transition, servant de couche de roulement définitive

5 Ouvrage terminé

L'ouvrage s'intègre parfaitement dans son environnement. Sa forme arrondie et ses bordures extrêmement minces accentuent la perception de sa finesse et lui donnent un aspect très élancé.

L'aspect minéral du CFUP est en parfait accord avec l'enrochement de la rive droite (Fig. 16).



Fig. 16 : Aspect de l'ouvrage terminé. Vue depuis l'aval et vue de l'intrados en direction de la culée droite

Après décoffrage, l'aspect de surface du CFUP, est excellent. Cependant, lors de la première utilisation du coffrage, le ralentissement de l'écoulement du CFUP frais entre les étriers et le coffrage a provoqué localement des différences de teinte. Ce phénomène a disparu dès le deuxième emploi du coffrage.

Malgré quelques imperfections, quasi inévitables, la surface de roulement est jugée parfaitement acceptable et suffisamment anti-dérapante. Les stries n'ont pas été réalisées (Fig. 17).



Fig. 17 : Vue aérienne de l'ancien pont à déconstruire et du nouveau pont en CFUP (photo de gauche) et vue de la surface de roulement en CFUP

6 Bilan

6.1 Avantages du CFUP

L'utilisation du matériau CFUP présente de nombreux avantages :

- Durabilité accrue grâce aux propriétés intrinsèques du matériau.
- La réduction de l'enrobage et les excellentes propriétés mécaniques du CFUP permettent l'obtention d'une structure filigrane et légère.
- La dalle de roulement en CFUP ne nécessite ni étanchéité ni revêtement bitumineux.
- Importante économie de matériaux (faible volume de CFUP et absence d'enrobé).
- Les propriétés écrouissantes du CFUP permettent la réalisation de dalles de transition minces et déformables, liées au tablier.

6.2 Autres avantages de l'ouvrage

Les options conceptuelles de l'ouvrage fournissent les avantages suivants :

- Intégration de tous les services, des bordures et des systèmes de retenue aux poutres préfabriquées avant leur mise en place. Aucune intervention ultérieure dans le lit de la rivière.
- La pose des poutres et la réalisation de la surcouche pourraient être effectuées en un week-end. Cette rapidité de montage représente un avantage capital dans le cas d'un passage supérieur sur une ligne ferroviaire ou des voies routières très fréquentées.
- Augmentation de la durabilité grâce à un pont semi-intégral sans joint de chaussée.
- Aucune entretoise intermédiaire. La surcouche lie les poutres, assure la résistance transversale, sert d'étanchéité et de revêtement. Il va de soi qu'une étude poussée serait nécessaire en cas de risque de choc de véhicule contre les poutres.
- La forme arrondie décale l'axe neutre vers le haut et permet une exploitation optimale de l'effort de compression engendré par la précontrainte.
- La production sur site des poutres évite les coûts et difficultés logistiques liés au transport.
- Rationalité et rapidité grâce à la réutilisation du coffrage.

6.3 Coûts

La superstructure en CFUP, d'une largeur de 5.98 m et d'une longueur de 25.60 m, hors dalles de transition, présente une surface de 153 m² pour un coût de CHF 480'000. Il en résulte un coût de 3'140.-/m², ce qui est raisonnable pour un ouvrage de cette taille, offrant clairement une plus-value en matière de durabilité.

6.4 Consommation de CFUP

L'épaisseur équivalente de CFUP, définie par le rapport entre le volume de CFUP et la surface de l'ouvrage, vaut $h_{\text{équiv}} = 0.30$ m, ce qui est très faible pour un pont route, mais cohérent pour un ouvrage en CFUP (Fig. 18).

Une réduction de l'épaisseur équivalente serait certainement possible avec une précontrainte par fils adhérents ou dans le cas d'une dalle nervurée. Ces options n'ont cependant pas été retenues pour des raisons constructives liées à la complexité du coffrage et à la production sur site.

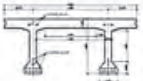




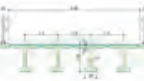
	Bourg-lès-Valence, France	Road Bridge Virginia, USA	Shepherds Creek, Australia	Saint-Pierre-la-Cour France	PS34, bridge over A51, La Chabotte, France	Taverne Suisse (TI)
année de construction built in Baujahr	2001	2004	2004	2005	2006	2020
caractéristiques characteristics Charakteristika	5 poutres à deux âmes par portée 5 double web girders per span 5 Doppelsteg-träger pro Spannweite	2 poutres à deux âmes 2 double web girders 2 Doppelsteg-träger	16 poutres avec dalle BO 16 girders with RC slab 16 Träger mit Stahlbetonplatte	10 poutres avec dalle BO 10 girders with RC slab 10 Träger mit Stahlbetonplatte	caisson monocellulaire single cell box girder einzelliger Kastenquerschnitt	4 poutres à talon Overlay en CFUP
portées spans l Spannweiten	[m] 20.75 / 22.75	21	15	19	47.4	25.0
largeur width Breite	[m] 12.2	4.8	20.8	12.6	4.4	6.98
l/h	23, 25	25	25 (girder)	25 (girder)	30	20 (33)
h_{tab}	[m] 0.15	0.076	-	-	0.12 / 0.14 ¹	0.15 / 0.23
largeur âmes web width Stegbreite	[m] 0.11	0.064 / 0.076	0.10	0.14	0.14	0.15
$h_{\text{équiv}}$	[m] 0.25	0.17	0.08 (poutres, girders, Träger)	≈ 0.12 (poutres, girders, Träger)	0.28	0.30
matériau material Material	BSI 3% steel fibres	Ductal 2% steel fibres	Ductal 2% steel fibres	Ductal.	BCV, Vinci	Ductal (UA)
section cross section Querschnitt						

Fig. 18 Comparaison des propriétés géométriques et de l'épaisseur équivalente du pont de Taverne avec d'autres ponts en CFUP. Tableau tiré de [6] et complété par la dernière colonne

7 Intervenants

Maître d'ouvrage et entreprise

Walo Bertschinger SA
6807 Taverne
Lodovico Franzina

Personnes clés :

Conducteur de travaux : Christian Brunalli
Spécialiste CFUP : Laurent Boiron
Contremaître : José Fernandes

Consultant projet

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
1015 Lausanne
Prof. Dr. Eugen Brühwiler

Bureau d'étude (superstructure CFUP)

OPAN concept SA
2000 Neuchâtel
Blaise Fleury

Bureau d'étude (infrastructure et béton)

Lepori Ingegneria
6950 Tesserete
Ricardo Ripamonti

Tiers

Coffrages : Cosenz AG, Trimmis
Précontrainte : VSL (Schweiz) AG, Bern
Levage : Sabesa SA, Riazzino

8 Références

- [1] Lepori ingegneria, Esquisses de l'étude de faisabilité élaborées
- [2] BRÜHWILER E., Avant-projet de pont intégralement en CFUP armé élaboré
- [3] Cahier technique SIA 2052, Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016
- [4] Cahier technique SIA 2052, Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution, version mise en consultation en 2023 (en consultation)
- [5] Norme SIA 262 - Construction en béton, 2013
- [6] SPASOJEVIC A., BURDET O., MUTTONI A., Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances aux ponts, EPFL IS-BETON. Rapport AGB 2000/555, déc. 2008
- [7] Norme SIA 261 – Actions sur les structures porteuses, 2020

Passerelle préfabriquée en BFUP précontraint du Rosel à Martigny

Valentin FÜRST
Ing. civil dipl. EPF
Sollertia, Monthey, CH

Vincent PELLISSIER
Dr. ès sciences, ing. civil dipl. EPF
Etat du Valais, Sion, CH

Pierre LAURENCET
Dr. ès sciences, ing. civil dipl. EPF
Sollertia, Monthey, CH

Résumé

L'ouvrage présenté, réalisé par le Service de la Mobilité de l'Etat du Valais, se veut par sa situation, véritable « porte d'entrée du Valais », un ouvrage symbolique s'intégrant avec discrétion dans un grand paysage minéral impressionnant. Voué aux activités de loisirs et de tourisme sur et au voisinage de l'étang du Rosel, cet ouvrage est destiné à la mobilité douce, principalement piétonne.

L'ancien ouvrage en bois d'une portée de 48 m, dans un état de dégradation avancé, a dû être démoli fin 2019. Le nouvel ouvrage en BFUP d'une longueur totale de 75 m, composé de 25 voussoirs préfabriqués en BFUP armé et précontraint, porte en poutre simple sur environ 50 m. La section en auge d'une épaisseur minimale de 130 mm et d'une hauteur hors tout de l'ouvrage de 1.6 m, lui confère un élancement de la portée principale de 1/31ème que seule l'utilisation d'un matériau ultra-performant peut atteindre. En l'occurrence du BFUP qui a été traité thermiquement en étuve afin d'améliorer ses caractéristiques rhéologiques.

Mots-clés: Mobilité douce, BFUP, Préfabrication, Traitement thermique, Précontrainte, Durabilité

1. Introduction

1.1. Remplacement de l'ancienne passerelle haubanée

Cet ouvrage remplace l'ancienne passerelle bois-métal haubanée qui franchissait le lac du Rosel sur la commune de Martigny en Valais, au lieu-dit « les Iles Cédées ». Ce lac, bien connu des véliplanchistes, qui n'existait pas il y a quelques décennies et est la conséquence de l'extraction des graviers durant les années 70 et 80. Il existait une douzaine de gravières comme celle-ci en Valais. Cette pratique a été abolie en 1998 suite à l'entrée en vigueur de l'ordonnance sur la protection des eaux [1] qui interdit toute extraction dans la nappe phréatique (art. 211, al. 3a). Depuis, le lac et ses alentours ont été classés zone de détente et loisir par la commune de Martigny.

L'ancienne passerelle d'une portée de 48m avait été construite lors de la réalisation de l'autoroute A9 en 1991 et servait de liaison entre le relais autoroutier du St-Bernard à l'Est et le parc Western City à l'Ouest. Elle était composée de deux treillis en bois soutenu par un haubanage en acier ancré dans des culées en béton armé (Fig. 1). Celles-ci sont fondées superficiellement sur les rives du lac.

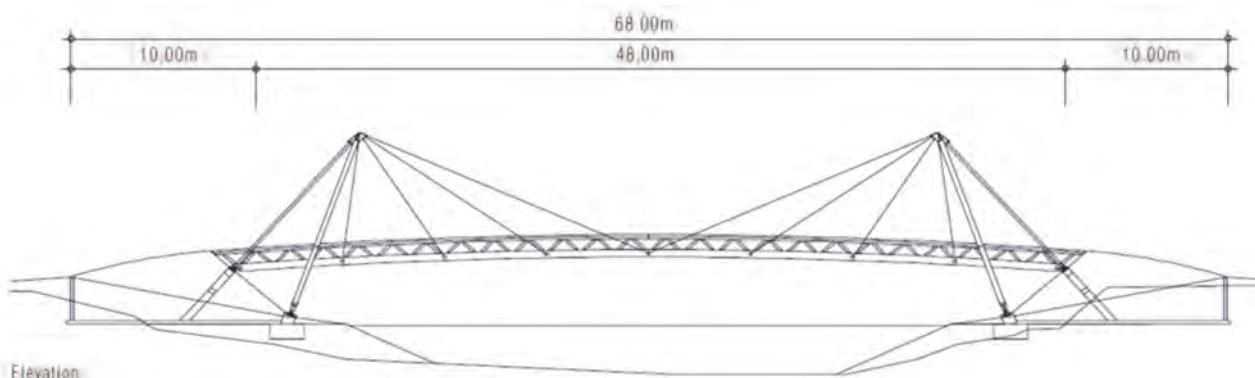


Fig. 1 : Elévation de l'ancienne passerelle haubanée du Rosel



Fig. 2 : Illustration de l'état de la membrure supérieure. Photo du SDM

Lors des travaux d'entretien effectués fin 2018 qui prévoyaient le remplacement du platelage, il a été décelé que de nombreuses parties en bois de la structure porteuse de l'ouvrage présentaient un état de dégradation extrêmement avancé (Fig. 2).

Courant 2019, il a été procédé à une expertise orientée matériaux puis à une expertise statique de l'ouvrage.

De ces études il a été conclu qu'il n'était pas possible d'affirmer que la sécurité des usagers de la passerelle était garantie. C'est la raison pour laquelle le Service de la Mobilité (SDM) de l'État du Valais a procédé à la déconstruction de la passerelle existante en novembre 2019, s'ensuivit le démarrage du projet de la nouvelle passerelle.

1.2. Intervenants sur la nouvelle passerelle

Les principaux intervenants du projet ont été :

- Maître de l'ouvrage : Etat du Valais, Département de la mobilité, du territoire et de l'environnement
- Bureau d'ingénieur auteur du projet : Sollertia, groupe d'ingénieur à Monthey (VS)
- Support architectural pour les éléments de culées : GayMenzel, à Monthey (VS)
- Support géologique : Norbert à Martigny (VS)
- Expert et support aérodynamique : GVH à la Chaux-de-Fonds (NE)
- Suivi environnemental : Biol conseil et le bureau Norbert
- Entreprise de construction : Implenia à Martigny (VS)
- Entreprise de préfabrication des éléments en BFUP : Element à Tavel (FR)
- Fournisseur précontrainte et appuis : Freyssinet Suisse
- Entreprise de levage : Toggenburger à Winterthur (ZH).

2. Conception

2.1. Contraintes et exigences principales

Les contraintes et exigences principales ont dicté le choix de l'ouvrage réalisé :

- l'altitude de l'intrados de l'ancienne passerelle devait être conservé afin de permettre le passage des véliplanchistes sous l'ouvrage
- les culées de l'ancienne passerelle devaient être réutilisées, ce qui impliquait de prévoir une portée proche de 50 m et une largeur d'environ 3.40 m
- la main-courante, soit les parapets de l'ouvrage, devait atteindre une hauteur minimale de 1.10 m avec une forme qui empêche autant que possible les personnes de se hisser par-dessus pour plonger dans le lac
- le concept devait prévoir l'absence de structures définitives mais également provisoires dans le lac
- les concepts et matériaux prévus devaient permettre de limiter au strict minimum l'entretien futur de l'ouvrage
- d'un point de vue architectural, il était souhaité de construire un ouvrage marquant à « l'entrée » du Valais.

2.2. Choix de la solution

D'emblées les solutions haubanées ont été écartées, au profit de solutions du type poutre simple. Plusieurs solutions ont été évaluées, principalement en faisant varier le type de matériaux. Le groupe de travail formé d'ingénieurs et d'architectes a choisi de retenir une solution en BFUP (Béton Fibré Ultra Performant), essentiellement pour les raisons suivantes :

- aspect novateur de la solution
- coûts d'entretien réduit au strict minimum
- esthétique générale de la solution.

2.3. Structure et architecture

La passerelle du Rosel, en forme d'auge, est caractérisée par des parapets sans évidements qui peuvent paraître massif à première vue mais qui s'intègrent dans son environnement. Sur l'ouvrage, les parapets incurvés vers l'intérieur offrent protection et sécurité aux usagers, tandis que sur les culées, les parapets incurvés vers l'extérieur invitent les badauds à s'aventurer vers l'autre rive. Les extrémités de l'ouvrage, inspirées des œuvres de Antoni Gaudi, sont ondulantes et asymétriques. Elles ont été travaillées tout en arrondi de façon à s'harmoniser avec la courbure des parapets et conférer à l'ouvrage une structure osseuse qui imite la nature.



Fig. 3 : Vues de la passerelle

La courbure verticale de la passerelle, d'un rayon de 600 m, permet non seulement d'améliorer la perception de l'ouvrage, mais permet également l'évacuation des eaux de pluie, le passage des personnes à mobilité réduite (pente max inférieur à 6%) ainsi que le passage des véliplanchistes sous l'ouvrage. Dans le but de réduire l'entretien au maximum et de limiter la pollution lumineuse, il a été décidé de ne pas équiper l'ouvrage d'éclairage mais de disposer uniquement de points lumineux à chacune des extrémités. La surface praticable de la passerelle est dépourvue de tout revêtement additionnel. Les caractéristiques anti-glissement (rugosité) ont été obtenues par la mise en place d'une matrice structurée incorporée dans le coffrage lors de la fabrication des éléments.

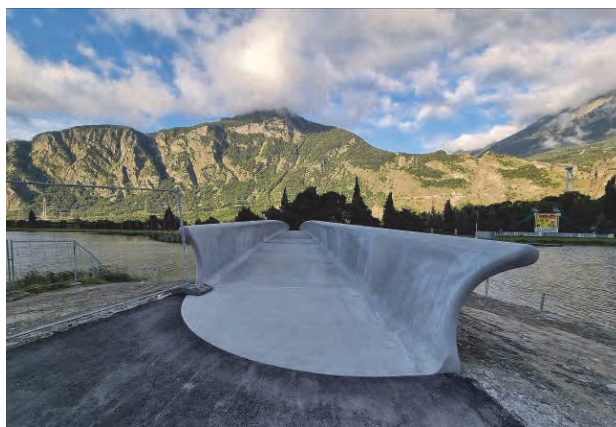


Fig. 4 : Détails architecturaux : extrémité des parapets et matrice anti-glissement

2.4. Système statique et dimensions principales

La passerelle piétonne d'une longueur totale de 74.00 m présente un faible élanement. Elle se compose de trois parties principales : le segment porteur d'environ 50 m (élanement 1/31^{ème}) et deux prolongements de 12 m. La continuité entre les segments produit une impression de finesse intéressante, pour atteindre un élanement visuel de 1/46^{ème}.

2.4.1. Segment porteur

Le segment porteur est composé de 17 voussoirs de 2.954 m en BFUP armé et fortement précontraint. Le système statique est celui d'une poutre simple qui repose sur deux appuis :

- l'appui sur la culée côté Western City est composé de deux pots fixes ;
- l'appui sur la culée côté autoroute/ Rhône est composé de deux pots guidés longitudinalement.

Les voussoirs en forme d'auge d'une épaisseur minimum de 13 cm présentent une largeur utile de 2.60 m pour une largeur hors tout de 3.60 m. Ils sont composés de :

- deux parapets incurvés vers l'intérieur d'une hauteur de 1.25 m, dont la partie supérieure fait office de main courante ;
- une dalle de roulement présentant deux surépaisseurs de 22 cm nécessaires pour éviter tout risque d'instabilité liée au vent et utile pour le passage des câbles de précontraintes.

Le volume des éléments est de 3.381 m³, ce qui représente une masse de 8.79 tonnes par éléments pour un total de 150 tonnes pour le tronçon porteur.

À titre indicatif, il a été disposé 4660 kg d'armature passive (env. 115 kg/m³ pour les éléments d'extrémité permettant l'ancrage de la précontrainte et 77 kg/m³ pour les 15 éléments centraux).

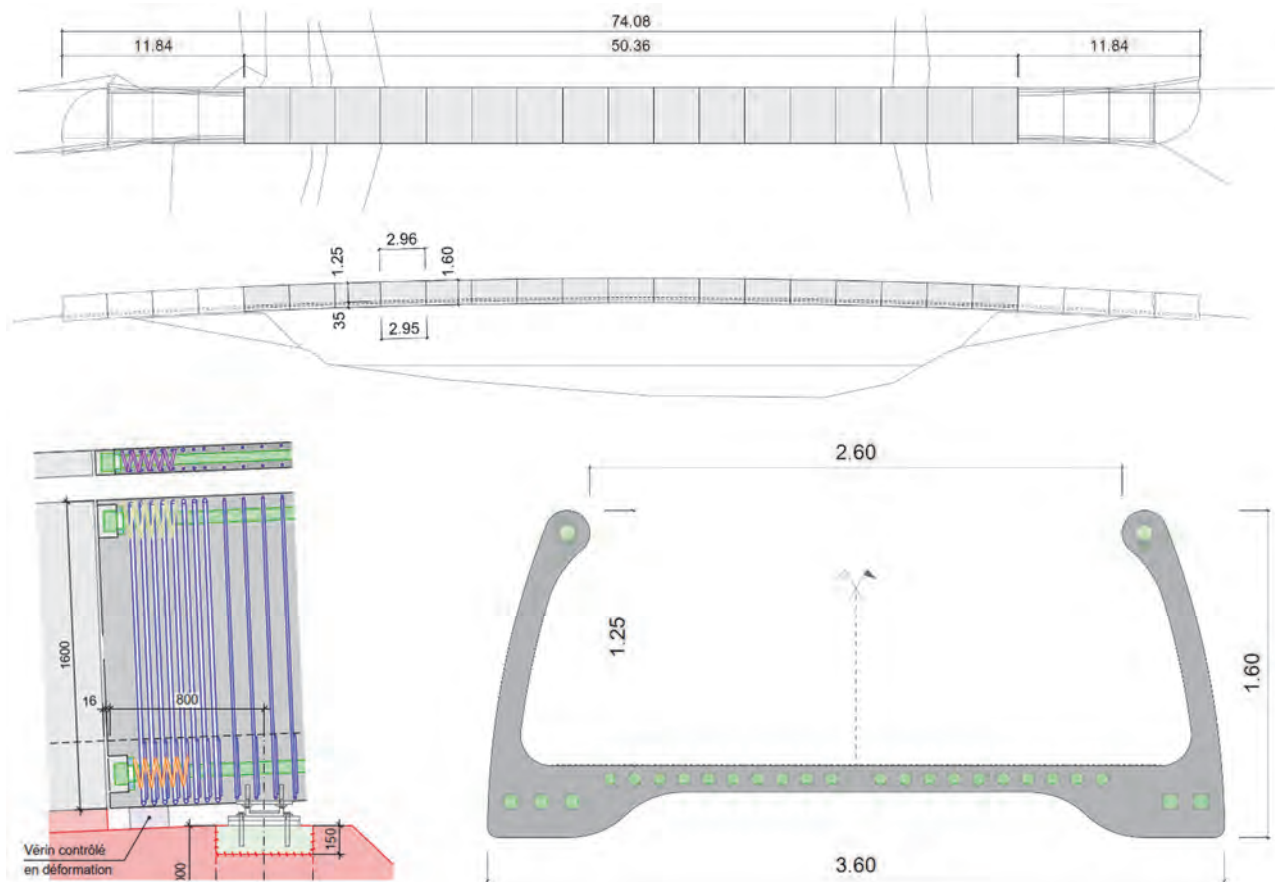


Fig. 5 : Situation, élévation, coupe longitudinale d'élément de bord et coupe transversale de l'auge

2.4.2. Prolongements sur les culées

Les deux prolongements sont composés chacun de 4 voussoirs en BFUP armé et légèrement précontraint pour un poids total de 2 x 30 tonnes. Ces éléments ne sont pas porteurs (dans la direction longitudinale). Ils ont une vocation purement architecturale, à savoir celle de guider le segment porteur jusqu'aux extrémités des culées existantes.

2.4.3. Culées

Afin d'être conservées, les culées ont subi quelques modifications. Premièrement, le sommet des murs d'ails qui se trouvaient dans le prolongement de l'ancienne passerelle ont été sciés environ 40 cm sous le niveau de l'intrados de la passerelle afin de servir d'appui pour les prolongements de la passerelle BFUP. De plus, afin d'être en mesure de transmettre au sol les efforts de chaque appui, les culées existantes ont été renforcées à l'aide d'une entretoise, d'un sur-radier et d'une bêche. Les eaux souterraines étant classé en zone Au, zone exploitable selon [1] art. 29 al.1a, la réalisation de pieux devait être évitée, rendant ainsi impossible la conception d'un arc intégral dont la poussée horizontale n'aurait pas pu être reprise par les fondations superficielles faiblement inclinées.

Les culées ont été prolongées afin d'accueillir un élément BFUP supplémentaire en quart de cercle avec parapets asymétriques. Enfin, un mur de parement ancré sur les faces extérieures des murs d'ails a été réalisé afin de rajeunir les culées.

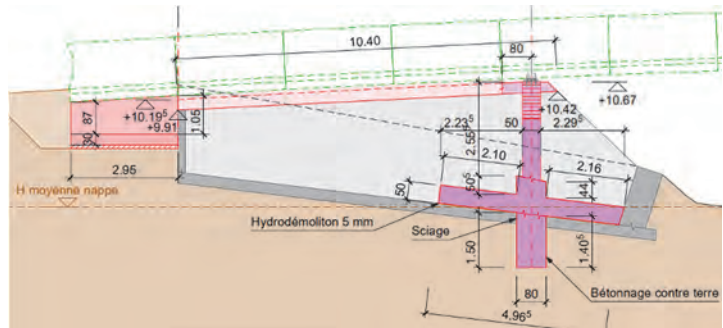


Fig. 6 : Travaux et élévation de la culée côté Western City

2.5. Propriétés du BFUP utilisé

Le BFUP utilisé est le Ductal® fourni par l'entreprise Lafarge Holcim. Il s'agit d'un BFUP de la sorte UA selon le tableau 1 de [2].

Table 1 : Propriétés mécaniques du Ductal G2FM200 de type UA données par le fournisseur. Avec ou sans traitement thermique (TT)

Propriétés	Sans TT		Avec TT
	À 28 jours	À 24h	Après TT
Résistance caractéristique à la compression	150 MPa	90 MPa	180 MPa
Valeur caractéristique de la limite d'élasticité en traction	8.5 MPa	4.3 MPa	8.5 MPa
Valeur moyenne de la limite d'élasticité en traction	9.5 MPa	4.6 MPa	9.5 MPa
Valeur caractéristique de la résistance post-fissuration	7.1 MPa	9.8 MPa	
Valeur moyenne de la résistance post-fissuration	9.2 MPa	11.2 MPa	
Module d'élasticité	56 GPa	58 GPa	
Coefficient de Poisson		0.2	
Coefficient de fluage	1.0		0.3
Densité		25 kN/m ³	
Eau/ Liants		0.19 – 0.21	
Fibres en acier		3.1% vol	

2.6. Traitement thermique

Le BFUP utilisé a fait l'objet de deux types de traitements thermiques (TT) qui sont décrits dans [3] de la façon suivante :

- le premier type de traitement thermique (TT1), appliqué dès les premières heures, correspond à la cure thermique, aussi appelé accélération de l'hydratation ou étuvage. Il a pour finalité principale d'anticiper le début de prise et accélérer le durcissement initial du BFUP pour permettre un décoffrage plus rapide. Les études actuelles montrent qu'une température inférieure à environ 65°C prévient le risque de formation différée d'ettringite¹.
- le second type de traitement thermique (TT2), s'applique lorsque le matériau est durci (environ 24h après le bétonnage) pour une durée d'environ 48h et a pour objectif le développement de nouveaux hydrates de manière à accroître davantage la résistance mécanique de la matrice cimentaire et diminuer les déformations différées. Pour ce traitement thermique, les éléments sont portés à une température relativement élevée (de l'ordre de 90°C) et à un degré d'humidité proche de la saturation (100% humidité relative).

Dans notre cas, l'intérêt résidait principalement dans la diminution des déformations différées ; après le TT2, le retrait peut être considéré comme terminé et le coefficient de fluage final peut être considéré égal à 0.3.

3. Dimensionnement

3.1. Généralités

Les hypothèses de dimensionnement, y compris les exigences relatives à la sécurité structurale et l'aptitude au service, ainsi que les actions considérées ont été tirées des normes SIA 260 [4] et SIA 261 [5] ainsi que de la norme EN 1991-1-4 [6] concernant les aspects liés au vent. Les valeurs de dimensionnement des résistances des sections en BFUP ont été déterminées selon le Cahier Technique SIA 2052 [2]. La flèche due au fluage a été estimée selon l'article 4.2.4.3 du CT SIA 2052 [2]. Les valeurs de dimensionnement des résistances de l'acier d'armature et de la précontrainte préconisées dans la norme SIA 262 [7] ont été considérées.

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 aux états limites de service rare et quasi permanent. Afin d'optimiser la précontrainte, de réduire les contraintes de compression dans la membrure supérieure et de réduire la flèche à l'état limite de service quasi-permanent, la précontrainte n'est pas centrée sur la section ce qui permet de bénéficier d'un moment négatif en plus de l'effort normal. Ce moment négatif opposé à celui engendré par les actions externes provient de l'excentricité de la résultante des forces de précontraintes générées par les câbles de précontrainte supérieurs et inférieurs. Dans notre cas, cette optimisation a permis de réduire la quantité totale de précontrainte d'environ 27%. Deux cas de figure doivent être vérifiés pour la section la plus sollicitée à mi-travée :

- à l'état limite de service rare (poids propre + charges utiles), les effets de la précontrainte doivent être suffisants pour éviter la décompression dans la fibre inférieure à t_{∞} .
- à l'état limite de service quasi permanent (poids propre), les effets de la précontrainte ne doivent pas être trop importants afin d'éviter la décompression de la fibre supérieure à t_0 .

La section de bord, pour laquelle le moment généré par les actions externes est nul, doit également être vérifiée afin d'éviter toute traction dans la fibre supérieure.

La contrainte moyenne de compression est de 24 MPa à l'état limite de service, avec un maximum d'environ 68 MPa à t_0 dans la fibre supérieure à mi-travée.

¹ La formation différée de l'ettringite est une réaction chimique qui peut être à l'origine de la dégradation des bétons. Il s'agit d'une réaction sulfatique interne susceptible d'affecter l'ensemble du béton sans faire appel à une source extérieure de sulfates. Elle provoque alors un gonflement du matériau qui engendre une fissuration de la structure.

La précontrainte se compose de 29 câbles pour un totale de 136 torons T15S répartis comme suit (Fig. 5, droite) :

- 5T15S dans chaque main-courante ($P_{0,sup} = 1'920 \text{ kN}$)
- 3x7T15S dans chaque surépaisseur et 21x4T15S dans la dalle ($P_{0,inf} = 24'590 \text{ kN}$)

Les ancrages sont composés d'un bloc d'ancrage (et de mors) ainsi que d'une plaque de diffusion, chacune spécialement adaptée par Freyssinet.

L'armature passive (260 kg/m^3) ainsi que la grande quantité d'armature de précontrainte (475 kg/m^3) induit une masse volumique moyenne d'environ $2'700 \text{ kg/m}^3$ soit environ 8.6% de plus que la masse volumique moyenne du BFUP mesurée sur cubes à $2'550 \text{ kg/m}^3$.

3.3. Etat limite ultime

La transmission de l'effort tranchant entre les voussoirs préfabriqués se fait principalement grâce à la force de frottement générée par l'effort normal de précontrainte. L'application d'une résine lors de l'assemblage des éléments entre eux ainsi que la présence d'un système de tenon-mortaise placé à six endroits (Fig. 8) de la section assurent un bon calage des éléments entre eux (alignement et surface de contact).

La section au pied du parapet a été dimensionnée notamment pour reprendre les sollicitations suivantes : poussée due au vent, force de déviation de la précontrainte supérieure liée à la courbure verticale, flambement de la membrure supérieure comprimée et poussée horizontale des utilisateurs sur les garde-corps. La flexion vers l'extérieur est reprise par le BFUP en traction et la flexion vers l'intérieur est reprise par des barres d'armature de diamètre 12 mm espacées de 100 mm.

Le dimensionnement de la dalle d'une épaisseur de 13 cm dans le sens transversal a conduit à la disposition de barres d'armature de diamètre 10 mm espacées de 100 mm.

Les culées et les appuis ont été dimensionnés pour reprendre le cas de charge sismique.

3.4. Etat limite de service

La précontrainte contrebalançant le poids propre, la flèche à l'état limite de service quasi permanent n'est pas déterminante.

La flèche maximale calculée à l'état limite de service fréquent est de 24.6 mm. Celle-ci est largement inférieure à la flèche admissible de $1/600$ (81 mm) pour les critères d'aptitude au fonctionnement et aspect.

4. Comportement aérodynamique

4.1. Introduction

L'utilisation du BFUP, matériaux à haute résistance, permet une conception structurelle efficiente en termes de volume de matériaux. Cela conduit à des structures élancées et légères plus sensibles aux vibrations induites par le vent.

4.2. Classification des actions dynamiques du vent

Les effets dynamiques du vent peuvent se classer selon deux catégories [8]: les vibrations qui se produisent dans la direction du vent et les vibrations qui se produisent perpendiculairement à la direction du vent.

La première catégorie regroupe les vibrations liées à la variation de la vitesse du vent (rafales) ainsi que celles liées aux turbulences qui se créent derrière la face protégée du vent (flottement à 1 degré de liberté en flexion transversale)

La deuxième catégorie regroupe les vibrations liées à la formation alternée de tourbillons sur la partie supérieure puis inférieure, celles liées au phénomène de galop (flottement à 1 degré de liberté en flexion verticale) et celles liées au phénomène de « Flutter » (flottement à 2 degrés de liberté en torsion et en flexion verticale).

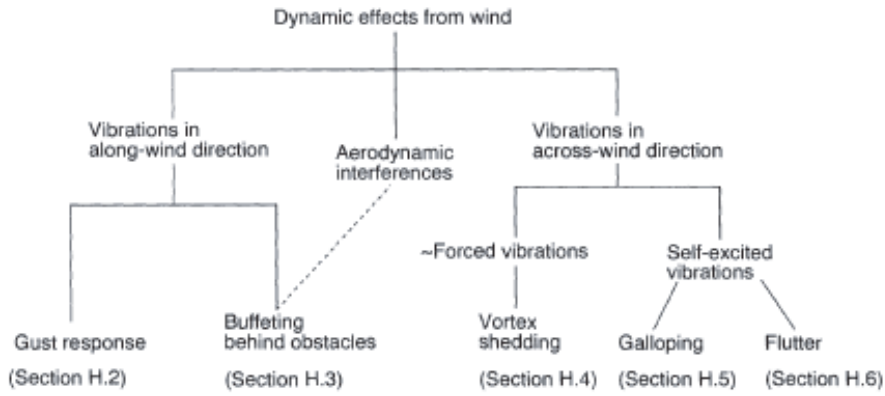


Fig. 7 : Classification des effets dynamiques du vent selon [8]

Fig. 8 : Tenons et mortaises

L'action dynamique du vent dépend d'un grand nombre de paramètres. Outre la conception aérodynamique de la section, les rigidités en flexion et en torsion ainsi que la distribution de la masse sont importantes (y compris l'inertie de rotation autour de l'axe longitudinal du pont).

4.3. Analyse des fréquences propres

L'analyse numérique des fréquences propres de la passerelle donne une fréquence pour la déformée flexionnelle verticale f_v de 1.33 Hz soit 0.75 s et une fréquence pour la déformée en torsion de 3.02 Hz soit 0.33 s.

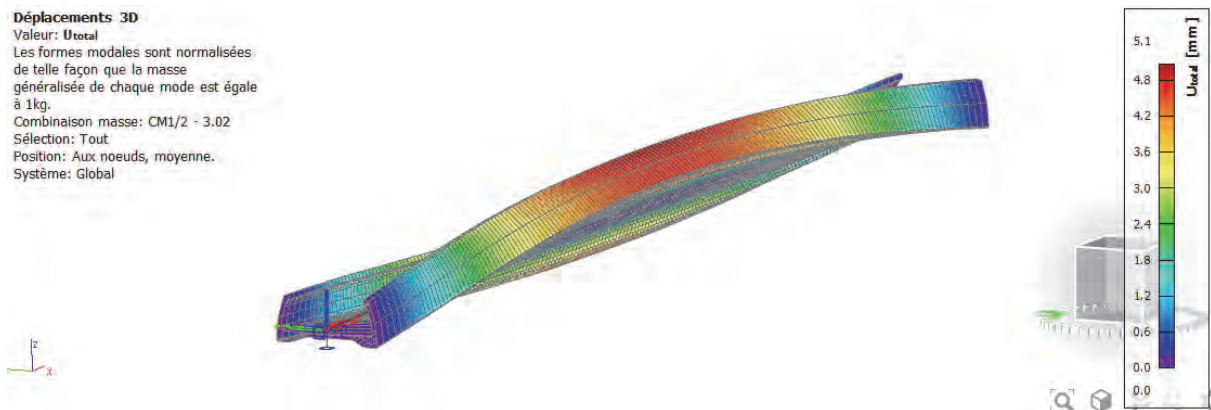


Fig. 9 : Déplacement U_{total} pour le 2ème mode de vibration

Après la réalisation, nous sommes retournés sur site pour mesurer les fréquences réelles de l'ouvrage. Les résultats sont assez proches de ceux calculés ; à savoir 1.7 Hz, 2.85 Hz

4.4. Caractérisation de la vitesse du vent

Les critères de décision quant à la nécessité d'investiguer les effets dynamiques du vent se rapportent à la vitesse moyenne maximum du vent sur 10 min pour une période de retour de 50 ans. Il est donc primordial de déterminer cette valeur.

La vitesse de rafale (moyenne sur quelques secondes) peut être déterminée sur la base de la pression dynamique du vent calculé selon la SIA 261 (catégorie de terrain IIa, hauteur inférieure à 5 m du sol).

Vitesse de rafale :

$$v_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot c_h \cdot q_0}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.06 \cdot 1.1}{1.25}} = 43.2 \frac{m}{s} = 156 \frac{km}{h} \quad (1)$$

Bachmann [8] propose de diviser cette vitesse par un coefficient de 1.5 afin d'obtenir la vitesse moyenne de référence. La vitesse moyenne de référence obtenue vaut $v_m = v_{10} = 106 \text{ km/h}$.

4.5. Vérification de l'aptitude au service

Selon les calculs, des vitesses de vent égales à 45 km/h induisent des turbulences (détachement de tourbillons) pouvant engendrer des vibrations proches de la fréquence verticale propre de la passerelle et donc provoquer un risque de mise en résonance de l'ouvrage. Les amplitudes maximales des vibrations verticales seraient de l'ordre de 17 mm avec des accélérations maximales d'environ 1.2 m/s^2 soit $0.13 \cdot G$, créant un sentiment d'inconfort pour des vitesses constantes relativement élevées, de l'ordre de 50 km/h.

4.6. Vérification de la sécurité structurale

Quand bien même deux phénomènes présentent une vitesse critique plus élevée que les valeurs limites de la norme [6], ces résultats sont à relativiser.

D'après l'annexe H.6 de [8] **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**, il y a peu de risques liés au phénomène de « flutter » pour lequel la vitesse critique calculée est plus grande que la vitesse de référence :

$$v_{crit} = 187 \text{ km/h} \gg v_m = 106 \text{ km/h.}$$

D'après l'annexe H.5 de [8], il y a également peu de risques liés au phénomène de « galloping » avec une vitesse critique encore une fois supérieure à la vitesse de référence : $v_{crit} = 155 \text{ km/h} \gg v_m = 106 \text{ km/h}$. Toutefois, ce ne sont que des estimations du risque d'instabilité par « galloping », qui sont basées sur des valeurs tabulées de coefficients dépendant de la forme de la section.

Des essais en soufflerie peuvent être réalisés pour dissiper les doutes. Ces essais sont en général effectués pour des ponts haubanés avec une très grande portée centrale. De tels essais sont disproportionnés par rapport à la taille de l'ouvrage et par conséquent nous avons recommandé au MO d'accepter ces risques résiduels.

5. Construction de la passerelle

5.1. Particularités

Les particularités de la construction de la structure en BFUP 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 (gaines et têtes d'ancrage) dans des sections fines et le maintien de la forme et de la position des gaines lors du coulage
- la bonne ouvrabilité du BFUP frais garantissant un remplissage uniforme du moule
- les essais de résistance en laboratoire et in situ
- l'assemblage et le montage de la passerelle.

5.2. Préfabrication en atelier

La structure en BFUP armé et précontraint a entièrement été préfabriquée en atelier. Ce procédé permet de garantir la précision de fabrication nécessaire ($\pm 1 \text{ mm}$) d'éléments relativement minces. Les moules en acier sont modulaires de façon à pouvoir réutiliser le cœur et adapter uniquement les joues latérales pour les changements de courbure des parapets. Un deuxième cœur a été réalisé afin d'augmenter la vitesse de production. Environ 3.2 m^3 de BFUP étaient nécessaires pour chaque élément, ce qui a requis plusieurs gâchées par élément. Pour chaque élément, des mesures de température ont été effectuées. En plus, des éprouvettes ont été confectionnées et des essais d'étalement ont été effectués avec du BFUP frais, afin de contrôler la conformité des caractéristiques mécaniques et rhéologiques du BFUP.

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 garantir un aspect parfaitement lisse et exempt de fibres en dehors des angles vifs qui ont été réduit au minimum, c'est-à-dire uniquement au bord des surfaces verticales de contact. Ce mode de fabrication permet également d'intégrer facilement la matrice pour

réaliser la surface de marche avec la rugosité exigée. Un contre-coffrage en forme de moustache a été disposé en intrados de dalle pour mouler les surépaisseurs sous la dalle (Fig. 10). 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 trois pièces toutes les deux semaines ce qui a permis de produire les 17 éléments porteurs au printemps 2021.

Des difficultés pour atteindre les valeurs de résistances mécaniques ont été rencontrées par l'entreprise. Dès lors, afin d'utiliser néanmoins les éléments fabriqués, une vérification de l'ouvrage avec actualisation du dimensionnement a dû être faite.



Fig. 10 : Moule métallique n°1, cage d'armature, bétonnage face contre face, moule n°2

5.3. Transport, assemblage et mise en place

Après la réalisation des différents traitements thermiques, les éléments ont été nettoyés et entreposés jusqu'à la date du transport en vue de l'assemblage des différents éléments sur site.

L'ensemble des opérations d'assemblage et de mise en place ont été réalisés sur la rive côté Western City. Au sud de la culée, une plateforme de montage en béton maigre a été réalisée pour l'assemblage et la mise en tension des éléments. Au nord de la culée, le sol composé de remblais limoneux a été partiellement remplacé afin de garantir la résistance du sol sous la grue. La plateforme a été excavée d'un mètre afin de permettre la mise en place d'environ 80 cm de grave ainsi que les traverses en bois surmontées de plaques métalliques nécessaires à la répartition des charges sur le platelage en bois (Fig. 11).

Les deux prolongements de 12 m ont été assemblés et mis en tension en premiers, puis ont été stockés latéralement jusqu'à la mise en place de la passerelle. Le tronçon principal a ensuite été assemblé puis mis en tension entre fin mai et début juin 2021.

La zone étant réputée pour l'omniprésence de vent fort, une étude des conditions locales a été effectuée afin de déterminer un créneau permettant la mise en place de la passerelle. Le risque ne provenait pas tant de la grue, qui était capable de travailler jusqu'à des vitesses de vent de l'ordre de 10 m/s soit 36 km/h, mais surtout de la passerelle dont la mise en rotation ne pouvait pas être empêchée par la force des bras. La pose a donc été planifiée au petit matin, lorsque les vitesses de vent observées étaient les plus faibles.

Un palonnier de 36 m a été utilisé pour n'introduire aucune compression dans la passerelle et pour limiter la précontrainte nécessaire à la reprise des moments négatifs générés par les extrémités de la

passerelle en porte-à-faux. Des vérins contrôlés en déformations ont été utilisés afin de régler avec précision l'alignement du tronçon central avec les prolongements.

Une grue Terex de type Superlift 3800 d'une capacité de 650 tonnes a été utilisée pour l'assemblage des éléments ainsi que pour la mise en place de la passerelle. Un essai de levage du tronçon principal, avec rotation complète de la grue a été réalisé avec succès 3 jours avant la pose officielle de la passerelle. La pose des 3 tronçons de la passerelle a donc été effectué au matin du 17 juin 2021.

Plusieurs semaines de travail ont encore été nécessaires pour les travaux de finition, à savoir : le ponçage à la main des dernières fibres métalliques saillantes du BFUP à l'aide d'éponges diamantées, le clavage des prolongements BFUP avec les culées existantes, la réalisation des murs de parement sur les culées, la pose d'enrobé pour l'accès aux culées, ainsi que la remise en état et l'ensemencement de la place d'installation et des pistes d'accès. L'ouvrage a été inauguré le 16 octobre 2021.



Fig. 11 : Assemblage, mise en tension de la précontrainte, mise en place de la passerelle

6. Références

- [1] Ordonnance sur la protection des eaux (OEaux)
- [2] Cahier Technique SIA 2052 : Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et exécution, Zürich, 2016,
- [3] AFGC, *BFUP – recommandations*, édition révisée juin 2013
- [4] Norme Suisse SIA 260 : Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses, 2013
- [5] Norme suisse SIA 261 : Actions sur les structures porteuses, 2020
- [6] EN 1991-1-4 - Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales – Action du vent, Annexe E : détachement tourbillonnaire et instabilités aéroélastiques, 2015
- [7] Norme Suisse SIA 262 : Construction en béton, 2013.
- [8] BACHMANN H., *Vibrations problems in structures, H. Dynamic effects from wind*, 1997

Passerelle rouge sur la Venoge

Philippe MENÉTREY

Ing. civil, Dr sc. tech. EPFL
INGPHI SA
Lausanne, Suisse

Olivier CHOLLET

Dipl. ing. civil EPFL
INGPHI SA
Lausanne, Suisse

Hammad EL-JISR

Dr sc. tech. EPFL
INGPHI SA
Lausanne, Suisse

Résumé

Une nouvelle passerelle sur la Venoge, permettant de relier les communes d'Ecublens et de Denges a été reconstruite en 2022 à la suite de la fermeture de l'ancienne passerelle en bois dont les poutres principales étaient pourries.

Le concept développé pour la nouvelle passerelle est de mettre en place une poutre simple de forme arquée pour franchir la Venoge de manière durable avec un tablier en forme d'auge pour assurer le gabarit hydraulique.

La passerelle est une poutre simple de 24.60 m de portée et de 2 m largeur, dimensions qui sont similaires à celles de l'ancienne passerelle en bois afin de pouvoir réutiliser les culées existantes. La nouvelle passerelle est en CFUP de couleur rouge avec une section en auge à hauteur variable dont les âmes sont surmontées de garde-corps verticaux.

Mots clés : passerelle en CFUP ; CFUP teinté ; section en auge ; surveillance d'ouvrage

1. Introduction

La passerelle sur la Venoge est un ouvrage historique qui permet de relier les communes d'Ecublens et de Denges depuis 1865 (Figure 1). La passerelle s'appelait Pont Rouge à cause de ses garde-corps peints en rouge. Elle a été remplacée en 2006 par une passerelle en bois (Figure 2).

En 2019, au vu de l'état dégradé de la passerelle en bois, les deux communes ont mandaté le bureau INGPHI afin de réaliser une inspection et des vérifications statiques.



Fig. 1 : Pont rouge de 1865 (photo de la commune d'Ecublens)

2. Ancienne passerelle en bois

L'ancienne passerelle en bois franchissait la Venoge avec une seule travée de 25 m. Sa structure porteuse en bois était composée d'un tablier voûté et cintré supporté par un arc disposé d'un côté du tablier. Le tablier de 2 m de large reposait à ses extrémités sur des culées en béton armé ainsi que sur l'arc et une jambe de force à l'endroit de l'intersection du tablier et de l'arc incliné. La partie centrale du tablier était soutenue via des suspentes en acier fixées à l'arc.

Une inspection de la passerelle en bois a été effectuée en 2020 et d'importantes dégradations structurelles avec notamment le pourrissement des poutres principales en bois ont été mises en évidence, après seulement 16 ans d'exploitation. Ces dégradations étaient dues à une accumulation d'humidité contre des faces latérales des poutres non ventilées. L'ouvrage a été classé en classe d'état 4 : mauvais état, selon la terminologie de l'OFROU [1].

Les vérifications statiques ont été réalisées en différenciant l'état initial et l'état dégradé. Elles ont permis de quantifier la diminution de la résistance en section de 1.11 à 0.4, soit une perte de 64%. Il a ainsi été recommandé de remplacer l'ancienne passerelle en bois par une nouvelle structure en réutilisant les culées en béton armé.

Il est intéressant de noter que dans l'attente du remplacement de la passerelle, l'exploitation a été assurée grâce à mise en place d'une surveillance. Ainsi, un nivellement du tablier et de l'arc a été réalisés par un géomètre pour suivre l'évolution des déplacements, qui ont été limités avec des seuils d'alarme, déterminés par le calcul.



Fig. 2 : Vue de l'ancienne passerelle en bois (photo INGPHI 2021)

La surveillance mise en place dès 2020 a permis de déceler une augmentation des déplacements verticaux. Au mois de juillet 2022, le seuil d'avertissement correspondant à une augmentation de flèche de 10 mm a été atteint. Les courbes de la Figure 3 montrent une évolution asymptotique vers le bas témoignant d'une augmentation des déplacements verticaux à mi-travée. Une inspection complémentaire a été réalisée, permettant de constater l'aggravation des dégradations, la passerelle a donc été fermée.

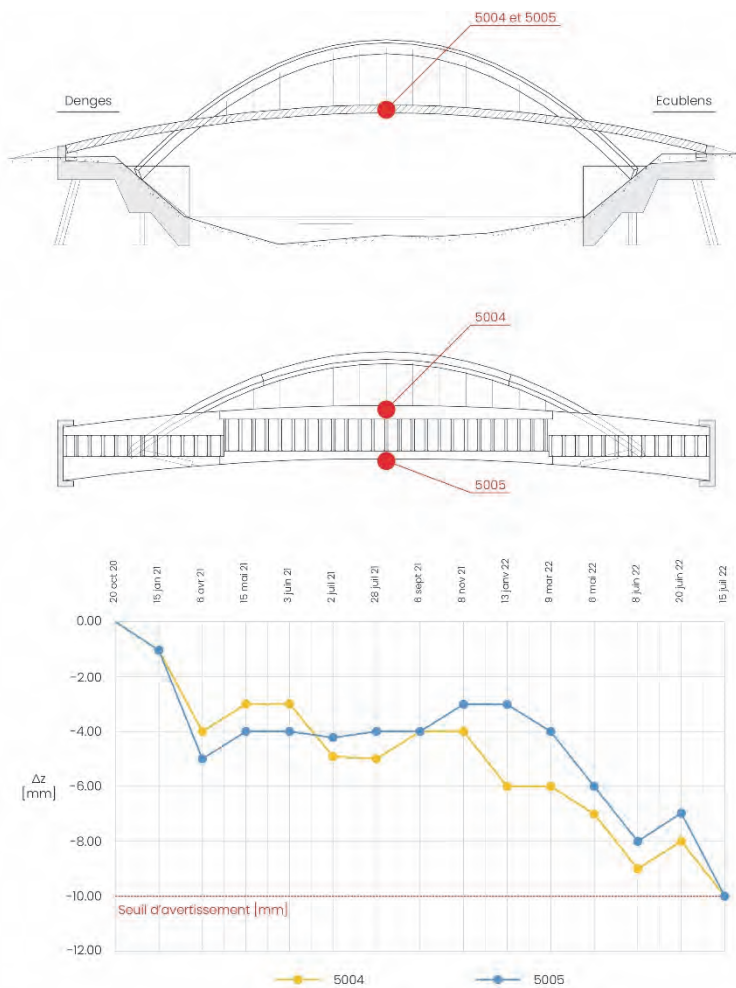


Fig. 3 : Evolution des déplacements Δz des points critiques de l'ancienne passerelle en bois

L'ancienne passerelle en bois a été démolie à l'automne 2022. Lors de la démolition, l'ampleur du pourrissement des sections en bois a été confirmée par la découpe en tranches des poutres principales.

3. Nouvelle passerelle en CFUP

3.1. Contexte

La passerelle est nécessaire pour la liaison de mobilité douce entre les communes d'Ecublens et de Denges et en plus, elle est inscrite dans le réseau cyclable secondaire du Projet d'Agglomération Lausanne-Morges (PALM) de sorte que son remplacement a dû être réalisé rapidement. En raison de sa localisation dans une aire forestière protégée, l'impact du chantier sur l'environnement devait être réduit à des emprises provisoires, les emprises définitives ne pouvant être modifiées. Le projet s'est donc rapidement orienté vers la conception d'un ouvrage léger, préfabriqué, permettant la réutilisation des culées existantes avec une mise en place du tablier à la grue.

Une étude hydraulique de la Venoge a permis de déterminer le gabarit hydraulique du cours d'eau et de fixer le niveau minimal du tablier.

3.2. Conception

Le concept développé pour la nouvelle passerelle est de mettre en place une poutre simple de forme arquée pour franchir la Venoge de manière durable avec un tablier en forme d'auge pour assurer le gabarit hydraulique. La prise en compte d'une section en auge a ainsi permis de réduire la pente pour les utilisateurs de 28% à 12% aux extrémités, pente qui se réduit pour être nulle au point haut. Au vu de la pente longitudinale importante, l'écoulement de l'eau étant garanti en direction de chaque culée, aucune pente transversale n'a été prévue.

La portée de la passerelle de 24.60 m et sa largeur de 2 m sont similaires aux valeurs de l'ancienne passerelle en bois.

La passerelle est réalisée en composite cimentaire à ultra-haute performance (CFUP) pour limiter le poids et également pour des raisons de durabilité, sachant que l'auge est exposée aux intempéries et aux sels de déverglaçage. L'efficacité de la forme et l'utilisation de matériaux performants (CFUP, précontrainte) permettent de franchir les 24.60 m de portée avec un ouvrage de 28 t, nécessitant la mise en œuvre de seulement 11 m³ de CFUP. Le CFUP est teinté dans la masse, de couleur rouge afin de faire un clin d'oeil à l'ancien Pont Rouge.

La hauteur statique de la passerelle est de 1.15 m à mi-travée et elle se réduit à 0.35 m aux culées. L'épaisseur des âmes et de la dalle est de 8 cm. Une auge à hauteur variable a été réalisée car c'est une structure plus élégante qu'une auge à hauteur constante. La forme d'auge à hauteur variable suit les efforts car elle s'affine aux extrémités où les moments sont réduits. Elle permet aussi d'éviter que l'utilisateur se retrouve au début de la passerelle devant un mur qui crée un obstacle.

La passerelle est précontrainte avec 4 câbles de précontrainte longitudinaux intégrés à chaque angle. Une armature passive est disposée dans les deux directions de l'auge afin d'augmenter la ductilité de la section.

La passerelle est appuyée sur les deux semelles des culées existantes à la manière d'un pont intégral, sans appareil d'appui et sans joint de chaussée. La flexibilité des culées permet d'absorber les faibles mouvements liés aux variations de température.

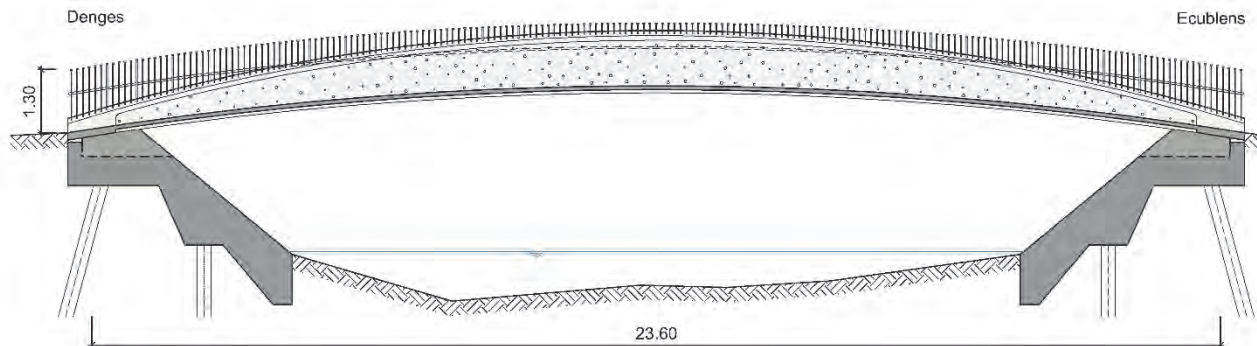


Fig. 4 : Elévation de la nouvelle passerelle

Pour que chaque traversée de la passerelle soit un évènement, la vue sur la Venoge est dégagée avec des garde-corps composés uniquement de montants verticaux. Ainsi, les âmes de l'auge qui servent de parapets sont complétées par des montants verticaux en acier pour atteindre une hauteur conforme de 1.30 m. Les montants sont fichés verticalement, ils sont libres tels les troncs d'arbre avec lesquels ils dialoguent. Les montants sont élargis à leur sommet pour éviter des problèmes d'empalement. Dans la même idée, des perforations sont prévues dans les âmes de l'auge pour créer des vues et faire vibrer la traversée à tous les niveaux. Et pour compléter, l'évènement, il fallait de la musique ; il suffit de taper sur les montants verticaux pour bénéficier d'une harpe géante ; certains habitants y composent déjà des mélodies...

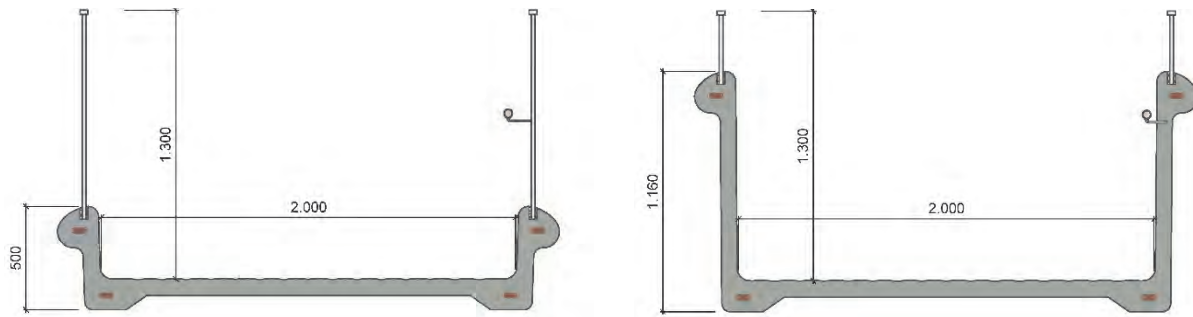


Fig. 5 : Coupes transversales, gauche) aux culées, droite) en travée)

3.3. Equipements

La conception d'un ouvrage intégral, entièrement clavé aux culées en béton, permet de s'affranchir de joints de chaussée et d'appareils d'appuis, et ainsi de réduire au maximum les pièces d'usure et par conséquent, les travaux de maintenance. En raison de la petite surface du tablier et de la pente longitudinale, l'eau s'écoule naturellement aux deux extrémités et est directement infiltrée dans le terrain. Aucun revêtement ni étanchéité ne sont mis en œuvre. La surface de CFUP est laissée brute et est rendue rugueuse grâce à une matrice disposée à l'intérieur du coffrage.

3.4. Analyses statiques

Le dimensionnement du tablier en CFUP a été réalisé sur la base de la SIA 2052 [1]. Afin de compléter les vérifications, l'ensemble du tablier a été modélisé avec un modèle tridimensionnel. Le CFUP a été modélisé en tenant compte de son comportement non linéaire avec le modèle Menétrey-Willam [3] implanté dans le programme Ansys [4]. Les valeurs caractéristiques du CFUP ont été considérées : la résistance à la traction $f_{ctk} = 10.5$ ou 8.5 MPa, la résistance à la compression $f_{ck} = 120$ MPa et l'énergie de rupture $G_f = 20'000$ N/m. Les armatures passives et la précontrainte sont introduites dans le modèle avec une loi de comportement trilineaire pour reproduire la plastification des aciers.

Trois variantes de précontrainte ont été comparées avec :

- Cas 1 : $f_{ct} = 10.5$ MPa, précontrainte à 70% f_{pk} en haut et en bas
- Cas 2 : $f_{ct} = 8.5$ MPa, précontrainte uniquement en bas à 70% f_{pk}
- Cas 3 : $f_{ct} = 8.5$ MPa, précontrainte en bas à 70% f_{pk} et précontrainte en haut à 50% f_{pk}

Pour limiter les flèches et tenir compte du montage, la précontrainte du cas 3 a été mise en place.

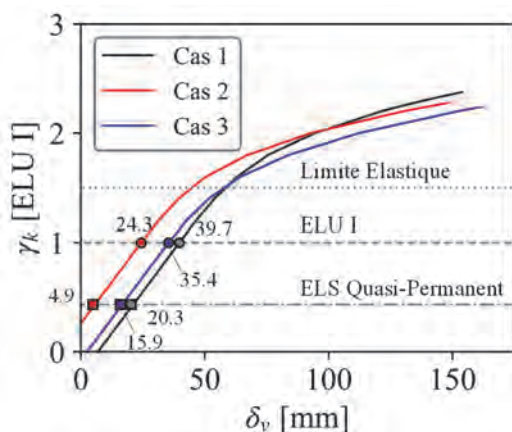


Fig. 6 : courbes de réponse du pont avec différentes variantes de précontrainte

Afin de vérifier la formation de mécanismes de ruine, les charges ont été augmentées avec un multiplicateur de charge global jusqu'à 2.4 fois la situation de risque à l'ELU. Le réseau de fissuration est reproduit à la Figure 7 sans que la rupture ne soit atteinte.

La précontrainte mise en place permet de limiter les tractions dans le CFUP durant l'exploitation de sorte que le bon comportement de la passerelle soit confirmé.

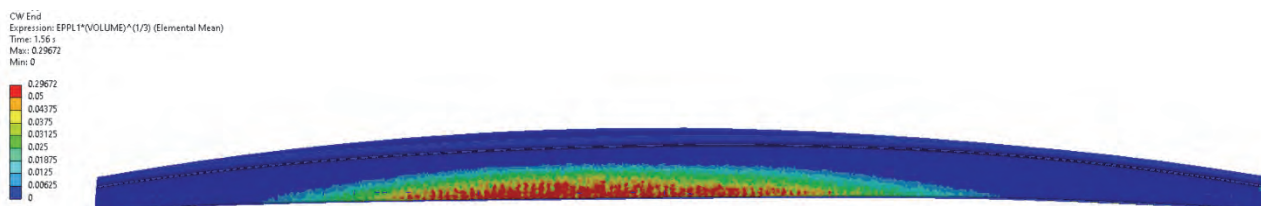


Fig. 7 : Réseau de fissures dans la poutre sous 2.4 x ELU

4. Réalisation

La planification de la nouvelle passerelle a démarré au printemps 2022. Une procédure de mise à l'enquête a été réalisée conjointement à l'appel d'offre sur invitation. La passerelle a ainsi été posée le 15 décembre 2022 et ouverte au public le 22 décembre de la même année.

Le coffrage a été réalisé dans les dépôts de l'entreprise de maçonnerie. L'ensemble de la passerelle a été coffré en une fois avec un coffrage en bois découpé à la CNC sur la base d'une modélisation tridimensionnelle de la passerelle.



Fig. 8 : Vue partielle du coffrage

Afin d'obtenir les propriétés mécaniques souhaitées, un CFUP type UB avec fibres métalliques est utilisé. Des essais de teinte ont été réalisés en utilisant une base de CFUP avec du ciment blanc. Plusieurs teneurs en pigments sont testées afin d'obtenir un matériel satisfaisant d'un point de vue de la teinte et de l'ouvrabilité. Une teneur en pigment de 5% a été finalement choisie. Une campagne d'essais préliminaires a confirmé les propriétés mécaniques du matériau pigmenté.



Fig. 9 : Essais de pigmentation du CFUP

Un prototype en taille réelle a également été réalisé afin de valider les détails d'exécution, la qualité du coffrage, le type de matrice, la réalisation des percements et permettre de valider la recette.

Le coulage des 11 m³ de CFUP s'est effectué de manière continue pendant une durée de 12 heures. La passerelle a été maintenue dans le coffrage pendant 5 jours. Le CFUP a atteint une résistance en compression de $f_{cm} = 165$ MPa à 28 jours. Le tablier est ensuite retourné à l'aide d'une autogruue, puis transporté sur site par convoi exceptionnel avant d'être mis en place à l'aide d'une autogruue.



Fig. 10 : Vue de la pose du tablier avec un camion grue



Fig. 11 : Vue de face de la passerelle



Fig. 12 : Vue de la passerelle en enfilade

5. Conclusion

La passerelle sur la Venoge est un ouvrage historique qui permet de relier les communes d'Ecublens et de Denges. La première passerelle de 1865, dénommée Pont Rouge a été remplacée en 2006 par une passerelle en bois qui après une durée d'exploitation de 16 ans a dû être remplacée en 2022 à cause du pourrissement de ses poutres.

Le concept développé pour la nouvelle passerelle est de mettre en place une poutre simple de forme arquée pour franchir la Venoge de manière durable avec une section transversale en forme d'auge pour assurer le gabarit hydraulique.

La passerelle est une poutre simple de 24.60 m de portée et de 2 m largeur, dimensions qui sont similaires aux valeurs de l'ancienne passerelle en bois afin de pouvoir réutiliser les anciennes culées.

La passerelle est en CFUP avec une section en forme d'auge à hauteur variable afin de concentrer la matière aux endroits où elle est strictement nécessaire. L'utilisation du CFUP a permis d'affiner les sections et de réduire le poids pour pouvoir préfabriquer la poutre et la mettre en place en une intervention avec une grue mobile. La passerelle est réalisée en CFUP de couleur rouge teinté dans la masse, un clin d'œil au Pont Rouge.

Le tablier est précontraint dans le sens longitudinal afin de limiter les tractions dans le CFUP durant l'exploitation. Le tablier est lié rigidement aux culées, permettant de s'affranchir de joints de chaussée et d'appareils d'appui, facilitant ainsi son entretien et améliorant sa durabilité.

Pour que chaque traversée de la passerelle soit un évènement, la vue sur la Venoge est dégagée avec des garde-corps composés uniquement de montants verticaux. La nature pénètre ainsi dans la passerelle, et les troncs s'entremêlent visuellement avec les montants verticaux encastrés dans la passerelle. Dans la même idée, des perforations sont prévues dans les âmes de l'auge pour créer des vues et faire vibrer la traversée à tous les niveaux. Et pour que l'expérience soit mémorable, il fallait la mettre en musique ; pour ce faire, il suffit de taper sur les montants verticaux pour bénéficier d'une harpe géante ; certains habitants y composent déjà des mélodies...

6. Références

- [1] Surveillance et entretien des ouvrages d'art des routes nationales, OFROU, 2005.
- [2] SIA 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016.
- [3] Ph. Menétrey et K.J. Willam. A triaxial failure criterion for concrete and its generalization. ACI Structural Journal, 92(2):311-318, 1995.
- [4] ANSYS, Inc, Ansys Mechanical, R2. 2021.

7. Intervenants

Maître d'ouvrage : Commune d'Ecublens
 Commune de Denges

Auteur de projet et DLT : INGPHI SA

Entreprises : Frutiger Vaud SA
Fournisseur CFUP : Vigier béton – Vicat

Grossprojekte mit UHFB in der Welt

Laurent BOIRON
Bauingenieur
a3 Betonpumpen AG
Affoltern am Albis

Daniel HARDEGGER
Projektleiter
Walo Bertschinger AG
Schlieren

Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren durften wir mehrere interessante Grossprojekte durchführen. Heute werden wir ein Projekt aus der Schweiz sowie zwei aus dem Ausland präsentieren. Um solch komplexe Projekte zu realisieren, braucht es viel Erfahrung, denn oft müssen individuelle und neue Lösungen für eine erfolgreiche Ausführung ausgearbeitet werden. Die Logistik der Grundmaterialien, die Baustellenorganisation, die Installationsflächen und Ausführungstermine sowie die Arbeiten am Bauwerk sind immer anders und bringen grosse Herausforderungen mit sich. Anhand von drei Projekten zeigen wir unsere Lösungsansätze.

Keywords: Grossprojekt, UHFB-Material, UHFB - Mischanlage, Gleitschalungsfertiger, Brückeninstandsetzungen, UHFB-Belagapplikation

1. Einleitung

Eine erfolgreiche Ausführung eines Projekts mit UHFB erfordert einen grossen Inventaraufwand, spezialisierte Teams und viel Know-how. Von 2014-2015 hat die Walo Bertschinger AG mit der Instandsetzung der Chillon Viadukte das erste Grossprojekt mit UHFB realisiert. Mit der wertvollen Erfahrung aus diesem Projekt engagiert sich WALO für die Weiterentwicklung dieser Technologie in der Schweiz, Frankreich, Belgien und den USA. Somit konnte WALO zahlreiche weitere UHFB-Projekte durchführen. Gerne stellen wir Ihnen drei Grossprojekte vor. Über das Riddes-Viadukt können Sie in einem anderen Artikel [1] noch mehr lesen.

2. Pont d'Ouche – Burgund – France

2.1. Erste Verstärkung-Overlay

Frankreich ist als Pionier in der Welt des UHFB bekannt. Der Einsatz von UHFB im Ingenieurbau und insbesondere bei der Verstärkung von Brücken ist aber noch sehr jung. Der Bauherr APRR (Autoroute Paris-Rhin-Rhône) liess sich auf den Einsatz von UHFB ein. Nach einem ersten Test, bei dem UHFB als Abdichtung auf dem Viadukt (als Vorversuch) « PI Warren" eingesetzt wurde, schrieb APRR die Verstärkung des Pont d'Ouche-Viadukts mit UHFB als Projekt aus.

Da UHFB bei diesem Projekt erstmals so angewendet wurde, wurde die gesamte Ausführung von CEREMA (Qualitätssicherung) sorgfältig überwacht.



Abb. 1: Pont d'Ouche, UHFB-Einbau

2.2. Viadukt mit unabhängigen Feldern aus vorgefertigten, durch Nachspannung vorgespannten Trägern (VIPP)

Das Pont d'Ouche-Viadukt ist ein VIPP (Viadukt mit unabhängigen Feldern aus vorgespannten Fertigteilträgern). Das Viadukt war in einem sanierungsbedürftigen Zustand. Die Abdichtung der Brückenoberfläche musste erneuert werden. Zusätzlich musste der Brückenrand verstärkt werden für die Anbringung von neuen Leitplanken.

Das 500 m lange Doppelviadukt wurde im Jahre 1970 gebaut. Die beiden Viadukte befinden sich in einer Kurve, die eine starke Querneigung von 5% aufweist. Das Verstärkungskonzept sieht den Einbau von UHFB in zwei Streifen über die gesamte Brückenbreite mit einer Mittelfuge sowie die Überdeckung der Bordüre mit UHFB vor. Die Mindestschichtstärke besteht aus 35 mm für die Abdichtung in der Mitte. Auf den Aussenseiten der Brücke beträgt die Schichtdicke des UHFB 65 mm mit integrierter Verstärkungsarmierung.

2.3. Projektdetails

2.3.1. WALO in Frankreich

WALO ist ein Schweizer Bauunternehmen. International ist es hauptsächlich in der Herstellung und Sanierung von Asphaltdecken tätig. Seit der Entwicklung im Bereich von UHFB hat sich WALO international aufgestellt, mit einem Firmensitz in den USA und Projekten in Frankreich und Belgien.

Im Rahmen dieses Projekts wandte sich das Unternehmen Bouygues Travaux Publics Région France (BYTPRF) an WALO wegen seiner Fachkompetenz in diesem Bereich. Für die Produktion von grossen Mengen von UHFB und dessen schneller Verarbeitung, welche für das Projekt nötig waren, brauchte es das Know-how und Equipment von WALO.

2.3.2. Grosseinsatz

Das Viadukt befindet sich auf der Autobahn Paris-Lyon. Jede Verkehrsstörung hat erhebliche Auswirkungen auf den Verkehrsfluss. Daher bewilligte der Bauherr Sperrungen der Autobahn von weniger als drei beziehungsweise vier Wochen für die Fertigstellung des gesamten Viadukts.

Während dieser Zeit wurde der alte Asphalt und die bestehende Abdichtung entfernt, die Oberfläche mittels Wasserhöchstdruckverfahren (HDW) abgetragen, der UHFB eingebaut, nachbehandelt, wassergestrahlt und der Walzasphalt eingebaut. Alle Massnahmen wurden auf 2'000 m² bzw. 2'800m² in Rekordzeit durchgeführt. Allfällige Verzögerungen werden mit 1'500 € pro Viertelstunde bestraft.

2.3.3. Herausforderungen

Die Sanierung der Gesamtlänge der Brücke konnte nicht in einer Sperrung durchgeführt werden. Darum mussten während eines Monats zwei Installationen inkl. Personal vorgenommen werden. Der Einbau von 250 m³ UHFB wurde während den beiden Sperrungen an 3 bzw. 4 Tagen durchgeführt.

Das Viadukt liegt etwa 40 Minuten von Dijon entfernt ohne Infrastruktur für Wasser oder Elektrizität. Für die Beschaffung von Baumaterialien mussten wir zwei bis drei Stunden fahren. Daher musste die Baustelle komplett autonom funktionieren. Für die HDW-Arbeiten und UHFB-Produktion musste das Wasser von Dijon organisiert werden.



Abb. 2: Pont d'Ouche - Viadukt

Die Menge UHFB, welche verwendet werden soll, hängt stark von der Qualität des Betonuntergrunds (Bestand der Brücke) sowie der HDW-Arbeiten ab. Der UHFB-Lieferant muss daher zusätzliche Mengen innerhalb kürzester Zeit liefern können. Da keine Oberflächenscans ausgeführt wurden, konnte die benötigte Tagesmenge nur schwer abgeschätzt werden.

Der UHFB wurde mittels einer selbst entwickelten und neu gebauten Mischanlage produziert. Die Mischanlage Mobimix liefert kontinuierlich UHFB mit 2 Mixern und einer Leistung von ca. 5 m³/h.

Im Mai und Juni 2022 wurde der UHFB eingebaut. Die Temperaturen stiegen an den Betontagen häufig über 35°C an. Daher mussten wir mit den Einbauarbeiten oft bereits um 4 Uhr morgens beginnen. Die Einbauarbeiten waren nur mit einem UHFB möglich, der solchen Temperaturen standhält, ohne seine Verarbeitbarkeit zu verändern.

Eine Durchführung eines solch grossen und komplexen Projekts im Ausland bringt zusätzlich einen grossen Verwaltungsaufwand mit sich. Genehmigungen und Arztzeugnisse unseres Personals sind nur die Spitze des Eisbergs. Die Menge an Dokumenten, Kontrollen und Nachweisen erfordert einen weitaus grösseren Aufwand als bei Schweizer Projekten.

3. Grenzbrücke - Basel

3.1. Ein beanspruchtes Bauwerk

Die Grenzbrücke ist ein grenzübergreifendes Bauwerk auf der Nationalstrasse N02 von Basel-Stadt nach Weil am Rhein (D). Das zwischen 1976 und 1980 erstellte Bauwerk ist insgesamt 1.5 km lang und besteht aus vier Teilbrücken und einer Ein- bzw. Ausfahrt. Rund 500 Meter der Brücke befindet sich auf deutschem Boden. Zudem überquert die Brücke an drei Stellen das Bahnnetz der Deutschen Bahn, der Hafenbahn, sowie die Tramtrasse der BVB. Unter Berücksichtigung der steigenden Verkehrszahlen und der erhöhten Gewichtsbelastung musste die Brücke nach einer Betriebsdauer von über 38 Jahren von 2018 bis 2023 instandgesetzt werden.

Da die Brücke kurz vor der Grenze zu Deutschland liegt, können wartende Lastwagen auf den beiden langsamen Fahrspuren "parkiert (Warteraum vor dem Zoll)" werden. Um eine starke Spurrinnenbildung der Fahrbahn zu vermeiden, beschloss das ASTRA, ein Pilotprojekt mit der Verwendung von UHFB als Fertigbelag durchzuführen.

3.2. Wie in den USA

Der Einsatz von UHFB ist in der Schweiz etwas Alltägliches. Es wurden bereits sehr viele Projekte durchgeführt. Der Einsatz von UHFB als Fahrbahnbelag wurde bisher allerdings nur bei kleineren Bauten durchgeführt. Die Behandlung einer Fläche von 8300 m² konnte nicht auf die gleiche Weise durchgeführt werden wie bei einer kleineren Fläche. Für das Grinding/Grooving der Oberfläche liessen wir uns daher aus den USA inspirieren. Um die erforderliche Rauheit für die Haftung von Fahrzeugen zu erreichen, werden kleine Rillen in die Oberfläche gefräst. Diese werden mit tieferen Rillen realisiert um den Wasserabfluss und die Lärmabsorption sowie Aquaplaning zu verhindern.

3.3. Herausforderungen

3.3.1. UHFB-Schichtstärke

Die UHFB-Schicht musste mit dem Asphalt Niveau der Schnellspuren verbunden werden. Da der Asphalt eine Dicke von ca. 10 cm hat, erforderte dies eine höhere Schichtstärke des UHFB als bei anderen Projekten. Die Geometrie der Brücke variiert stark, sodass an einigen Stellen bis zu 18 cm UHFB benötigt wurden.

Der UHFB musste unter Betrieb mit einem Quergefälle eingebaut werden. Das Verhalten des UHFB wurde durch die Schwingungen des Verkehrs auf der Brücke stark verändert. Da es sich um ein thixotropes Material handelt, verflüssigt es sich bei Energieeinwirkung. Bei geringen Schichtstärken ist dies nicht problematisch, bei einer hohen Schichtstärke allerdings schon.



Abb. 3: Eingebaute Oberfläche

Bei hoher Schichtstärke haftet der UHFB am rauen Untergrund und trocknet an der Oberseite aus. Die mittlere Schicht aber fliesst weiter. Bei Versuchen [2] an der Ingenieurschule Freiburg wurde der Einfluss von Vibrationen auf die Veränderung der Ebenheit des UHFB aufgezeigt.



Abb. 4: Nachverflüssigung des UHFB – Test von HEIA-FR

Das Erreichen einer ebenen Oberfläche war daher sehr schwierig. Der UHFB wurde in einer ersten Schicht bis 4 cm unterhalb der geplanten Fahrbahnebene eingebaut. Für den Verbund der beiden Schichten wurde die Oberfläche mittels Aquablast aufgeraut. Durch die Applikation der ersten Schicht wurde der Bauzustand der Brücke massiv verstärkt. Für die zweite Schicht waren praktisch keine Schwingungen mehr bemerkbar. Die obere Schicht von 4 cm konnte im zweiten Arbeitsgang konstant eingebaut werden und die geforderte ebene Oberfläche wurde erreicht.

3.3.2. Produktionsleistung

UHFB muss mit einem Gleitschalungsfertiger möglichst kontinuierlich eingebaut werden. Um eine so dicke Einbauschicht einzubauen, braucht es entsprechende Produktionsleistungen/Produktionsanlagen.

Die Produktionsanlagen wurden am Ende der Brücke auf einer sehr kleinen Fläche installiert. Eine Anlage mit Silos konnte an dieser Stelle nicht aufgestellt werden, daher entschied WALO, die bisher in Chillon und Riddes verwendete Anlage so umzubauen, dass sie mit Bigbags versorgt werden konnte. Diese Anlage wurde mit der mobilen Produktionsanlage Mobimix kombiniert, um bis zu 125 m³ pro Tag zu produzieren. Insgesamt wurden 940 m³ UHFB auf der Brücke eingebaut. Dazu mussten etwa 100 LKW-Ladungen mit Material auf begrenztem Platz umgeladen und gelagert werden. Eine einwandfrei funktionierende Logistik ist bei Projekten dieser Grösse das A&O für einen reibungslosen Ablauf.



Abb. 5: Mischanlagen Bagmix & Mobimix

3.3.3. Oberfläche Behandlung

Grinding/Grooving ist in den USA Alltagsgeschäft. Diese Oberflächenbehandlung wurde jedoch in der Schweiz noch nicht angewendet. Kein Unternehmen hatte vor diesem Projekt Erfahrung mit dieser Art der Behandlung von Flächen in dieser Dimension. Zwei deutsche Unternehmen, die sich auf die Oberflächenbehandlung von Beton spezialisiert hatten, führten unbefriedigende Tests durch. Der UHFB hat eine grössere Dichte und höhere Druckfestigkeit als üblicher Strassenbeton. Für Grinding und Grooving Arbeiten bei UHFB benötigt es eine schwere Schleifmaschine mit geeigneten Diamantscheiben.



Abb. 6: Oberfläche mit Rillen

Durch den Einsatz von REPROAD (Spezial Fräsfirma) mit einer UHFB-spezifischen Anpassung konnte der UHFB rilliert werden. Die Fahrbahn ist seit letztem Jahr in Betrieb und die befahrenen Bereiche sind nun frei von Fasern.

4. Delaware Memorial Bridge - USA

4.1. Die Brücke

WALO International führt den Auftrag für die Instandsetzung der Betonfahrbahn mit einem UHFB aus. Die zu sanierende Brücke wurde am 16. August 1951 eröffnet. Vor 71 Jahren konnte Othmar Ammann, ETH-Ingenieur aus Feuerthalen (Schaffhausen) seine erste Brücke für 44 Millionen US-Dollar einweihen: Länge 3281 Meter, Breite 18 Meter. Die Brücke verbindet die zwei Bundesstaaten New Jersey und Delaware, rund zwei Stunden südlich von Manhattan. WALO International hat nun die grosse Aufgabe, die Brücke instand zu setzen. Bauvolumen: rund 71 Millionen US-Dollar.



Abb. 7: Delaware Memorial Bridge

Der Einsatz von UHPC auf der Delaware Memorial Bridge ist die bisher grösste Anwendung dieser Art in Nordamerika. Es wird erwartet, dass die Lebensdauer des Brückendecks durch diese Methode um mehrere Jahrzehnte verlängert wird.

4.2. Erste Brücke zu sanieren

Das Projekt sieht folgende Instandsetzungsmassnahmen vor:

- Individualverkehr muss immer auf zwei Fahrspuren intakt bleiben. Ausnahme: Während 6 Stunden in der Nacht kann für den UHPC-Einbau eine Spur für den Individualverkehr gesperrt werden (Logistik für Antransport UHPC)
- Abschränkung mittels New-Jersey Elementen auf der ganzen Länge
- Bestehende Betonplattenoberfläche um ca. 7 cm abtragen mittels HDW (Höchstdruckwasserstrahlen oder Abspitzen) auf einer Fläche von 51'184 m²
- Bestehende Armierung bis 70 % freilegen
- Reinigen/Vorarbeiten UHPC
- Einbau von UHPC, Mindeststärke im Endzustand 5,1 cm, entspricht einem Einbau von ca. 7 cm (rund 4500 m³)
- Oberfläche schleifen und rillieren (Grinding und Grooving)
- Alle bestehenden Stahlfugen mit Gummiprofil ausbauen und mittels flexibler Polymerfuge neu einbauen.

4.3. Im Projekt sind 4 Bauphasen à rund 12'800 m² vorgesehen. Arbeitsvorbereitung

Eine solch grosse Brücke mit UHPC instand zu setzen, wurde in diesem Zeitrahmen weder in Europa noch in Nordamerika je ausgeführt. Dank dem Einsatz der neuen Technologie in Form einer UHPC-Schicht kostet die Deckschicht deutlich weniger als ein herkömmlicher vollständiger Austausch der Fahrbahn und minimiert gleichzeitig die Sperrung von Fahrspuren.

Bereits im Februar 2022 haben wir die AVOR gestartet. Unser Ziel ist es, die Brücke in drei anstelle vier Etappen auszuführen: im Herbst 2022 und im Herbst 2023 je einen Viertel der Oberfläche und im Frühjahr 2023 die Hälfte der Brücke.

Bei Arbeiten mit UHPC ist der Ablauf von der Herstellung des UHPC bis zur Applikation durchzudenken. Die grösste Herausforderung ist der lange Transportweg von der Mischanlage bis zur Verwendungsstelle. Entgegen der Submission haben wir das Einbaukonzept geändert und uns für zwei mobile Betonmischanlagen auf der Brücke entschieden. Mit diesem Konzept schlagen wir gleich zwei Fliegen auf einen Streich Erstens sind die Transportwege sehr kurz und zweitens benötigen wir die dritte Fahrspur nachts nicht mehr. Die Anlagen wurden als Prototypen innert sechs Monaten geplant und gebaut. Weiter folgte dann die Planung der einzelnen Arbeitsschritte, bevor wir am 6. September 2022 starten konnten.



Abb. 8: Mischanlage auf der Brücke

4.4. Bauphase 1

Das Wetter machte uns gleich zu Beginn einen Strich durch die Rechnung. Die Markierung kann bei Regen nicht ausgeführt werden. Somit waren wir schon zu Beginn drei Tage im Rückstand. Danach wurden die New-Jersey-Elemente und die Installation für die HDW-Arbeiten verlegt.

Anders als bei uns in Europa gibt es in diesem grossen Land nicht überall Frischwasser. Der Bezug von Frischwasser kann nur nachts erfolgen, was uns anfänglich grosse Probleme bereitete, und die geplanten Arbeiten konnten nicht planmässig ausgeführt werden. Ein Amerikaner denkt anders als ein Europäer. Der Amerikaner will möglichst viel Fläche machen und nicht gleichzeitig auch die Details (Fugen, Anschlüsse etc.) erledigen. Wegen dieses Kulturunterschieds musste WALO International mehr Mitarbeitende nach Amerika schicken. Dadurch verloren wir weitere wertvolle Zeit. Durch die zusätzliche Unterstützung aus der Schweiz konnte das Projekt danach aber Fahrt

aufnehmen. Alle Folgearbeiten wurden mit grossem Personalaufwand erledigt und am 8. Oktober 2022 konnte der erste UHPC mit zehn Tagen Verspätung eingebaut werden. Wir fragten uns, ob die Zeit ausreicht für die Beendigung der Phase vom 1 bis 22. November 2022.

Dank der wertvollen Unterstützung der Schweizer Kollegen konnten wir Zeit gutmachen und beendeten den UHPC-Einbau per 30. Oktober 2022. Ein Erfolg!

Nach diesen Arbeiten folgten noch die Grinding- und Grooving-Arbeiten, welche wetterunabhängig sind. Die Fugenarbeiten wurden gleichzeitig mit dem Grooving ausgeführt. Die Wiederinbetriebnahme des ersten Viertels ist erfolgt.

4.5. Verschiedene Kulturen

Vermutlich hatte Othmar Ammann auch schon in seinen frühen Jahren in Amerika mit den Kulturunterschieden zu kämpfen. Aber sein Wille war so gross, dass er es geschafft hat und heute eine Brückenbauerlegende ist. Siebzig Jahre später machen wir das Gleiche, wir geben unser Bestes. Absolut wichtig ist es, die Mentalität der Amerikaner zu verstehen und uns dieser unterzuordnen.

Die Amerikaner denken nicht sehr weit voraus, aber sie organisieren besser und schneller als wir Schweizer. Durch ihre Art sind sie nicht so effizient und arbeiten wie früher im Militär: segglä – wartä.

Wir Schweizer müssen uns nicht verstecken, sondern diese riesige Herausforderung annehmen. In Zusammenarbeit mit den Amerikanern werden wir in Zukunft Bestleistungen erbringen. Unser Job soll es sein, unser technisches Know-how zu vermitteln und eine mechanisierte und organisierte Ausführung zu bewerkstelligen.



Abb. 9: Eingebaute Oberfläche

Referenzen

- [1] Réfection du viaduc de Riddes – Lionel Moreillon – INGPHI
- [2] Grenzbrücke Basel ; Essais préliminaires de vibration de BFUP frais ; Rapport de mesures iTEC, HEIA-FR – Dario Redaelli, Joël Kuster, Jonathan Moix

Remplacement du Pont de Clarive – Nouveau pont préfabriqué en BFUP précontraint à St-Gingolph

Marius JORDAN
Ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Monthey, CH

Pierre LAURENCET
Dr. Ing. civil dipl. EPF
Sollertia
Monthey, CH

Résumé

Le Pont de Clarive, propriété du canton du Valais, est un ouvrage d'art situé sur la RC 263 St-Gingolph-Novel, une route secondaire de montagne, et permet de franchir la Ravine de Clarive. L'ouvrage d'une portée de 3.54 m a été jugé en mauvais état au niveau de la structure porteuse et en état défectueux au niveau des équipements. La limitation du tonnage de l'ouvrage était de 18 t et la largeur de la chaussée ne permettait pas le croisement des véhicules. Il a été préconisé de démolir le pont existant et de remplacer l'ouvrage par un nouveau pont en BFUP précontraint d'une portée de 11,20 m composé d'éléments préfabriqués pour le tablier et les fondations. Les différents éléments sont clavés avec du BFUP coulé sur place. L'ouvrage étant situé au droit d'une zone S2 de protection des eaux, c'est-à-dire une zone de protection d'eau souterraine au voisinage amont de la source d'eau potable de Clarive, le risque de pollution des eaux souterraines et du sol a dû être réduit au maximum. Le risque de pollution des eaux de source a été évalué trop élevé, ce qui a imposé un système de fondations superficielles en béton préfabriqué reposant sur des matériaux insensibles à l'eau. Les blocs de fondation sont liés mécaniquement entre eux et au tablier et permettent de résister à la poussée due aux laves torrentielles.

Mots-clés: BFUP, Pont, Préfabrication, Source, Précontrainte

1. Introduction

Le Pont existant de Clarive se situe sur le territoire de la commune de St-Gingolph sur la route secondaire de montagne RC 263 et permet le franchissement de la Ravine de Clarive.



Fig. 1 : Pont existant de Clarive avant les travaux

L'ouvrage réalisé dans les années 60, est un pont dalle sur trois sommiers en béton armé reposant sur des murs de culée en maçonnerie en pierre. L'ouvrage d'une portée de 3.54 m possède un biais d'environ 30° et une largeur de chaussée 3.44 m.

On note l'absence de bordures, d'appuis mécaniques, et de joints de chaussée. L'élancement de l'ouvrage existant est de $1/7^{\text{ème}}$ avec une dalle de roulement de 20 cm d'épaisseur.

Le trafic journalier moyen (TJM) est de 500 véhicules par jour selon une estimation du Service de la Mobilité (SDM) du canton du Valais. L'ouvrage présente de nombreux dégâts de durabilité typiques du béton armé et a été classé en état mauvais. La restriction de tonnage sur l'ouvrage existant est de 18 tonnes et la largeur de la chaussée actuelle ne permet pas le croisement des véhicules. Le remplacement de l'ouvrage est recommandé et le nouveau pont doit être conçu de sorte à tenir compte de l'hydraulique de la Ravine de Clarive. L'ouvrage se trouve en zone S2 de protection des eaux, située directement à l'amont du captage de la source de Clarive. Cette donnée est particulièrement contraignante pour ce qui concerne la phase de construction du nouveau pont.

2. Conception

Il a été décidé de démolir l'ouvrage existant et de le remplacer par un ouvrage neuf.

Le choix de remplacer l'ouvrage et de construire un ouvrage neuf a été édicté par l'état de dégradation très avancé, la largeur limitée de la chaussée pour le croisement des véhicules à 30 km/h, ainsi que par la limitation du tonnage à 18 tonnes.

Assainir, renforcer, et élargir l'ouvrage existant eut été une intervention disproportionnée compte tenu de son état. La nouvelle variante qui a été retenue et réalisée est motivée, en plus de limiter l'impact sur la zone de protection des sources de la ravine de Clarive, par l'utilisation des remarquables propriétés mécaniques et de durabilité du BFUP ainsi que par la minimisation de l'entretien de l'ouvrage. L'élanement faible d'une structure en BFUP permet d'augmenter le gabarit hydraulique sous l'ouvrage. La modélisation a été effectuée avec l'aide du logiciel Cubus et avec des calculs à la main. La préfabrication s'impose pour minimiser la durée du chantier, et donc la durée de fermeture de la route cantonale RC 263. Un autre avantage de la préfabrication est la minimisation des risques de pollution des eaux souterraines.

Le tablier est réalisé en BFUP préfabriqué, en quatre éléments, et les fondations, superficielles, réalisées en béton préfabriqué standard, en quatre éléments par culée.



Fig. 2 : Vue du nouveau Pont de Clarive (Quatre éléments distincts du tablier ainsi que la fondation côté St-Gingolph)

Le pont est intégral, de 11.20 m de portée composé de 12 sommiers longitudinaux de 17 à 19 cm de largeur pour 40 cm de hauteur sous dalle, espacés de 44 cm. La portée a été choisie pour permettre l'élargissement ultérieur de la Ravine de Clarive. La hauteur statique du nouveau tablier est de 53 cm ce qui confère à l'ouvrage un élanement de $1/21^{\text{ème}}$.



Fig. 3 : Vue de la sous-face du tablier du Pont de Clarive avec ses 12 sommiers longitudinaux

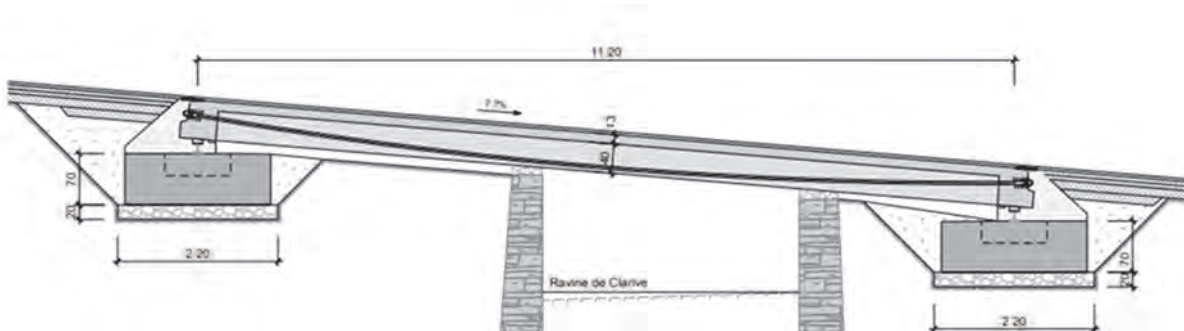


Fig. 4 : Coupe longitudinale du nouveau Pont de Clarive

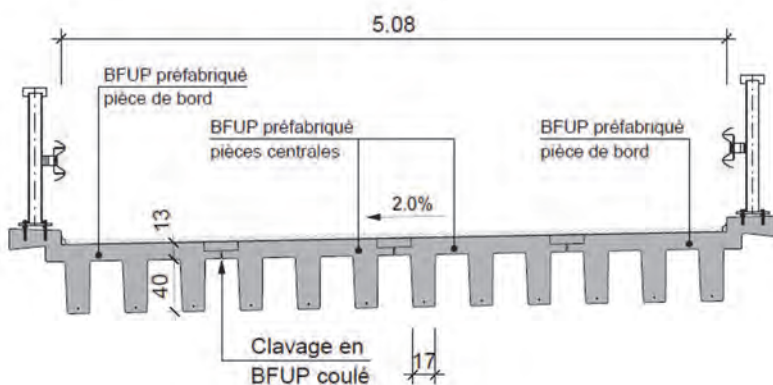


Fig. 5 : Coupe transversale du nouveau Pont de Clarive

La problématique liée aux laves torrentielles a été prise en compte pour le dimensionnement et pour la conception des massifs de fondation ainsi que pour le tablier. Les détails de liaison entre le tablier et les fondations sont de première importance et déterminants pour garantir la reprise de la poussée due aux laves torrentielles, avec des barres en attente prévues spécifiquement pour celle-ci (fig. 6). Cette poussée sur le tablier de 20 t/m horizontale est appliquée sur 3.5 m de longueur de bordure, depuis l'amont en direction de l'aval du cours d'eau. Chaque semelle doit pouvoir reprendre un effort horizontal de poussée de 35 t. Le dimensionnement du tablier est déterminé par l'action accidentelle de la poussée due aux laves torrentielles. Le dimensionnement des câbles de précontrainte a été déterminé pour ce projet par l'état-limite ultime. Les culées ont été dimensionnées pour pouvoir reprendre les charges verticales et pour empêcher tout tassement relatif entre les blocs, mais

également pour reprendre la poussée due aux laves torrentielles, ainsi que les efforts horizontaux de freinage et d'accélération. Ces considérations ont déterminé le dimensionnement des trois niches de clavage par culée.

Les éléments préfabriqués de fondation de bord amont sont conçus plus longs que les autres pour la reprise des laves torrentielles en butée (fig. 6, à gauche).



Fig. 6 : À gauche : fondations en béton armé avec élément de bord amont plus long, à droite : éléments du tablier avec armatures en attente

3. Préfabrication en usine

3.1. Élément test

La solution de la préfabrication offre une grande rapidité d'exécution. Un élément test représentant un tronçon caractéristique de poutre a été réalisé en usine. Les objectifs de cet élément test étaient de vérifier la faisabilité de la réalisation du coffrage, de contrôler le rendu esthétique, et de vérifier les propriétés d'ouvrabilité et les caractéristiques rhéologiques du matériau BFUP.



Fig. 7 : Élément de tronçon de poutre testé

3.2. Caractéristiques techniques de la solution préfabriquée

La largeur totale du tablier, hors tout, est de 5.88 m (chaussée de 5.08 m + 2 bordures de 40 cm de larges). À fin d'économies de matière, la géométrie des bordures d'extrémité a été optimisée et diffère de la géométrie type des bordures de l'Etat du Valais. Cela permet d'avoir suffisamment de largeur de bordure pour ancrer les glissières tout en minimisant leur hauteur projetée à 16 cm. Les sommiers principaux sont précontraints par des torons T15S en acier Y1860 – 15.7 injectés avec un coulis de ciment. Le BFUP permet l'optimisation de la matière avec une dalle de roulement fine de 13 cm d'épaisseur.



Fig. 8 : Vue sur le tablier du nouveau Pont de Clarive

Les différents éléments sont assemblés tels des Lègos :

- Le tablier est préfabriqué en 4 pièces en BFUP précontraint de 11.5 t et de 13.5 t. Les deux pièces centrales sont larges de 1.32m alors que les pièces de bord sont larges de 1.62m, en considérant les bordures.
- Des brèches de clavages longitudinales sont prévues pour assurer la liaison entre les éléments. Les brèches de clavages (fig. 9) sont coulées sur place ultérieurement avec du BFUP tant pour le tablier que pour les fondations. Le BFUP coulé sur place permet d'assurer une liaison monolithique entre le tablier et les fondations et les détails d'armature de liaison en attente sont déterminants pour la reprise de tous les cas de charges considérés, tels que la poussée due aux laves torrentielles.
- Les massifs de fondation sont préfabriqués en 8 pièces, 4 à chaque culée. Toutes les pièces sont de même longueur, soit 1.325 m.
- Les réservations dans les éléments de fondation sont remplies de BFUP coulé sur place lors du clavage.

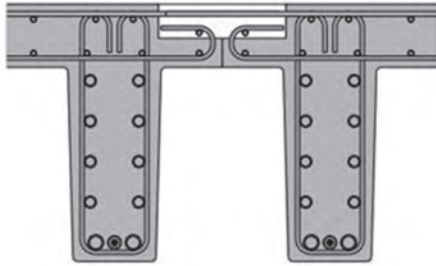


Fig. 9 : Détail pour le clavage des éléments du tablier (à gauche) et pose des fondations côté St-Gingolph et de deux tronçons de tablier (à droite)

3.3. Caractéristiques des BFUP et de la précontrainte utilisés

Les caractéristiques techniques des BFUP du tablier et du BFUP coulé sur place obtenues par les essais initiaux sont résumées ci-dessous.

Tableau 1 : Caractéristiques techniques du BFUP Ductal pour le projet du Pont de Clarive

Propriétés	Valeur moyenne mesurée
Sorte UA	
Résistance caractéristique à la compression	170 MPa
Résistance caractéristique à la traction	8.8 MPa
Module d'élasticité	51.5 GPa
Coefficient de Poisson	0.2
Densité	25.5 kN/m ³
Rapport $f_{U_{tuk}} / f_{U_{tek}}$	1.13
Déformation lorsque la résistance en traction est atteinte $\epsilon_{U_{tu}}$	0.232%
Fibres métalliques	3.5% en volume (260 kg/m ³)

Pour les 12 câbles de précontrainte en acier Y1860S7 – 15.7, une mise en tension à 7 jours de $P_0 = 210$ kN à $0.75 f_{pk}$ a été utilisée par câble. Une injection au coulis de ciment après la mise en tension a été réalisée, avec des gaines métalliques rondes de 28 mm de diamètre extérieur. Le type d'ancrage mobile a été choisi spécifiquement pour le BFUP, et le choix s'est porté sur des ancrages mobile plats de Freyssinet adapté pour des câbles mono-toron.

4. Montage sur place

Les travaux de pose des éléments préfabriqués ont été réalisés lors d'une période où le risque de crue et de lave torrentielle était minimisé. Les accès pour les piétons ont été maintenus avec une passerelle provisoire. L'une des difficultés majeures consistait en l'exiguïté des accès au site de chantier. C'est en particulier cette contrainte qui a justifié la géométrie et donc le nombre d'éléments de culée et de tablier.

La durée des travaux a été de l'ordre de 2 mois. L'opération de pose des éléments de culée (4.5 tonnes/élément) a duré 2 jours et celle des éléments de tablier (14 tonnes / élément) 1 jour à l'aide d'une grue routière de capacité 130 t.



Fig. 10 : Pose à la grue des fondations et du tablier

Un suivi continu de la qualité de l'eau de source a été réalisé. Lors des phases à risque tels que le bétonnage des clavages, il y a eu une mise hors service des sources.

5. Chiffres clés

- Poids total du tablier préfabriqué : 50 tonnes
- Poids total par fondation : environ 20 tonnes
- Portée : 11.20 m
- Elancement du tablier : $1/21^{\text{ème}}$
- Durée des travaux : 2 mois
- Coût des travaux : environ 460'000 CHF HT (5'900 CHF/m² de tablier)
- Aucune fondation profonde.

6. Conclusion

En combinant les avantages d'un matériau performant tel que le BFUP à ceux du procédé de préfabrication, l'ensemble des importantes contraintes de projet ont été respectées. Les éléments ont été assemblés de manière simple grâce à des brèches de clavages et des armatures en attente, et les quantités de béton et de BFUP coulés sur place minimisées. La conception singulière des fondations de l'ouvrage a permis de limiter les risques de pollution de la source de Clarive et de résister à l'action des laves torrentielles. La conception de l'ouvrage est telle qu'un élargissement futur de la Ravine est possible. Les travaux ont duré 2 mois et la pose des éléments préfabriqués s'est réalisée en seulement une journée. Le projet a permis de mettre en avant les avantages de l'utilisation du BFUP pour les ponts neufs qui franchissent des torrents, ainsi qu'une solution efficace face à des défis de grande ampleur.



Fig. 11 : Photos du nouveau Pont de Clarive terminé

7. Références

- [1] « Cahier Technique SIA 2052: Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution », révision, 2021
- [2] Cahier technique SIA 2052, Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, Zürich, 2016
- [3] BEG SA, RC n°263 St-Gingolph – Novel / Ponceau sur la Ravine de Clarive n°247 222 – Notice d’impact hydrogéologique, Aproz, 2021
- [4] François-Xavier Marquis Sàrl, Prise en compte et optimisation de la réfection du projet vis-à-vis des laves torrentielles : Rapport technique, p.3-6, Monthey, 2021
- [5] Office Fédéral des Routes, ASTRA 12008 : Choc provenant de véhicules routiers, Berne, 2005
- [6] Norme suisse SIA 260, Bases pour l’élaboration des projets de structures porteuses, Zürich, 2013
- [7] Norme suisse SIA 261, Actions sur les structures porteuses, Zürich, 2020
- [8] Norme suisse SIA 261/1, Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires, Zürich, 2020
- [9] Norme suisse SIA 267, Géotechnique, Zürich, 2013
- [10] Norme suisse SIA 267/1, Géotechnique – Spécifications complémentaires, Zürich, 2013
- [11] DMTE- Service de la mobilité du Canton du Valais, Rapport d’inspection de l’ouvrage, Sion, 2019

8. Intervenants

Les principaux intervenants du projet sont les suivants :

- Maître d’ouvrage : Service de la mobilité du Canton du Valais, arrondissement 3
- Ingénieur civil et DLT : Bureau Sollertia à Monthey
- Géotechnicien : François-Xavier Marquis Sàrl à Monthey
- Hydrogéologue : BEG SA à Aproz
- Entreprise du lot « GC » : Cuénod et Payot Chablais SA à Aigle
- Entreprise du lot « Préfabrication » : MFP Préfabrication SA, 2074 Marin

Réfection du viaduc de Riddes

Lionel MOREILLON

Dr Univ. Paris-Est
INGPHI SA
Lausanne, CH

Claude BROQUET

Ing. EPFL, Dr sc. tech.
INGPHI SA
Lausanne, CH

Guillaume FARGIER

Dipl. CHEBAP
INGPHI SA
Lausanne, CH

Philippe MENÉTREY

Ing. EPFL, Dr sc. tech.
INGPHI SA
Lausanne, CH

Ivan RICHON

Technicien ES
WALO BERTSCHINGER SA
Eclépens, CH

Résumé

Le viaduc de Riddes, ouvrage important du canton du Valais a été constaté et classifié en mauvais état lors d'une inspection et pour limiter les risques, le trafic a été limité à 3.5 t sur tout l'ouvrage.

Un projet d'intervention a été développé, dans l'urgence, pour rétablir le trafic lourd et enrayer le développement des dégradations. Les 2/3 du viaduc ont été remis en état et renforcé, le tiers restant étant mis hors service. L'intervention a consisté à la mise en place d'une couche de composite cimentaire fibré ultra-performant (CFUP) armé sur l'ensemble de la dalle de roulement pour l'étancher et la renforcer, à quelques renforcements locaux et aux remplacements de l'ensemble du système d'évacuation des eaux de chaussée et du revêtement.

Les travaux principaux se sont déroulés en moins d'une année, permettant de rouvrir le viaduc au trafic lourd en décembre 2021.

Mots-clés : Réfection d'ouvrage, renforcement CFUP, étanchéité CFUP, réaction alcalis-granulats, béton précontraint

1. Introduction

Le viaduc de Riddes est un ouvrage important du canton du Valais (Figure 1). C'est à la suite d'une inspection des caissons que des dégâts importants ont été constatés et que l'ouvrage a été classifié en mauvais état. Plusieurs investigations et vérifications statiques ont ensuite été effectuées afin d'apprécier l'état de dégradation de l'ouvrage et sa conformité statique. Il est ressorti que les dégradations du béton dues à la réaction alcalis-granulats avait atteint un niveau pathologique et généralisé, que plusieurs câbles de précontrainte étaient corrodés et que la conformité statique n'était plus satisfaite. Par mesure de précaution et pour limiter les risques, le trafic a été limité à 3.5 t sur tout l'ouvrage.

Un projet d'intervention a été développé, dans l'urgence, pour rétablir le trafic lourd et enrayer le développement des dégradations. Les 2/3 du viaduc ont été remis en état et renforcé, le tiers restant étant mis hors service. L'intervention a consisté à la mise en place d'une couche de CFUP armé sur l'ensemble de la dalle de roulement pour l'étancher et la renforcer, à quelques renforcements locaux et aux remplacements de l'ensemble du système d'évacuation des eaux de chaussée et du revêtement.



Fig. 1 : Vue d'ensemble du viaduc de Riddes

2. Description de l'ouvrage

Le viaduc de Riddes permet à la route cantonale T9 Martigny-Sion de traverser la vallée du Rhône en franchissant successivement la ligne CFF du Simplon, l'autoroute N09 et le Rhône (Figures 2 et 3). Au droit de l'autoroute, quatre bretelles forment une jonction en losange, permettant de relier le viaduc à la plateforme autoroutière. La longueur développée du viaduc, avec ses deux ponts parallèles de 1250 m et ses bretelles, atteint près de 3300 m, ce qui en fait un des ponts les plus longs du canton du Valais.

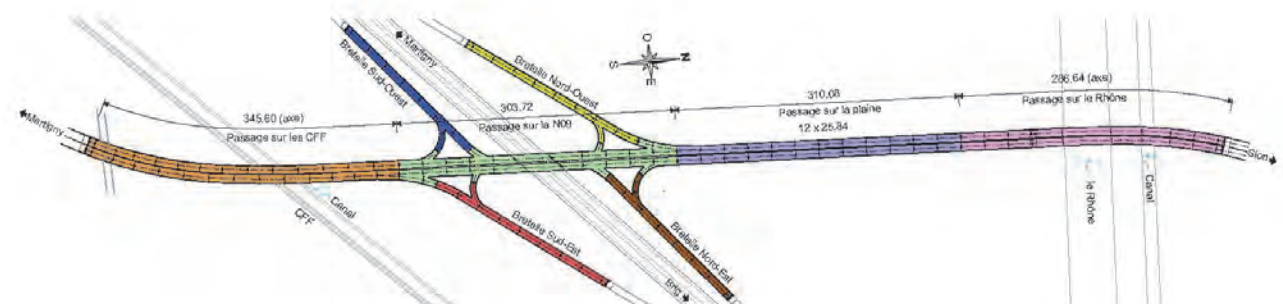


Fig. 2 : Vue en plan du viaduc et définition des différents tronçons

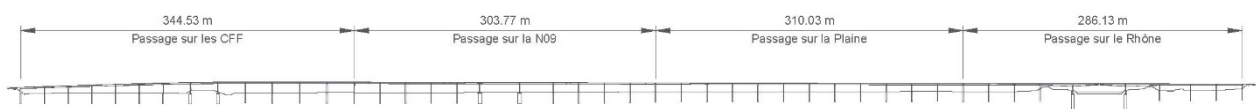


Fig. 3 : Coupe longitudinale du viaduc principal

Le viaduc est un pont à caisson à travée multiple séparé en 8 tronçons par des joints de chaussée. Les travées courantes ont une portée comprise entre 24 et 28 m. Le franchissement de la N09 est réalisé avec un caisson de même hauteur que les travées standards pour une portée augmentée à 40 m. Le franchissement sur le Rhône d'une portée de 53 m est réalisé avec un caisson à hauteur variable construit par encorbellement successif qui se prolonge sur les travées adjacentes au-dessus des berges.

Le tablier du viaduc principal, d'une largeur totale de 19.60 m, est constitué de deux caissons en béton armé et précontraint d'une hauteur constante de 1.45 m qui accueillent chacun deux voies de circulation. Les deux caissons sont indépendants hormis au passage sur la N09 où la dalle de roulement est liée au centre par un joint de clavage. Le tablier des bretelles est également un caisson dont la largeur est réduite à 8.45 m pour une voie de circulation et un accotement. La surface totale du tablier, y compris les bordures, est de 33'000 m².

La précontrainte des travées standards du viaduc principal est composée de 3 câbles par âme avec un tracé parabolique. Les bretelles comportent 2 câbles par âme dans chaque travée, avec une disposition similaire au viaduc principal. Les câbles parcourent deux travées, soit une longueur d'environ 50 m.

Les piles en béton sont de forme hexagonale avec une hauteur comprise entre 5 et 10 m. Chaque pile est fondée sur un pieu barrette d'environ 10 m de profondeur. L'ouvrage compte 132 piles au total (Figure 4). Chaque tronçon est un système statique de pont flottant dont la stabilité horizontale est assurée par quelques piles encastrées et une série de piles liées par une rotule en béton.



Fig. 4 : Vue du viaduc principal à proximité de la jonction

Le pont a été conçu par le bureau Compagnie d'Études et de Réalisations Techniques SA (CERT). Il est propriété de l'OFROU et du Canton du Valais. Il a été construit sur cintre pour les travées courantes et par encorbellements successifs sur le Rhône. Le viaduc a été mis en service au milieu des années 1970 dans le cadre du contournement de Riddes [1].

Dans les années 90, d'importants travaux d'entretien ont déjà été nécessaires pour le remplacement des bordures, de l'étanchéité et du revêtement, des joints de chaussée et de certains appareils d'appui.

En 2018, le bureau INGPHI a été mandaté par l'OFROU et le Canton du Valais pour réaliser la mise en conformité de l'ouvrage dans le cadre du projet d'entretien autoroutier Martigny & Environs.

3. État de l'ouvrage

Dans le cadre de l'examen de l'ouvrage selon la SIA 269 [2], des inspections visuelles ont été réalisées à l'intérieur des caissons. Ces inspections ont permis de constater des dégâts importants comme des fissures, des éclats de béton, de traces de corrosion d'armature et des venues d'eau comme illustré à la Figure 5.



Fig. 5 : Vues des dégâts à l'intérieur du caisson

Comme des fissures suivaient le tracé des câbles de précontrainte, une importante campagne de sondages a été initiée afin de vérifier le niveau de corrosion des aciers de précontrainte et la qualité physique et chimique du coulis d'injection. Ils ont mis en évidence des câbles de précontrainte attaqués par la corrosion comme illustré à la Fig. 6, dont certains étaient sectionnés ou détendus et des venues d'eau contaminées par des chlorures le long de certains câbles. Dans certaines travées, il a été relevé que le caisson était même anormalement fissuré, malgré un taux de précontrainte élevé.



Fig. 6 : Vue des torons corrodés à l'intérieur d'une gaine de précontrainte ouverte dans le cadre des investigations

Des analyses microscopiques et mécaniques du béton ont également été réalisées afin de déterminer le niveau de développement de la réaction alcalis-granulats (RAG). Il a été constaté que le béton était localement délaminé avec des armatures fortement corrodées au niveau de la dalle de roulement et de la dalle inférieure. La RAG était développée jusqu'au cœur des éléments à un niveau dit pathologique [3] sur l'ensemble de l'ouvrage, y compris les fondations, avec une diminution des propriétés mécaniques de l'ordre de 25%. A noter qu'il n'y avait pas de signes évidents de RAG sur le tablier

(fissuration en réseaux). La comparaison des différents nivellements de l'ouvrage n'a pas montré de déformations importantes et cela malgré l'ampleur des dégâts et le développement de la RAG.

Au niveau des infiltrations d'eau, il a été constaté que l'étanchéité de la dalle de roulement était défectueuse, que le système d'évacuation des eaux à l'intérieur des caissons présentait de nombreux défauts. Les investigations ont confirmé ce constat avec une contamination du béton par des chlorures qui était localement très élevée. Ces constatations ont conduit à interdire l'accès au trafic lourd de plus de 3.5 t en juillet 2019.

4. Vérifications statiques

Des vérifications statiques de la structure existante ont été effectuées en considérant l'endommagement des matériaux et des charges actualisées les plus faibles pour ce type de pont selon la norme SIA 269/1, comme décrit par Hammad El Jirs et al. [4]. Ainsi, la perte de câbles de précontrainte due à la corrosion des câbles a été prise en compte en réduisant les sections d'acier d'environ 30% et le développement avancé de la RAG a été considéré en réduisant les caractéristiques du béton de la dalle de roulement de 2 classes. Des insuffisances locales de résistance à la flexion et à l'effort tranchant du tablier et de la dalle ont été mises en évidence. Le problème principal est la résistance au cisaillement de la dalle (effort tranchant et poinçonnement) qu'il est difficile d'évaluer compte tenu du développement de la RAG dans le béton. Ces insuffisances peuvent devenir critiques selon la position des charges variables et la concentration de dégâts.

5. Projet d'intervention

Dans l'urgence, un projet d'intervention a été développé pour rétablir le trafic lourd sur l'ouvrage et freiner le développement des mécanismes de dégradation en optimisant l'investissement financier pour une durée d'utilisation restante réduite [5]. Cependant, au vu de la taille du viaduc et pour limiter l'étendue des interventions, la circulation sur le viaduc principal a été modifiée en réduisant le nombre de voies dans chaque sens de 2 à 1 de sorte que les tronçons des viaducs en plus mauvais état, ont été mis hors service. Ceci a permis de réduire la surface à remettre en état à 22'000 m², soit les 2/3 de la surface (Figure 7).

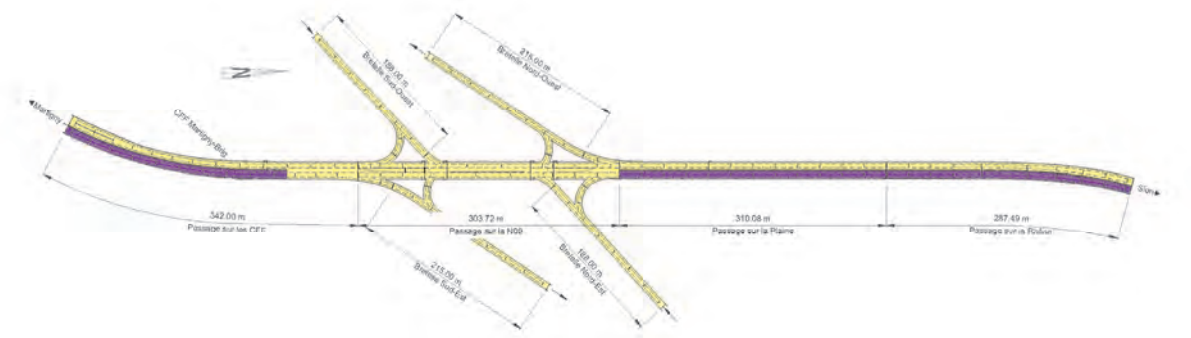


Fig. 7 : Vue en plan des parties exploitée (en jaune) et hors exploitation (en violet)

Les interventions principales sur les tabliers conservés ont été la mise en place d'une couche de renforcement et d'étanchéité en composite cimentaire fibré ultra-performant (CFUP) armé sur l'ensemble de la dalle de roulement, comme développé par Eugen Brühwiler [6] et notamment appliqué par Lionel Moreillon et Philippe Menétrey [7], au moyen d'une couche de CFUP armé d'une épaisseur théorique de 50 mm (Figure 8). Un CFUP de classe UB-C120 selon [8] a été utilisé pour ce renforcement. Après fraisage et dégrapage du revêtement et de l'étanchéité, la surface totale de la dalle de roulement a été hydrodémolie sur une épaisseur de 10 à 20 mm afin de retirer le béton endommagé et créer une surface suffisamment rugueuse pour la liaison du CFUP. Proche des bordures, des saignées sont réalisées afin d'accrocher la couche de CFUP aux armatures existantes.

L'armature de renforcement est composée de barres de diamètre 12 mm dans les deux directions. Transversalement les barres du 1er lit sont espacées tous les 15 cm. Longitudinalement les barres du 2ème lit sont espacées de 15 cm dans les zones sur appui (moment négatif) avec des renforts au droit des âmes et de 30 cm dans les zones en travée (moment positif) (Figure 9).

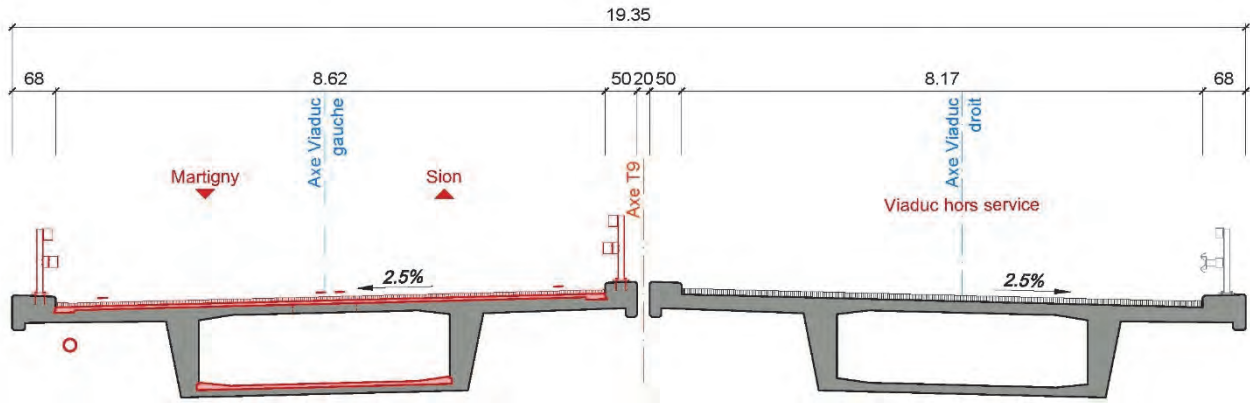


Fig. 8 : Coupe transversale avec les interventions

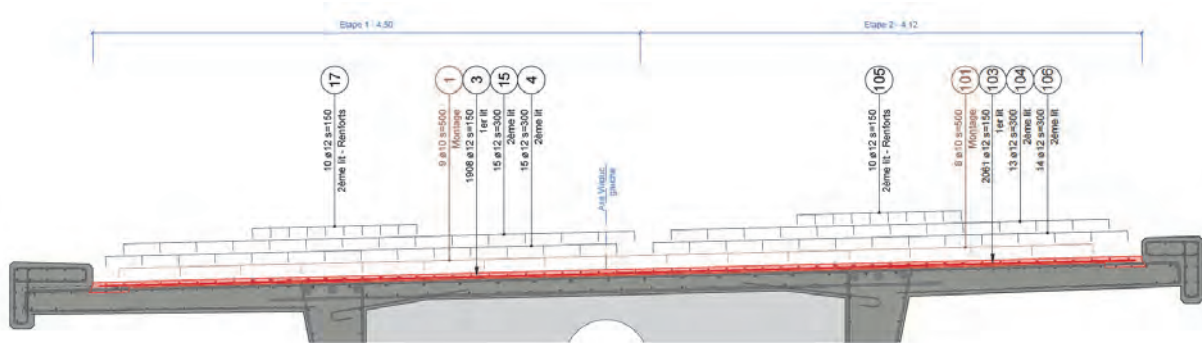


Fig. 9 : Coupe type – CFUP-armé de la dalle de roulement

Dans le cadre du projet d'intervention, des analyses statiques élastiques et non-linéaires ont été menées pour dimensionner le renforcement de CFUP-armé et vérifier la structure dans cette nouvelle configuration de géométrie et de charge. Compte tenu du renforcement de la dalle de roulement les charges de trafic sont considérées pour le trafic normal, y compris les grues mobiles jusqu'à 96 tonnes et les transports exceptionnels de type 2 (240 t).

Longitudinalement, la couche de CFUP permet d'augmenter la résistance en section sur appui de 30% permettant ainsi de couvrir les pertes dû à l'endommagement et permettre des redistributions si besoin. Transversalement, la résistance de la dalle est doublée grâce à la couche de CFUP. L'analyse non-linéaire (géométrique et matériaux) montre que la mise en place d'une couche de CFUP permet d'augmenter considérablement la résistance du tablier et sa rigidité [4]. De même, ces analyses poussées ont permis de vérifier la formation de rotules plastiques sans rupture fragile.

Le CFUP a été mis en place mécaniquement au moyen d'une finisseuse sur rails (Figure 10). Pour chaque caisson deux étapes transversales d'une largeur de 4.50 m pour le viaduc principal et de 3.60 m pour les bretelles ont été effectuées. La couche de CFUP-armé est posée avec une épaisseur uniforme qui suit le profil en long existant du tablier en béton. Le CFUP était fabriqué sur site au moyen d'une centrale foraine. Au total, 1520 m³ de CFUP pour la dalle de roulement et 90 m³ pour les caissons ont été mis en place. Les plus grandes étapes étaient de 80 à 100 m³ par jour, représentant un défi logistique important.

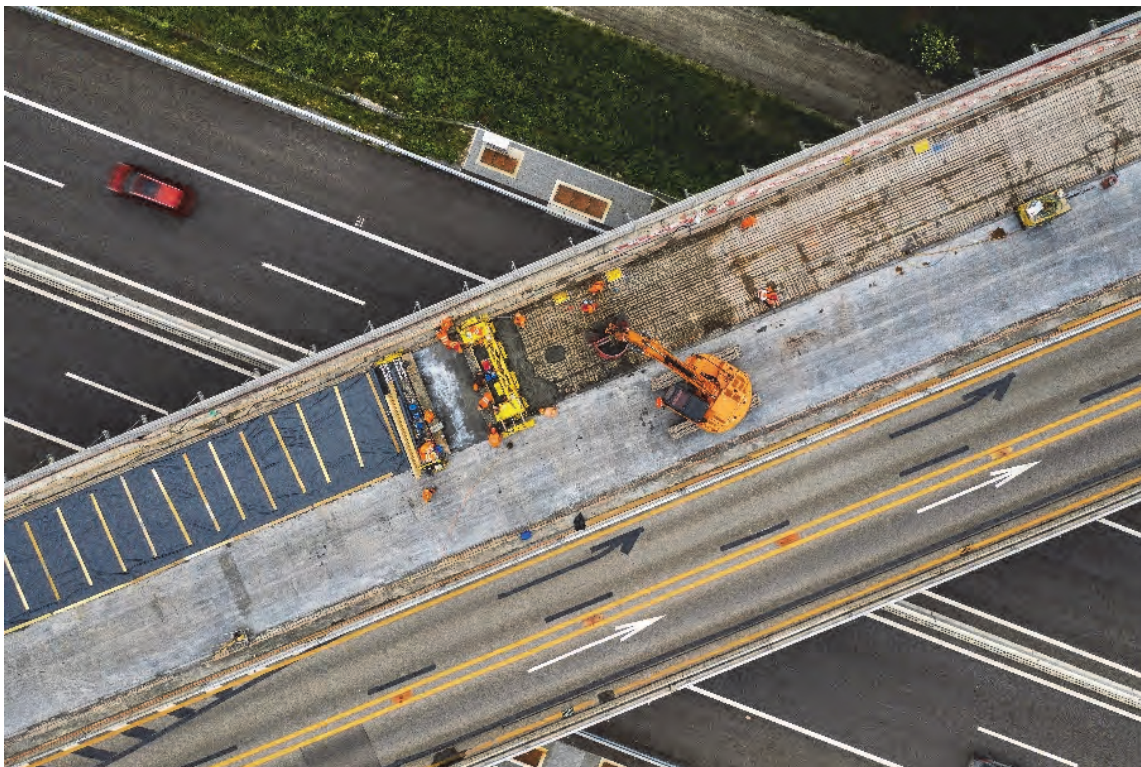


Fig. 10 : Vue de drone de la pose du CFUP sur le tablier ©Adrien Pilet

Pour compléter la réfection du viaduc, c'est l'ensemble du système d'évacuation des eaux de chaussée, les dispositifs de retenue, la signalisation et des revêtements qui ont été renouvelés. Le revêtement est composé d'un asphalte coulé (MA) d'une épaisseur moyenne de 80 mm mis en place en 2 couches et appliqué directement sur la couche de CFUP après un traitement préalable de la surface par jets d'eau à très haute pression (Figure 11). Ce complexe d'étanchéité est encore au stade de prototype et nécessite des recherches afin de fixer des valeurs normatives.



Fig. 11 Vue de la mise en place du revêtement ©Adrien Pilet

Les dalles inférieures des caissons qui étaient fortement dégradées ont été remises en état au moyen d'une couche de CFUP armé d'une épaisseur de 60 mm (Figure 12). Ces réparations sont nécessaires pour reconstituer les sections indispensables à l'équilibre des efforts de flexion, en particulier avec un renforcement de la dalle supérieure des zones d'appui. Le CFUP, posé à la main, a été acheminé par des trappes réalisées dans la dalle de roulement.



Fig. 12 : Vue à l'intérieur du caisson de la pose du CFUP

Les travées de rive des bretelles à chacune des extrémités ont été renforcées longitudinalement à la flexion. La résistance en travée est augmentée par des lamelles PFRC collées en sous-face de la dalle inférieure.

Des travées du passage sur la N09 étaient critiques au niveau résistance, car elles lient les amorces des bretelles et sont de ce fait surchargées. Pour trois zones particulières, une précontrainte extérieure additionnelle a été mise en œuvre pour compenser les pertes des câbles corrodés avec un câble de 7 torons suivant un tracé trapézoïdal à l'intérieur du caisson.

L'exploitation du viaduc est dès lors conditionnée à la mise en place d'une surveillance spécifique et d'un monitoring, pour gérer les risques résiduels. Les parties du viaduc hors exploitation n'ont pas été renforcées, il s'agit maintenant de les surveiller afin de définir à partir de quel moment leur déconstruction devra être envisagée. Pour les parties du viaduc exploité, la surveillance vise à vérifier que les mécanismes de détérioration sont enrayerés. Des travées témoins vont être monitorées afin de suivre en continue l'évolution de la RAG.

6. Conclusion

Le viaduc de Riddes est un ouvrage important du canton du Valais, qui lors d'une inspection des caissons a été constaté et classifié en mauvais état. Plusieurs investigations, essais et vérifications statiques ont ensuite été effectués puis un projet d'intervention a alors été développé, dans l'urgence, pour rétablir le trafic lourd sur l'ouvrage et enrayer le développement des mécanismes de dégradation. Les 2/3 du viaduc ont été remis en état et renforcé, le tiers restant étant mis hors service.

L'intervention a consisté à la mise en place d'une couche de CFUP armé sur l'ensemble de la dalle de roulement pour l'étancher et la renforcer. Le CFUP a une nouvelle fois démontré son adéquation pour le renforcement d'ouvrage, tant au niveau structurel que pour la durabilité.

Les travaux principaux se sont déroulés en moins d'une année, permettant de rouvrir le viaduc au trafic lourd en décembre 2021. Cet exploit, malgré l'ampleur des dégâts, a été rendu possible grâce à la maîtrise des solutions techniques de tous les intervenants.

L'exploitation du viaduc est dès lors conditionnée à la mise en place d'une surveillance spécifique et d'un monitoring, pour gérer les risques résiduels.

7. Références

- [1] Département des travaux publics du canton du Valais, Déviation de Riddes, plaquette d'inauguration, 1976.
- [2] SIA 269 Bases pour la maintenance des structures porteuses, 2011.
- [3] HAMMERSCHLAG JG., MERZ C., Réactions alcalis-granulats (partie 1 / partie 2), Bulletin du ciment, 2000.
- [4] HAMMAD El Jisr, MOREILLON L. et MENETREY P., Strengthening of the Riddes viaduct through UHPFRC-based Rehabilitation, *Structural Engineering International*, 6/1, 2023.
- [5] MOREILLON L., BROQUET C., FARGIER G. et MENETREY P., Réfection du viaduc de Riddes : opération à cœur ouvert d'un colosse de béton, *Tracés*, 2022.
- [6] BRÜHWILER E., Rehabilitation and strengthening of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete, Proceedings of the 3rd International conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR), 2012.
- [7] MOREILLON L. et MENETREY P., Rehabilitation and strengthening of existing RC structures with UHPFRC: various applications; Proceeding of International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Marseille, 2013.
- [8] SIA 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, 2016.

8. Intervenants

Maître d'ouvrage : Confédération – Office fédérale des routes (OFROU) – Filiale Thoune
Canton du Valais – Service de la mobilité (SDM)

Auteur de projet et DLT : INGPHE SA

Entreprises : Consortium VEMA 111
Jean Weibel SA (pilote)
Walo Bertschinger SA
Dénériaz Bâtiment et Infrastructures SA
Evéquoze SA

Assainissement du pont sur la Dranse et la voie ferroviaire TMR au Châble

Pierre BRUCHEZ

Ing. civil dipl. EPF

Lattion Bruchez Ingénieurs SA

Le Châble, CH

Résumé

Le pont sur la Dranse et la voie ferroviaire TMR (Transports de Martigny et Régions) au Châble est un pont routier cantonal mixte en pierre et en béton de 9.1 m de largeur et 60 m de longueur. La partie la plus ancienne (1842) est composée d'une voûte et de murs en maçonnerie de pierre. Les renforcements et agrandissements successifs (1951, 1955, 1959, 1988) ont été réalisés en béton armé.

La structure en béton était fortement dégradée à cause des eaux chargées en chlorures qui s'écoulaient à travers les dalles par les nombreux joints. L'écoulement d'eau à travers la voûte en pierre l'avait également endommagée. La vérification statique a montré que la résistance des parties en béton était insuffisante.

La remise en état a consisté à remplacer les tabliers sur l'ensemble de l'ouvrage par une structure monolithique et étanche composée d'une dalle en béton recouverte d'une couche de 5 cm de CFUP. L'ouvrage étant classé à l'Inventaire fédéral des sites construits d'importance nationale à protéger en Suisse (ISOS), la conservation de bordures fines a été exigée, ce qui a été rendu possible par la réalisation en CFUP des encorbellements accessibles au trafic (épaisseur 11 cm). Pour affiner au maximum la structure, les trottoirs ont été revêtus d'un gravillonnage composé de gravillons 4/8 et d'une matrice de CFUP sans fibres désactivée en surface.

Les travaux ont été réalisés en 2022. La réalisation du gravillonnage a rencontré quelques difficultés lors de la première étape qui a dû être partiellement refaite. Les correctifs apportés ont donné entière satisfaction et le résultat final est apprécié par les utilisateurs.

Mots-clés : ouvrage classé ISOS, pont en maçonnerie de pierre et béton, structure mixte CFUP-béton, gravillonnage CFUP

1. Introduction

Le pont est situé en Valais sur la route cantonale Le Châble – Mauvoisin et permet de franchir la voie ferroviaire TMR et la Dranse pour relier les villages du Châble et de Villette (figure 1).



Fig. 1 : Pont sur la Dranse et la voie ferroviaire TMR au Châble

Le pont est un ouvrage mixte en pierre et en béton d'une largeur de 9.1 m et d'une longueur d'environ 60 m. La partie la plus ancienne est composée d'une voûte et de murs de culée en maçonnerie de pierres. Les parties plus récentes en béton sont composées de dalles et sommiers reposant sur des murs en béton armé. Les fondations sont constituées de semelles filantes. Les parties en béton comportent de nombreux joints de dilatation.

La chaussée comporte deux voies de circulation d'une largeur totale de 6.00 m ainsi qu'un trottoir de 1.25 m de largeur de part et d'autre.

L'historique de l'ouvrage est relativement complexe avec de nombreuses modifications (voir figures 2 et 3) :

- 1842 : construction du pont à voûte en pierre
- 1951 : percement d'une ouverture dans la culée nord pour permettre le passage de la voie ferroviaire TMR. Réalisation d'une dalle en béton armé
- 1955 : renforcement de l'ouvrage en pierre pour permettre le passage de convois de 60 to à destination du barrage de Mauvoisin (date d'exécution probable). Réalisation d'une dalle en béton armé sur l'ensemble de l'ouvrage entre les parapets. Ingénieur : A. Sarrasin à Lausanne
- 1959 : élargissement de l'ouvrage du côté aval. Réalisation d'un pont-poutre avec une voûte non porteuse similaire à la voûte existante au-dessus de la Dranse. Réalisation de dalles dans les zones des culées. Élargissement de la partie amont du pont de 1842 avec des dalles en encorbellement pour permettre la création du trottoir. Ingénieur : Michel Andenmatten à Sion
- 1988 : élargissement de la culée de 1959 au nord-ouest pour créer une présélection. Réalisation d'un mur de soutènement et d'un pont dalle sur la voie ferroviaire.

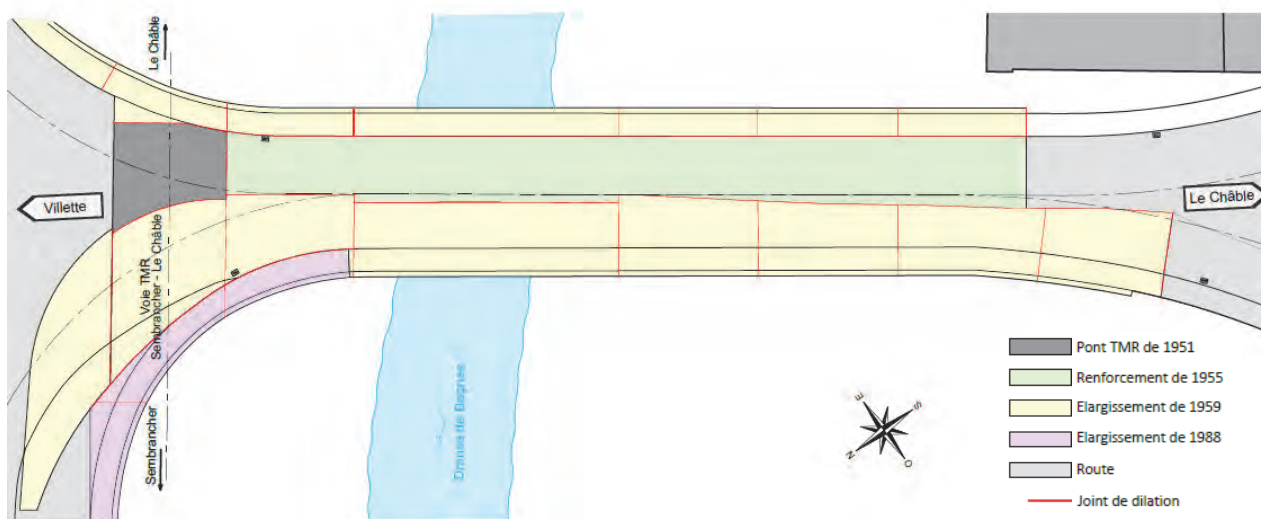


Fig. 2 : Plan de situation avec indication des parties d'ouvrage

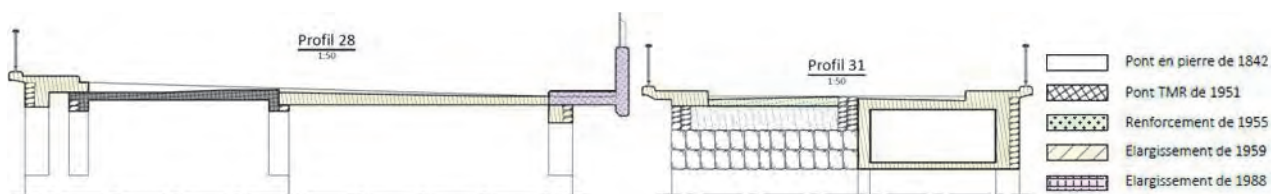


Fig. 3 : Coupes types (profil 28 : sur la voie ferroviaire / profil 31 : sur la Dranse)

En l'absence d'étanchéité, l'ouvrage existant avec ses très nombreux joints de dilatation comporte un défaut constructif majeur puisque les eaux chargées en chlorure s'écoulent en de nombreux endroits à travers l'ouvrage.

2. Examen de l'ouvrage

2.1. Etat de la structure porteuse avant assainissement

Les parties d'ouvrage en maçonnerie de pierre étaient en relativement bon état général, même si les problèmes d'écoulement d'eau à travers la voûte dû à l'absence d'étanchéité sur l'ouvrage avaient généré des efflorescences et concrétions relativement importantes, ainsi que quelques fissures longitudinales conséquentes (voir figure 4).



Fig. 4 : Etat de la maçonnerie de pierre

Les parties en béton étaient fortement dégradées à cause des grandes quantités d'eau chargées en chlorures qui s'écoulaient à travers la dalle par l'intermédiaire des nombreux joints de dilatation. En l'absence de goutte pendante, ces eaux longeaient la sous-face du tablier qui était contaminée par les chlorures sur de grandes surfaces. L'armature était très fortement corrodée avec des pertes de section très importantes (voir figures 5 et 6). Le degré de corrosion de l'armature selon la norme SIA 269/2 [1] était estimé à KG 4 (complètement rouillé avec perte de section). Les murs et sommiers, ainsi que la voûte en béton, étaient moins endommagés ou alors de manière plus locale.



Fig. 5 : Etat de la face inférieure du tablier



Fig. 6 : Etat des murs et sommiers

2.2. Evaluation de la sécurité structurale

La sécurité structurale du tablier et des sommiers de l'élargissement de 1959 qui étaient fortement corrodés a été analysée selon les normes SIA 269 [1]. La vérification à l'effort tranchant a livré des valeurs du degré de conformité $n > 1.0$ dans toute la structure. Les degrés de conformité pour le moment de flexion étaient par contre largement inférieurs à 1.0 (valeur minimale de 0.43).

La sécurité structurale de l'ouvrage était très largement insuffisante et a nécessité un assainissement urgent.

3. Concept d'intervention

3.1. Contraintes principales

Le concept d'intervention a été dicté par les contraintes principales suivantes :

- Réalisation des travaux dans un délai aussi court que possible car l'ouvrage se trouve au centre d'un village et les nuisances doivent être réduites au maximum
- Possibilité d'interrompre complètement la circulation routière, mais conservation en permanence d'un accès piéton
- Fermeture de la voie ferroviaire durant moins de 2 semaines (opération "coup de poing", 11 jours à disposition pour l'entreprise de génie civil)
- Dimensionnement pour les sollicitations du trafic normalisé selon norme SIA 261 [2] et des transports exceptionnels de type II selon la norme SIA 261/1 [3], ainsi qu'à l'état limite type 4 Fatigue.
- Amélioration de la conception du pont pour augmenter la durabilité de l'ouvrage (élimination des joints de dilatation, pose d'un revêtement en CFUP étanche, réalisation de gouttes-pendantes sous les bordures)
- Elargissement des trottoirs à 1.50 m de largeur
- Exigence du Service Immobilier et Patrimoine (SIP) de conservation de bordures fines similaires aux bordures existantes car l'ouvrage est classé ISOS. Cette contrainte implique la réalisation des encorbellements des trottoirs d'une épaisseur de 11 cm.
- Conservation des voûtes d'entrée et de sortie du passage de la voie ferroviaire pour des raisons esthétiques.
- Prise en compte sur les trottoirs des charges de trafic selon le Modèle de charge 1 (voie fictive 1).

3.2. Variante retenue

Etant donné la dégradation très importante des dalles et leur résistance insuffisante, le concept d'intervention retenu consiste à démolir l'ensemble des dalles de l'ouvrage et les reconstruire. Cette mesure permet, en y ajoutant de nouveaux sommiers, de renforcer la structure pour reprendre les sollicitations de trafic selon la norme SIA 261 [2] en vigueur pour les nouveaux ouvrages, ainsi que celles de fatigue et celles des transports exceptionnels de type II. Elle permet également de réaliser une structure monolithique et de mettre en place une étanchéité qui garantisse une durabilité supérieure de l'ouvrage. L'étanchéité est assurée par la mise en place d'un revêtement étanche en CFUP armé de 5 cm d'épaisseur sur l'ensemble de l'ouvrage. La résistance élevée du CFUP permet d'affiner la structure au maximum. Les encorbellements des trottoirs sont réalisés entièrement en CFUP armé et permettent avec leur épaisseur d'environ 11 cm de reprendre les charges très élevées exigées à l'extrémité des trottoirs. Pour affiner au maximum les bordures, les trottoirs n'ont pas été recouverts d'une couche d'enrobé, mais d'un revêtement antidérapant composé de CFUP sans fibres et de gravillons.

Pour permettre une réalisation plus rapide des travaux et répondre aux impératifs de l'opération coup de poing sur la voie ferroviaire, des prédalles en béton sont utilisées comme moyen de coffrage.

Tout le reste de la structure (partie en maçonnerie de pierre, murs, voûtes, fondations) a été conservé. Les parties en béton ont été assainies par hydrodémolition localisée, traitement des armatures et ragréage et les parties en maçonnerie ont été assainies par la réfection des joints, l'obturation des fissures et le remplissage des cavités.

L'élargissement de 1988, en bon état, est conservé entièrement. Il est assaini localement au niveau des joints et étanché avec une couche de CFUP.

Les figures 7 et 8 présentent la variante d'intervention retenue.

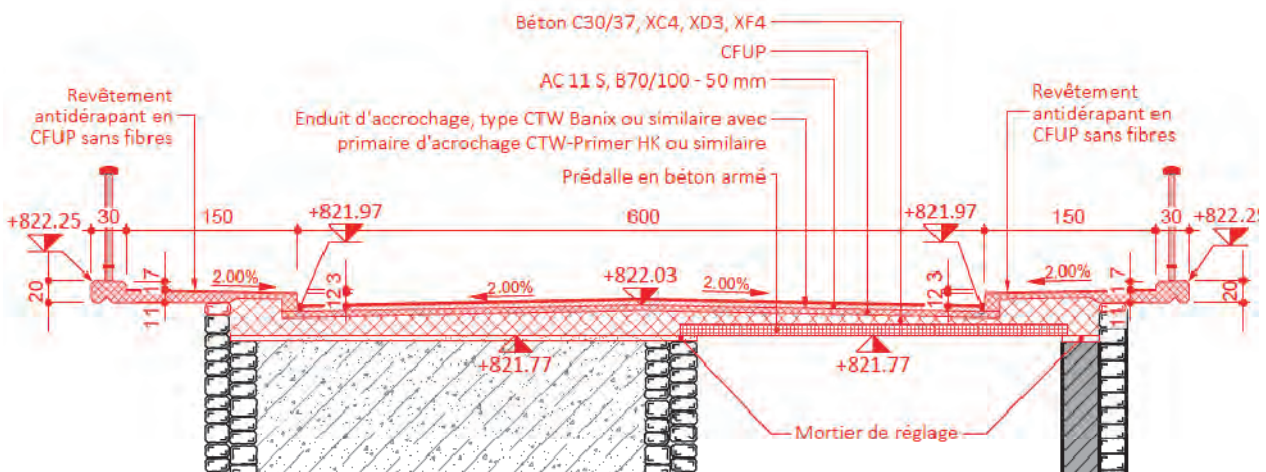


Fig. 7 : Coupes types (profil 9 : côté Le Châble)

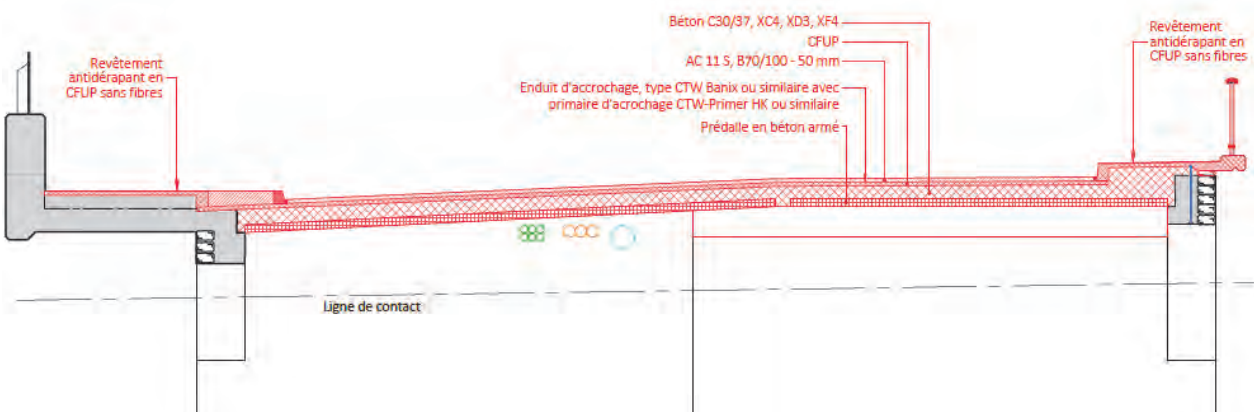


Fig. 8 : Coupe à l'axe de la voie ferroviaire, conservation des voûtes d'entrée et sortie existantes, ainsi que de l'élargissement de 1988, suspension de la voûte de sortie très fortement fissurée

En collaboration avec le Prof. Eugen Brühwiler de l'EPFL, qui a un mandat d'expert de l'Etat du Valais dans le cadre des projets comportant du CFUP, il a été décidé d'appliquer certaines formules de dimensionnement proposées dans le cadre de la révision du cahier technique SIA 2052. Les vérifications à l'effort tranchant qui étaient notamment déterminantes pour les trottoirs et pour le tablier ont été effectuées selon ces nouvelles formulations. La résistance à la fatigue a également été vérifiée pour la partie en CFUP du tablier, mais n'était pas déterminante pour le dimensionnement.

4. Revêtement antidérapant composé d'une matrice de CFUP sans fibres et gravillons

4.1. Choix du revêtement

Etant donné que l'ouvrage est situé à 820 m d'altitude et que le déneigement est effectué avec des moyens mécaniques, le revêtement des trottoirs doit être suffisamment rugueux pour être antidérapant en période hivernale et suffisamment résistant aux sollicitations mécaniques. Le choix s'est porté sur une couche de CFUP sans fibres mélangée avec des gravillons qui a l'avantage de garantir également une excellente adhérence avec la structure en CFUP et une durabilité supérieure aux revêtements à base de résine époxy qui avaient déjà été appliqués sur les trottoirs existants.

Le procédé de réalisation consiste à la confection d'une gâchée de CFUP sans fibres à laquelle sont ajoutés des gravillons dans une proportion d'environ 1:1 à 2:1. Une fois la couche d'environ 1 cm à 2 cm d'épaisseur appliquée sur le support en CFUP, un produit désactivant est appliqué sur la surface et protégé par un produit de cure ou un plastique. Après quelques heures, le produit désactivant est nettoyé à l'eau emportant également la couche superficielle de la matrice cimentaire désactivée, laissant apparaître les gravillons (procédé similaire au béton lavé). Le traitement de cure est ensuite réappliqué. Dans le canton d'Argovie où le procédé a été développé, un gravillon 2/4 avec un dosage de 100 kg pour 100 kg de prémix a été utilisé. En France, Holcim avait également réalisé un tel revêtement avec un dosage 2 fois plus faible de gravillons.

Le Maître d'ouvrage souhaitait obtenir une rugosité plus importante que ce qui avait été effectué en Argovie pour améliorer les propriétés antidérapantes du revêtement en conditions hivernales. Pour déterminer la granulométrie et le dosage en gravillons optimal 6 planches d'essai ont été réalisées quelques mois avant le début de chantier (voir figure 9). Ces planches d'essai ont également permis de tester ce procédé d'exécution et de tester différents produits désactivant. Les planches d'essai effectuées ont été les suivantes:

- 1 x saupoudrage de sable de quartz sur la matrice de CFUP sans fibres
- 1 x gravillons 2/4 25 kg pour 100 kg de prémix (désactivant Sika)
- 1 x gravillons 2/4 50 kg pour 100 kg de prémix (désactivant Sika)
- 1 x gravillons 2/4 100 kg pour 100 kg de prémix (désactivant Mapei)
- 1 x gravillons 4/8 50 kg pour 100 kg de prémix (désactivant Mapei)
- 1 x gravillons 4/8 75 kg pour 100 kg de prémix (désactivant Mapei)



Fig. 9 : Planches d'essai réalisées avant le début du chantier

Le saupoudrage a donné de mauvais résultats, avec une surface très irrégulière selon la répartition du sable lors de l'application. Il aurait certainement fallu l'appliquer sur une couche beaucoup plus fine de matrice. Les essais avec le désactivant Sika ont également été un échec car la consistance du désactivant n'était pas assez fluide et une quantité beaucoup trop importante a été mise en place. En lavant le produit avec un peu de pression toute l'épaisseur du revêtement était éliminée. L'entreprise a donc effectué un lavage trop faible qui n'a quasiment pas dégagé les grains. Les trois derniers essais ont donné des résultats satisfaisants. Le MO a finalement opté pour le mélange 75 kg de gravillons 4/8 pour 100 kg de prémix qui présentait la rugosité la plus importante. Les difficultés d'exécution rencontrées ont confirmé l'importance de réaliser des essais préalables à la réalisation du revêtement définitif. Ces essais ont été répétés avec l'entreprise adjudicatrice des travaux pour tester différents dosages de gravillons (50/75/100 kg pour 100 kg de prémix) et s'assurer de la mise en œuvre satisfaisante du désactivant (voir figure 10). Ces nouvelles planches d'essai ont confirmé le choix d'un dosage des gravillons 4/8 à 75 kg.

A noter que grâce aux premières planches d'essai, le revêtement avait pu être testé durant 1 hiver avec satisfaction (fonction antidérapante et résistance aux sollicitations mécaniques).



Fig. 10 : Planches d'essai réalisées par l'entreprise adjudicatrice au début du chantier

Des planches d'essai ont ensuite été répétées à chaque étape de gravillonnage pour s'assurer que la prise soit suffisante pour pouvoir débiter le lavage sur l'ouvrage.

4.2. Procédé d'exécution

Le revêtement antidérapant composé d'une matrice de CFUP sans fibres et de gravillons a été réalisé de la manière suivante :

- Préparation du support par hydrodémolition de la couche supérieure de CFUP avec pression d'eau à 2000 bar pour obtenir une surface micro-rugueuse et lavage immédiatement après hydrodémolition (risque de prise des boues)
- Réalisation d'une gâchée comprenant le malaxage de la matrice de CFUP sans fibres jusqu'à l'obtention de la consistance souhaitée (environ 10 minutes) puis l'ajout des gravillons humidifiés et le malaxage quelques minutes jusqu'à l'obtention d'une gâchée homogène
- Après saturation de la surface de support en eau, application du revêtement en couche d'au minimum 2 fois l'épaisseur des gravillons les plus gros
- Talochage de la surface et application du produit désactivant
- Cure avec un plastique ou un produit de cure (plastique dans le cas présent)
- Après la prise de la matrice (environ 3 à 6 heures selon les conditions de température), lavage à l'eau du produit désactivant et de la partie supérieure désactivée de la matrice
- Remise en place du traitement de cure (plastique)

4.3. Problèmes rencontrés lors de l'exécution

La réalisation de la première étape de revêtement a donné des résultats relativement mauvais (fissures, irrégularité de la surface, traces de coulées blanchâtres, voir figure 11). Ces dégâts avaient les causes suivantes :

- Application trop rapide du produit désactivant ne permettant pas de retouche en cas de glissement du revêtement (pente jusqu'à 8%). Les retouches effectuées avaient fait pénétrer le désactivant dans la matrice ce qui avait provoqué l'apparition de "fissures" et d'irrégularité dans la surface.
- Lavage dans le sens montant, l'eau sale coulait sur le revêtement déjà lavé et avait laissé apparaître après séchage des traces blanchâtres.
- Epaisseur de revêtement trop faible, les gravillons "roulaient" entre la taloche et le support et ne permettaient pas une finition propre de la surface.



Fig. 11 : Défauts d'exécution

Les corrections suivantes ont été apportées lors de la réalisation des étapes suivantes et elles ont permis d'améliorer de manière très importante la qualité de la finition :

- réalisation du revêtement par étapes alternées d'une longueur d'environ 15 m (env. 20 m²) correspondant à 1 gâchée. Coffrage de bord aux 2 extrémités des étapes pour "confiner le revêtement"
- réalisation du gravillonnage dans le sens montant des pentes
- réalisation de gâchées moins fluides
- application du désactivant après la mise en place du revêtement et le talochage complet d'une étape pour permettre si nécessaire des retouches à la taloche, ou laisser au minimum un décalage de 5 à 10 m entre les deux opérations si les pentes sont faibles
- réalisation d'une épaisseur de couche d'au minimum 2 fois l'épaisseur des granulats les plus gros (15 à 20 mm au minimum) pour permettre un meilleur réglage
- lavage abondant du désactivant et lavage une dernière fois dans le sens de la pente pour éviter les traces de coulures.

La figure 12 montre les travaux de réalisation du revêtement et sur les figures 13 et 14 l'aspect final du revêtement peut être observé.

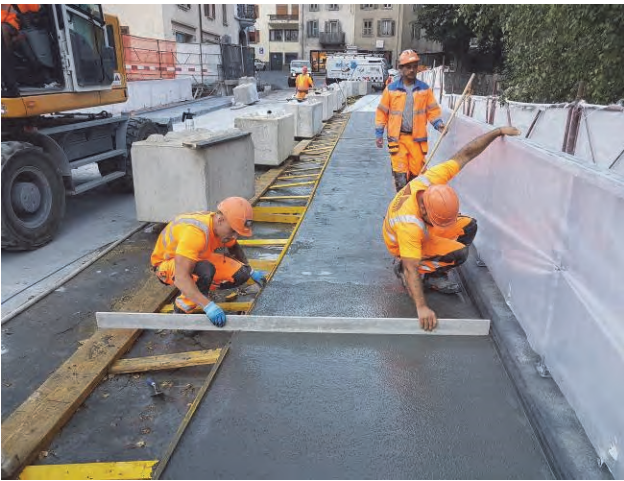


Fig. 12 : Exécution du revêtement



Fig. 13 : Revêtement terminé



Fig. 14 : Revêtement terminé

4.4. Réparations

Une partie de la première étape de revêtement a finalement été démolie par piquage et reconstruite ce qui a permis d'obtenir une bien meilleure finition malgré la pente importante. La démolition du revêtement par piquage a été très difficile car le matériaux était très dur et s'émiettait seulement par petites "chips" (voir figure 15). Un décollement du revêtement à l'interface avec le support en CFUP n'a pas été observé, signe d'une adhérence parfaite entre les deux couches.



Fig. 15 : Piquage du revêtement

D'autres réparations locales de petites dimensions ont également été effectuées pour réparer des petits défauts de réalisation. Les réparations ont été effectuées par piquage local de la zone du dégât et réfection locale du revêtement. Des tests préalables de réparations locales avaient été effectués sur les planches d'essai de manière satisfaisante.

4.5. Comparaison avec un saupoudrage des gravillons

En 2017, le pont routier sur la Dranse au Brecholey dans la commune de Val de Bagnes a été assaini et revêtu d'une couche étanche de CFUP. Un revêtement antidérapant a ensuite été réalisé frais sur frais (voir figure 16). Il était composé d'une matrice de CFUP sans fibres d'environ 1 cm d'épaisseur sur laquelle des gravillons 2/4 ont été saupoudrés. Le résultat obtenu était satisfaisant, même si la surface n'était pas parfaitement régulière. Si le saupoudrage n'est pas parfaitement homogène, la matrice se déplace légèrement et après la prise l'évacuation des gravillons excédentaires laisse apparaître de légères vaguelettes. Etant donné que les véhicules ne peuvent rouler que lentement sur l'ouvrage, ces imperfections sont quasiment imperceptibles aux usagers de la route. Cette application a été réalisée sur un pont avec peu de circulation et non dégagé en hiver. Le revêtement donne jusqu'à ce jour, après 5 ans d'utilisation entièrement satisfaction (voir figure 4). Malgré l'arrachement de quelques gravillons, la résistance de la matrice semble très bonne de même que l'adhérence au support en CFUP.



Fig. 16 : Réalisation du revêtement par saupoudrage des gravillons et aspect après 5 ans

Le revêtement réalisé au pont du Châble avec les gravillons incorporés à la matrice de CFUP sans fibres lors du malaxage permet cependant d'obtenir une meilleure planéité et une finition de meilleure qualité.

5. Conclusion

Le pont sur la Dranse et la voie ferroviaire TMR au Châble est un ouvrage atypique pour lequel les nombreuses contraintes d'exécution ont rendu l'utilisation de CFUP armé indispensable.

La réalisation du revêtement antidérapant composé d'une matrice de CFUP sans fibres et de gravillons a été un défi intéressant tant pour les mandataires que pour l'entreprise. Une bonne collaboration entre l'ingénieur et l'entreprise dans la recherche de solutions pratiques sur la base de connaissances empiriques a permis d'affiner le procédé d'exécution et d'obtenir une qualité d'exécution très satisfaisante. La bonne exécution de ce type de revêtement nécessite des maçons ayant une sensibilité et des aptitudes pour ce genre d'exécutions minutieuses. Lorsque ce type de revêtement est retenu il faut que le Maître d'ouvrage soit prêt à accepter quelques imperfections inhérentes à ce procédé d'exécution complexe et non standardisé.

Après un hiver de déneigement, la qualité du revêtement est restée excellente et le revêtement semble satisfaire les piétons dont nous n'avons eu que des retours positifs.

6. Références

- [1] Normes SIA série 269 (2011) : Maintenance des structures porteuses
- [2] Norme SIA 261 (2020) : Actions sur les structures porteuses
- [3] Norme SIA261/1 (2020) : Actions sur les structures porteuses – spécifications complémentaires
- [4] Cahier technique SIA 2052 (2016) : Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution

Maître d'ouvrage

Etat du Valais, DMTE – SDM – Arrondissement 3 – Bas-Valais

Mandataire principal

LBI Lattion Bruchez Ingénieurs SA, Chemin des Rives 2, 1934 Le Châble

Entreprise de génie civil

PraderLosinger SA, Route de Vissigen 110, 1950 Sion

Matériaux

CFUP sorte UA: SMART^{UP} [STRUCTURE] 3.25% FM, Vigier ciment

Tour Cèdre – Panneau Custom en CFUP

Laurent FEHR

Directeur Développement Groupe
FEHR Groupe

Résumé

L'article présente le projet de rénovation de la Tour Cèdre, une tour de 103 mètres de hauteur sur 28 étages à Paris – La défense, visant à remplacer le revêtement extérieur en granit par des panneaux en CFUP.

Les panneaux de façades, soumis aux charges de vent et à leur poids propre, sont accrochés au support en béton par l'intermédiaire de fixations en inox, dont le nombre a dû être minimisé en raison de leur difficulté d'accès pour le réglage lors de la pose des éléments.

La modélisation du projet est réalisée avec un logiciel de structure, en considérant les panneaux comme des éléments minces, sans armatures complémentaires. Le choix du CFUP est justifié en raison de la qualité de parement exigée, de la durabilité recherchée et du gain de poids sur la structure existante. Des essais en flexion ont été effectués, en complément du calcul, confirmant la robustesse des panneaux.

L'article souligne également la validation du projet par le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) via une Appréciation Technique d'Expérimentation (ATEX) de cas B, couvrant des aspects tels que la faisabilité, la sécurité, les risques de désordre et la conformité réglementaire.

1. Le projet

1.1. Equipe

Maître d'Ouvrage :	CEDRE INVESTISSEMENT France - 75001 Paris.
Assistant au Maître d'ouvrage :	JLL - 75008 Paris.
Bureau de contrôle :	SOCOTEC QUALI. SECURITE - 92977 Paris La Défense.
BET façades :	RFR - 75010 Paris.
Entreprise Générale :	PETIT - 94550 Chevilly-Larue Cedex

1.2. Description du projet

La tour Cèdre représente une hauteur de 103 mètres répartis en 28 étages, et sur une superficie de 30.187 m². Le projet actuel, intitulé Tour Emblem, consiste en une rénovation lourde de la tour qui inclut la réfection des façades. Le projet des architectes prévoit le remplacement du granit existant par des panneaux en CFUP franchissant toute la hauteur d'étage (environ 3.2 m) sur les parties menuisées, ainsi que des tôles en aluminium sur les allèges entre les châssis. Les panneaux en CFUP font l'objet d'une procédure d'ATEX (Appréciation Technique d'Expérimentation, procédure d'évaluation technique formulée par un groupe d'experts sur un produit ou procédé innovant, délivré par le Centre Technique et Scientifique du Bâtiment, en France) et incluent un éclairage LED. Le remplacement de ces revêtements extérieurs permet de mettre en conformité la tour avec les nouvelles réglementations thermiques, mais aussi les normes vis-à-vis du feu, sujet majeur pour le bâtiment classé IGH. Les châssis verriers existants sont quant à eux maintenus, seuls ceux du RDC sont remplacés afin d'ouvrir le socle sur l'espace public en intégrant des châssis en double hauteur.

2. Explication technique

Charges prises en compte :

2.1. Note de calcul – éléments CFUP et description du procédé

Le procédé est un système de panneaux de façade en CFUP à fibres organiques. Aucune armature n'est prévue pour renforcer les panneaux (hors champ d'application de l'EC2, ce qui justifie une ATE_x).

Les charges s'exerçant sur les panneaux sont le poids propre et le vent. Une variation de température de -20°C / +80°C est prise en compte pour justifier le comportement du panneau à la dilatation thermique. Nous avons montré dans la note de calcul que les charges de vent données sur la façade, jusqu'à 2000 Pa, peuvent être minorées en considérant la façade comme multi-paroi avec des joints fermés aux angles.

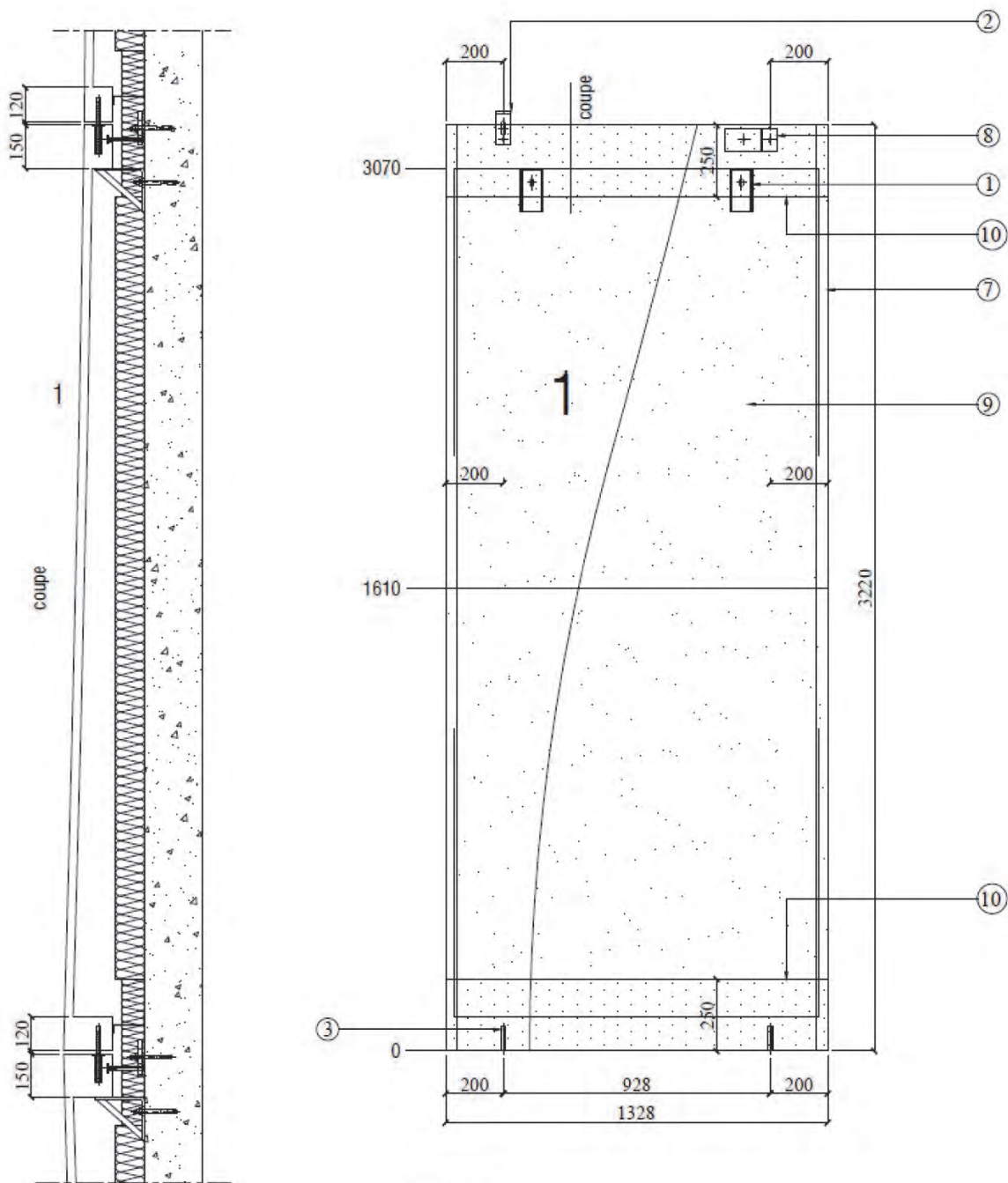
Les efforts qui s'appliquent sur les panneaux sont repris de la manière suivante :

- Les efforts de vents sont repris par des ancrages vent en partie haute et goupilles en partie basse du panneau.
- Le poids propre est repris par des équerres/contre-équerres en partie haute du panneau.

A cet effet, une ou plusieurs parties pleines sont prévues sur la pièce, permettant d'offrir une surface plane et verticale à l'arrière des panneaux pour la mise en place des fixations.

Les équerres/contre-équerre reprenant le poids propre sont conçues en acier inoxydable, puisqu'inaccessible une fois la façade posée. Les équerres sont fixées dans la structure porteuse en béton armé par des chevilles mécaniques, disposant d'une Evaluation Technique Européenne (ETE). La contre-équerre est fixée dans le panneau CFUP à l'aide de douilles noyées dans le panneau en usine, au niveau des nervures. La mise en oeuvre d'un isolant en laine de roche de 8cm est prévue sur le support béton, pour une lame d'air résiduelle de 3 cm à l'arrière des panneaux.

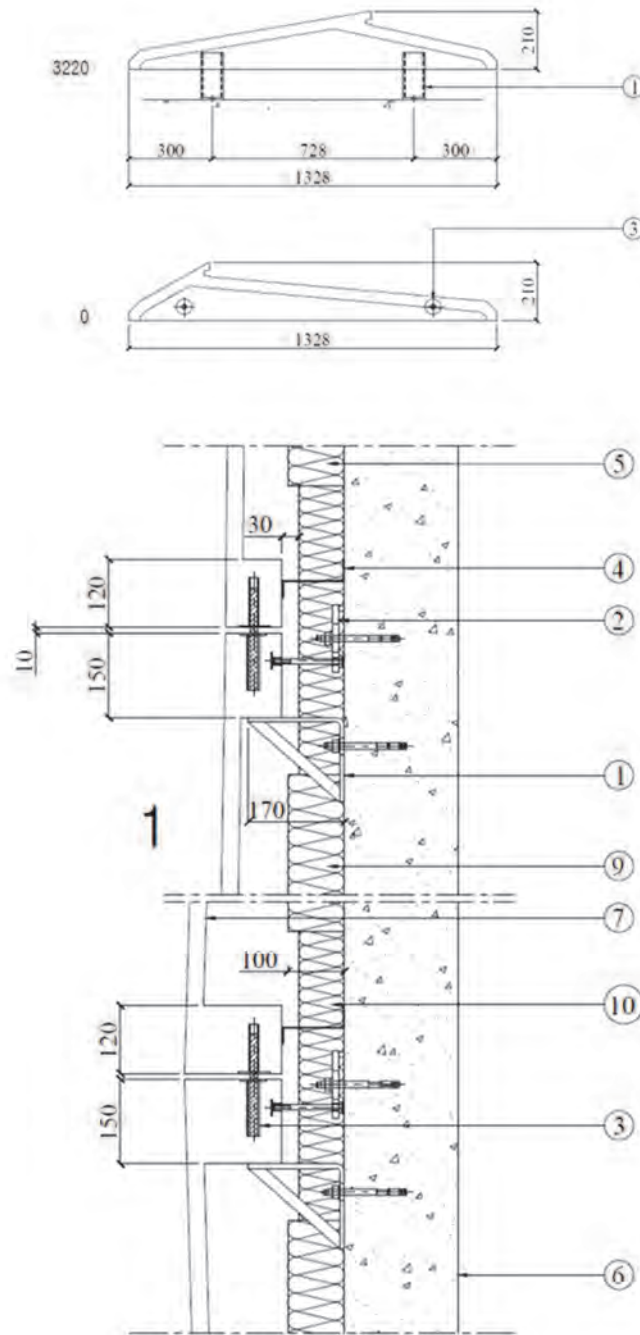
Le levage et la manutention sont assurés par des douilles spécifiques insérées dans la tranche supérieure du panneau.



Légende:

- 1. EPV: Equerre panneaux verticaux
- 2. AV3: Ancrage vent M12
- 3. GPV: Goupille
- 4. Tôle coupe feu
- 5. Isolant laine de roche
- 6. Support béton
- 7. Panneau BFUP-FO
- 8. AVL: Ancrage vent latéral
- 9. Laine de roche ep.10 cm
- 10. Laine de roche ep.8 cm

Fig. 1a : Croquis des panneaux



Légende:

1. EPV: Equerre panneaux verticaux
2. AV3: Ancrage vent M12
3. GPV: Goupille
4. Tôle coupe feu
5. Isolant laine de roche
6. Support béton
7. Panneau BFUP-FO
8. AVL: Ancrage vent latéral
9. Laine de roche ep.10 cm
10. Laine de roche ep.8 cm

Fig. 1b : Croquis des panneaux

2.2. Modélisation

Un modèle de type coque a été réalisé avec le logiciel de structure Robot Structural Analysis. Pour simplifier la modélisation, le panneau a été représenté comme une surface plane d'épaisseur constante, correspondant à l'épaisseur minimale représentée sur le plan. Cette modélisation est sécuritaire, puisque la présence de surépaisseurs et de nervures renforce la tenue structurelle du panneau.

La complexité de la conception tient au fait que la forme de coque 3D des éléments CFUP ainsi que la présence des menuiseries lors de la pose des panneaux n'autorise qu'un accès très limité aux fixations lors de la pose (uniquement en partie haute).

Pour les pièces verticales, par exemple, 2 équerres et 2 ancrages vent réglables sont placés en partie haute pour reprendre le poids des panneaux et les charges de vent, en partie basse, les charges de vent sont transmises au panneau inférieur par goupillage.

2.3. Matériaux

L'ensemble des panneaux sont réalisés en CFUP avec des fibres organiques. Ductal NA W3 FO SST – selon carte d'identité matériau conforme à la NF P18-470. $f_{ck} = 100 \text{ MPa}$ / $f_{ctk,el} = 6.7 \text{ MPa}$ / $f_{ctfk} = 3.2 \text{ MPa}$ / $E_{cm} = 41 \text{ GPa}$. $L_f = 12 \text{ mm}$ – type A.

Les fixations ont été réalisées en inox 304L.

2.4. Principe de dimensionnement

Les panneaux CFUP du chantier sont considérés comme des éléments minces d'après NF P18-710 §3.1.7.3.1 (Un élément mince est un élément dont l'épaisseur « e » est telle que $e \leq 3 \cdot L_f$ où « L_f » est la longueur des plus longues fibres). Dans ce cas, la répartition des fibres est considérée comme se faisant uniquement dans 2 directions et le comportement du CFUP est assimilé à un comportement très écrouissant. Nous utilisons la loi de calcul ELU donnée par la norme NF P18-710 §3.1.7.3.3 – Figure 3.207, pour des éléments minces soumis à de la flexion simple ou à de la flexion-compression, ce qui est le cas de nos panneaux.

La norme NF P19-710 s'applique pour les CFUP de type M dont la résistance caractéristique en compression est comprise entre 150 MPa et 250 MPa. Cependant, le CFUP-FO à une résistance caractéristique en compression entre 114 MPa et 130 MPa. Nous appliquons tout de même la norme NF P19-710 malgré l'écart de résistance, en analyse linéaire, en ne considérant donc que la partie linéaire de la courbe de comportement et en faisant abstraction de la post-fissuration et de l'apport des fibres synthétiques.

Ce choix a été motivé par la grande exigence sur la qualité du parement. Considérer l'apport des fibres en post-fissuration implique l'éventualité d'une ouverture de fissure, qui, même si elle est extrêmement faible et limitée par le calcul n'était pas souhaitée, compte tenu de l'attente sur l'esthétique de la façade. Le recours au CFUP est quoiqu'il en soit justifié par rapport à la durabilité du matériau, supérieure à d'autres produits à base cimentaire qui auraient pu être utilisés en variante.

La justification à la flexion s'est faite en considérant des cas enveloppes selon les charges et les dimensions de panneau. Les fixations ont été positionnées au droit des plaques afin de limiter les contraintes en flexion. A partir du calcul des contraintes maximales admissibles dans la section minimale, le moment résistant maximal a été déterminé. On a vérifié que celui-ci est bien supérieur au moment sollicitant issu de la modélisation, à l'ELU et à l'ELS. La modélisation a également permis de montrer que la valeur de la flèche est très inférieure à la flèche maximale que nous avons définie pour les panneaux, à savoir $L/250 \text{ mm}$

La résistance au cisaillement a été vérifiée au niveau de la nervure haute. L'effort tranchant résistant a été calculé selon la formule 6.206 de la norme NF P18-710, sans faire intervenir la résistance amenée par les fibres et a été comparé aux efforts verticaux de poids propre de la pièce préfabriquée.

D'autres justifications ont été menées, comme la détermination de la largeur des joints entre panneaux, la libre dilatation des panneaux la conservation des performances du CFUP en traction au cours du temps, la justification des inserts de manutention et de levage.

Les efforts sur appuis issus de la modélisation permettent de dimensionner les fixations (sections et chevilles + accessoires). La liaison entre les fixations et les pièces préfabriquées se fait au moyen d'inserts noyés dans le CFUP (par ex : douilles à plateau M12, base carrée 50 · 50 · 3mm, en inox). La valeur d'arrachement des douilles pour le dimensionnement dans le CFUP est obtenue par essais statiques. La valeur de calcul R_d est calculée en appliquant un coefficient partiel de sécurité du matériau γ_m de 1.5 à la valeur caractéristique de rupture R_k déterminée selon l'annexe D de l'Eurocode 0. Ce résultat est multiplié par un coefficient correcteur de 0.81 pour assurer un coefficient de sécurité de minimum 2.5 entre la charge maximale réellement appliquée et la résistance de la douille issue des essais.

2.5. Vérification du dimensionnement par l'essai

Un essai interne sur des pièces de grandeur réelle a été mené pour valider le dimensionnement, en cisaillement et en flexion.

2.5.1. Principe de l'essai en cisaillement

Sur un voile en béton existant, on vient fixer 2 équerres en inox, identiques à celles prévues pour reprendre le poids du panneau. En partie basse, on vient positionner 2 butées pour éviter le basculement du panneau vers le voile, lors de la pose. Le panneau est déposé sur les 2 équerres. Sur l'extérieur du panneau, sont prévues des douilles permettant d'accrocher des plaques complémentaires, représentant des surcharges. On observe le comportement du panneau et des équerres, jusqu'à application d'une surcharge équivalente à 50% du poids du panneau.

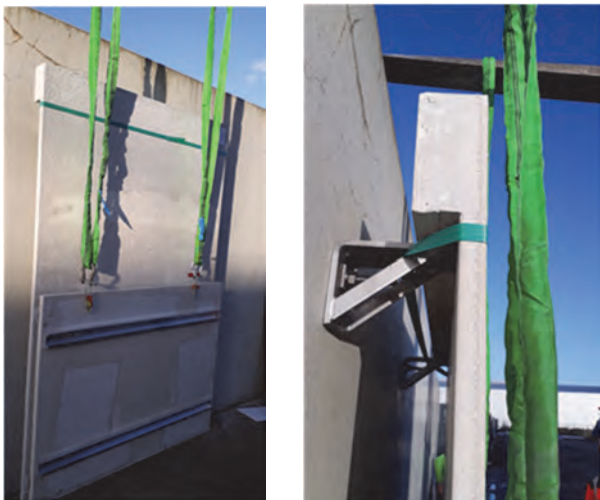


Fig. 2 : Essai en cisaillement réalisés sur mur support béton en usine (FTAG - Achern – DE)

Une charge de 615 kg a été appliquée, sans que l'intégrité du panneau ne soit affectée (pas de fissures, pas de déformation), validant ainsi un coefficient de sécurité minimal de 2.86.

2.5.2. Principe de l'essai en flexion

On positionne un ensemble - composé d'1 panneau et de la partie supérieure d'1 panneau, équipés du système de goupillage- à l'horizontale, sur 4 appuis, simulant les 4 ancrages vent. Le poids propre du panneau ainsi que des couches successives de sable appliquées sur la surface supérieure du panneau simulent un effort de vent en dépression. On observe le comportement du panneau et des fixations et on note la valeur de chargement correspondant à la ruine du dispositif.



Fig. 3 : Essai en flexion

Avec la surcharge appliquée, la charge horizontale équivalente est de 3'101 kg, soit pour cette pièce, un coefficient de sécurité supérieur à 12, alors que la ruine du dispositif n'est pas atteinte.

2.6. Validation

La démarche a été validée par le CSTB dans le cadre d'une ATEEx de cas B : n° 2789_V1 (L'ATEEx est une évaluation sur dossier ; un collège d'experts, dit comité d'ATEEx, se prononce sur les aspects suivants : Faisabilité – Sécurité - Risques de désordre - Aptitude à satisfaire une réglementation).

3. Tour Cèdre – Achèvement



Fig. 4 : Tour Cèdre achevée - jour et nuit

4. Conclusion

En conclusion, malgré des hypothèses de calcul conservatrices prises dans la modélisation structurelle des panneaux de ce projet, l'utilisation du CFUP a permis de répondre au cahier des charges de la rénovation et de ne pas amener de surcharges sur la structure existante, bien que l'esthétique de la façade soit radicalement différente de la conception d'origine. Les essais en conditions réelles ont validé la robustesse du dimensionnement, confirmant la fiabilité et la sécurité de cette solution de façade. L'approche innovante du projet a également été validée techniquement par le CSTB.

Nous pouvons aussi insister sur le fait que le CFUP, en permettant l'optimisation du poids des panneaux et du nombre de fixations du fait de sa grande résistance en flexion, a fait gagner à la fois un temps considérable sur la pose tout en réduisant la pénibilité de l'installation de ces panneaux (transport et montage des panneaux à la nacelle, à des hauteurs allant jusqu'à plus de 100 m, avec un accès très ponctuel à l'arrière des panneaux).

Ertüchtigung der Rippendecken eines historischen Gebäudes mit UHFB

Borja HERRAIZ

Structural Engineer, Project Leader
Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG
Zürich, Schweiz

Henar MARTÍN-SANZ

Structural Engineer
Hitachi Energy Switzerland
Zürich, Schweiz

Zusammenfassung

Das Du Pont Haus in Zürich ist ein Stahlbetonbau, der 1913 errichtet wurde. In Jahren 2019-2021 wurde eine Renovierung des Gebäudes durchgeführt, die darauf abzielte, den Grossteil der Bauteile zu erhalten und möglichst wenig abzubauen. Eine der kritischen Stellen waren die Rippendecken, insbesondere im Hinblick auf den Schubübertragungsmechanismus. Die Tragfähigkeit dieser Bauteile wurde mit einer 40 mm Schicht aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) erhöht.

Obwohl Verstärkungsmethoden mit UHFB weithin erforscht werden, erforderten die diversen Besonderheiten dieser Rippendecke weitere experimentelle Versuche. Vier Probekörper wurden aus dem Gebäude entnommen und an der ETH Zürich geprüft. Nach der Untersuchung der Ergebnisse wurde ein analytisches Modell abgeleitet, um die Unterschiede im Versagensmechanismus zwischen rechteckigen und T-förmigen Balken, die mit UHFB verstärkt sind, zu erklären.

Die Ausführung, der UHFB-Verstärkung, war auch eine Herausforderung. Insgesamt wurden 120 m³ UHFB vor Ort gemischt, und 4'500 m² der bestehenden Betonoberfläche mittels Hochdruckwasser aufgeraut. Der Einbau des thixotropen UHFB erfolgte manuell mit einem Vibrierbalken, um die richtige Verdichtung des UHFB und den Verbund mit dem bestehenden Beton zu gewährleisten.

Keywords: UHFB, Querkraft, Umbau, Rippendecke

1. Einleitung

Das historische Geschäftshaus Du Pont ist ein zweiflügeliges, neunstöckiges Bauwerk aus dem Jahr 1913, das im Zentrum der Stadt Zürich nach Plänen der Architekten Haller & Schindler erbaut wurde. Im Zuge eines Umbauprojekts wird der Bau zu einem Hotel mit 208 Zimmern und Gastronomieflächen umgenutzt.

Die für die damalige Zeit innovative Tragstruktur ist sehr effizient konzipiert und zählt zu den besten Beispielen früher Stahlbetonbauten. Das Gebäude ist im Inventar der kunst- und kulturhistorischen Schutzobjekte eingetragen. Entsprechend wurde im Zuge des Umbaus das Konzept «Less is more» verfolgt: Erhalt der bestehenden Tragkonstruktion und wo nötig mit innovativen Ertüchtigungsmassnahmen verstärken [1].

Die repräsentativsten Bauteile sind die schlanken, Stahlbetonrippendecken, welche auf Unterzügen und Stützen gelagert sind (Abb. 1). Diese Unterzüge tragen die Lasten von den Rippendecken zu den inneren Stützen und der tragenden Fassade. Die Rippendecken sind mit glatten, gebogenen Stäben mit Endhaken bewehrt, die der Methodik des Systems Hennebique [2] folgen.

2. Bestandesanalyse der Rippendecke

Die Rippendecken tragen in einer Richtung als Mehrfeldträger und weisen Spannweiten zwischen 4.5 und 6.5 m auf. Die Stahlbetonrippen sind ca. 24 cm hoch, 9 cm breit und befinden sich in einem regelmässigen Abstand von 55 cm. Die Rippen sind mit einer dünnen, unbewehrten Zwischenplatte mit einer Stärke von ca. 6 cm miteinander verbunden und jede Rippe ist nur mit zwei glatten Stäben in Längsrichtung bewehrt (Abb. 2). Der Schubwiderstand wird also nur durch den Beton selbst erzeugt, was in den meisten Fällen nicht ausreicht.

Die ersten Nachrechnungen zeigten einen ungenügenden Tragwiderstand bei den Zwischenabstützungen, wo die grössten Querkräfte und Biegemomente kombiniert auftreten. Es wurde ein einzigartiges Verstärkungskonzept benötigt, das beide Probleme lösen konnte.



Abb. 1: Bestehende Rippendecke vor der Ertüchtigung

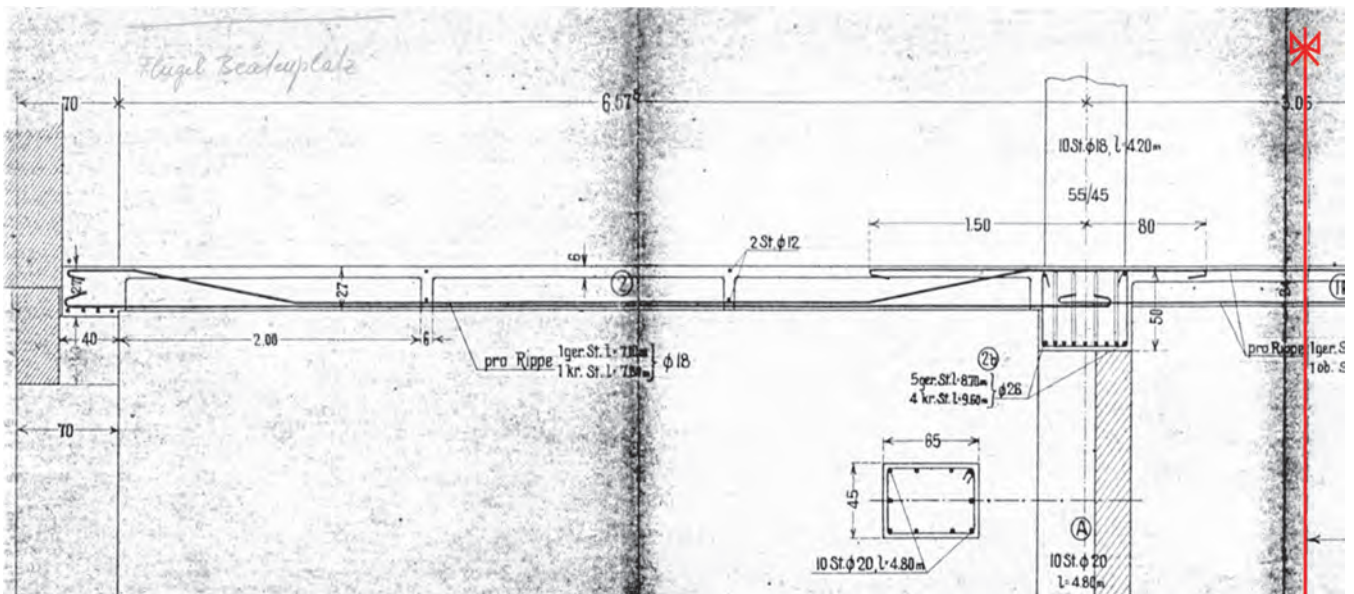


Abb. 2: Längsschnitt der Rippendecken mit Geometrie- und Bewehrungsangaben

3. Verstärkungskonzept der Rippendecke

Die Rippendecken umfassen eine Fläche von ca. 4'300 m² der Gebäudedecken, mit insgesamt ca. 1'200 Rippen. Eine individuelle Verstärkungslösung für jede einzelne Rippe kam nicht in Frage, da sie nicht wirtschaftlich und zeiteffizient war.

Eine wirtschaftliche Erhöhung des Biege- und Schubwiderstands der Rippendecke unter diesen Randbedingungen wäre nur durch das Aufbringen einer armierten Oberschicht auf die bestehende Decke möglich. Die Verwendung von herkömmlichem Beton würde nur eine geringfügige Erhöhung der Schubtragfähigkeit bewirken und eine Mindestschichtdicke von 80 mm erfordern, was eine starke Erhöhung des Eigengewichts der Konstruktion zur Folge hätte.

Als Alternative zu herkömmlichem Beton, wurde eine Ertüchtigung mittels einer dünnen zementgebundenen Ultrahochleistungs- Faserbeton (UHFB) [3] -Schicht auf der bestehenden Rippendecke verfolgt. UHFB wurde bereits in den letzten zwei Jahrzehnten im Verbund mit Stahlbeton als dünne Verstärkungsschicht bei der Ertüchtigung bestehender Bauteile eingesetzt, wodurch die Tragfähigkeit deutlich erhöht wurde [4]. Der monolithische Verbund zwischen dem bestehenden Beton und der UHFB-Schicht wurde ausschliesslich durch die Oberflächenrauigkeit gewährleistet.

Das Tragwerksverhalten von UHFB-verstärkten Verbundträgern und -platten, die einer kombinierten Biege- und Schubbeanspruchung ausgesetzt sind, wurde in den letzten Jahren ausgiebig erforscht, wobei auch mechanisch-analytische Modelle zur Bestimmung der Tragfähigkeit entwickelt wurden [5][6].

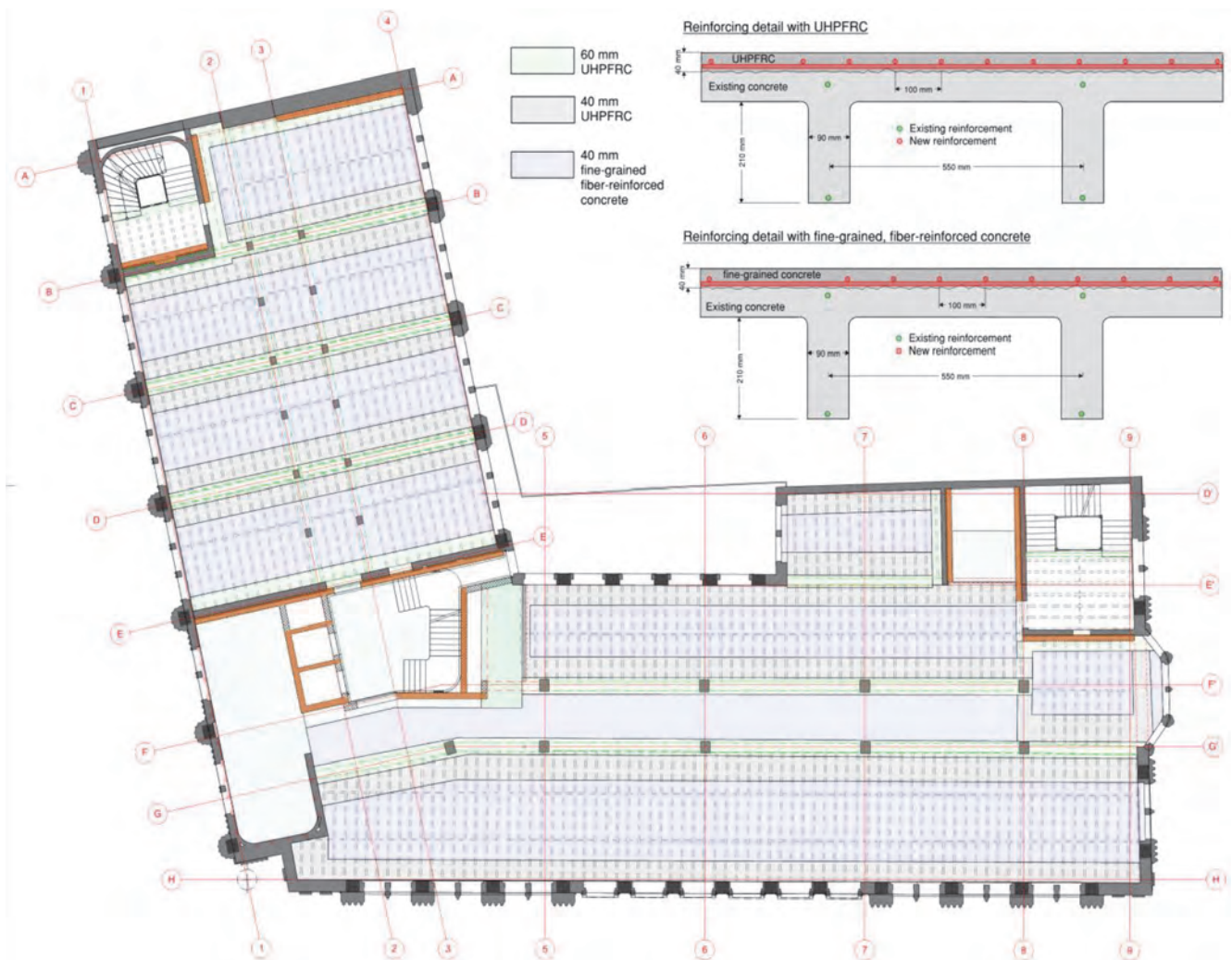


Abb. 3: Verstärkungskonzept der Rippendecke

Erste grobe Berechnungen zeigten die Eignung einer UHFB-basierten Verstärkungsmethode und schienen die optimale Lösung für dieses Gebäude zu sein. Somit wurde ein Verstärkungskonzept vorgeschlagen, das eine 40 bis 60 mm dünne Schicht aus UHFB mit eng beieinander liegenden

Bewehrungsstäben vorsieht, die direkt auf die vorbereitete Oberfläche der bestehenden Rippenplatten gelegt werden. Die Berechnungen der verstärkten Rippendecken bestätigten, dass die Erhöhung der Tragfähigkeit durch die UHFB-Schicht ausreichend ist, um die Anforderungen der Schweizer Normen (SIA) zu erfüllen. Die durchgeführten Berechnungen basierten auf den mechanischen Modellen, Analysen und Nachweisen des aktuellen technischen Merkblatts für UHFB der Schweizer Normen, SIA MB 2052 [7], ergänzt durch Fachliteratur [5][6].

Aufgrund der hohen Materialkosten wurde der UHFB nur dort aufgebracht, wo es statisch erforderlich war, nämlich in den Bereichen der Rippendecken neben den Stützen, wo die Schubfestigkeit der bestehenden Platte nicht ausreichend ist. Die übrigen Bereiche wurden mit einer 40 mm Schicht aus Feinbeton ((Höchst Korngrösse \varnothing 8 mm) mit Hochmodul Polypropylen Fasern verstärkt, so dass eine monolithische Schicht entsteht, die als Membran wirkt und die Punktellen- oder Linienlasten wie zum Beispiel von Trennwänden auf die dünne Zwischenplatten in den Rippen einleitet (Abb. 3).

4. Experimentelle Versuche

Aufgrund diverser materieller und geometrischer Besonderheiten der Rippendecke und wegen der Relevanz des Gebäudes wurde beschlossen, experimentelle Versuche durchzuführen. Es wurde ein Dreipunkt - Biegeversuch für verschiedene Hebelarme durchgeführt, der die kritische Biege - Schub - Interaktion in der Nähe der Zwischenaufleger gut abbildete.

Vier Probekörper der bestehenden Rippendecke mit den ungefähren Abmessungen 2000 x 550 x 240 mm wurden aus dem Gebäude entnommen. Drei von ihnen wurden sandgestrahlt, um eine durchschnittliche Oberflächenrauheit von 8 mm zu erreichen, und vor Ort mit einer 40 mm dicken Schicht aus armiertem UHFB verstärkt. Das letzte wurde in seiner ursprünglichen Konfiguration als Referenz belassen. Die effektive Höhe der bewehrten Probekörper beträgt etwa 0.24 m.

Die Oberfläche der Probekörper wurde vor dem Giessen des UHFB, der ebenfalls vor Ort mit einem Zwangsmischer hergestellt wurde, mit Wasser befeuchtet. Die spezifische Dosierung und Zusammensetzung des UHFB wurde vom Produkthersteller festgelegt, der den gesamten Misch- und Giessprozess kontrollierte, um die Qualität sicherzustellen. Anschliessend wurden die Probekörper in das Baulabor des Instituts für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETHZ) transportiert, wo die Versuche durchgeführt wurden.

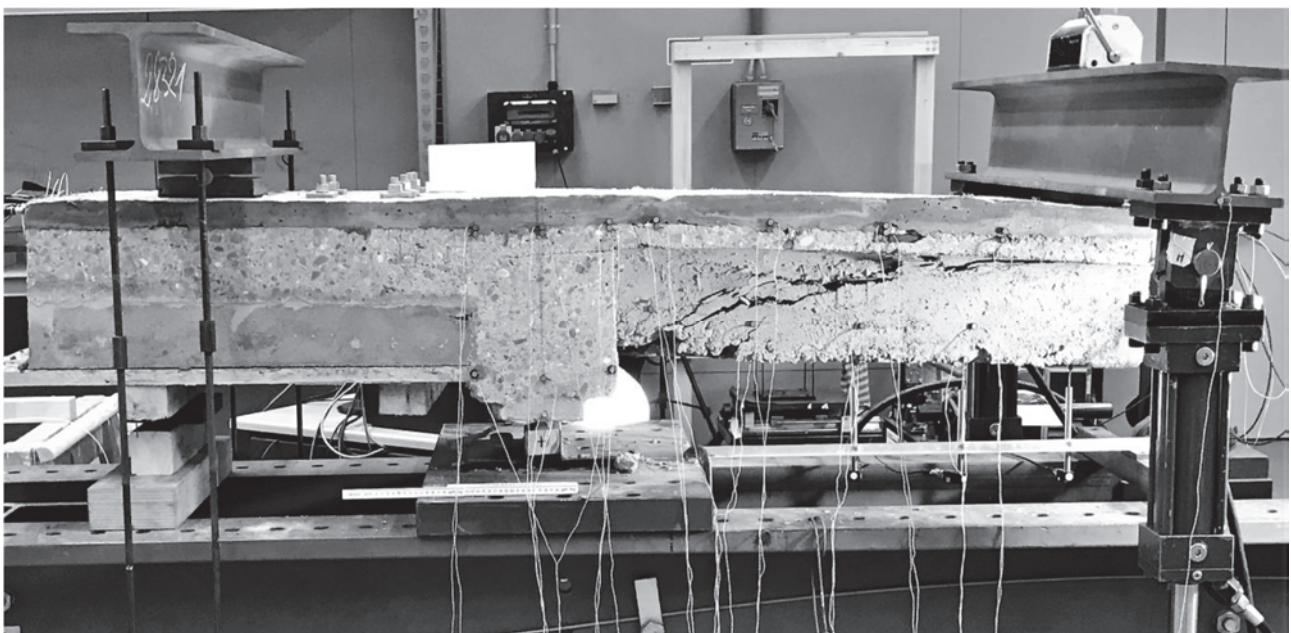


Abb. 4: Verstärkter Probekörper und Versuchsaufbau

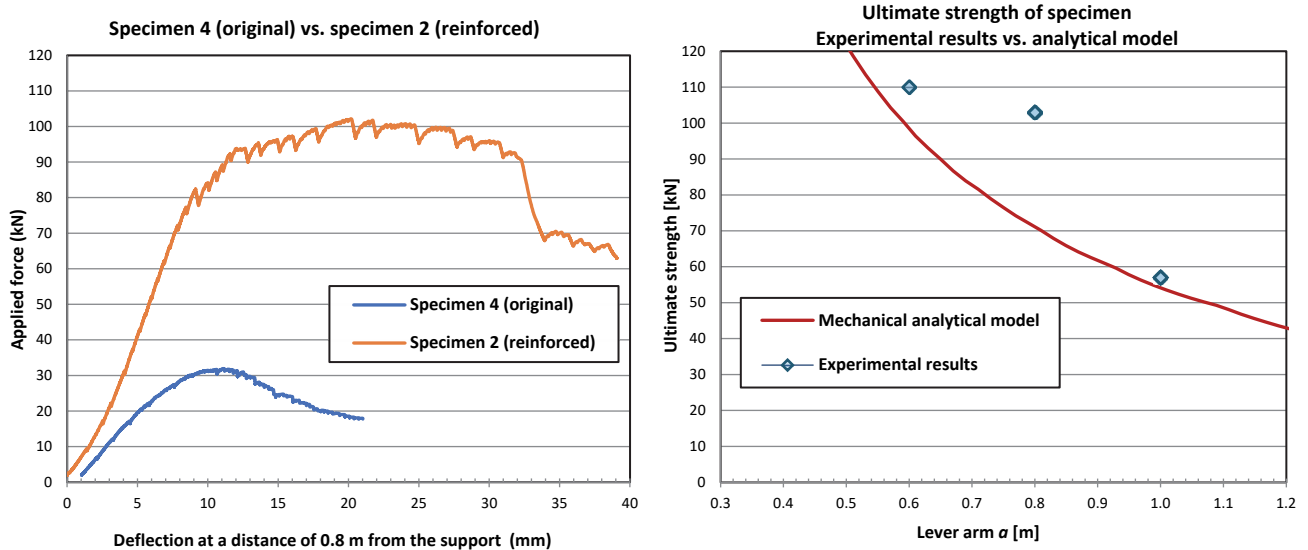


Abb. 5: Links: Kraft - Durchbiegungskurve eines UHFB-verstärkten und eines unverstärkten Probekörpers. Rechts: Vergleich der Ergebnisse mit den Abschätzungen aus mechanischen Modellen

Die Ergebnisse dieser Versuche bestätigten die Eignung des Verstärkungskonzepts mit UHFB und können mit den zwei Diagrammen zusammengefasst werden. Das rechte Diagramm vergleicht die Versuchsergebnisse mit den Abschätzungen aus Modellen, wo eine gute Korrelation erkennbar ist. Das linke Diagramm vergleicht die Kraft - Durchbiegungs -Verläufe eines UHFB -verstärkten und eines unverstärkten Körpers. Hier ist der Beitrag der 40 mm UHFB -Schicht gut erkennbar, mit einer relevanten Erhöhung des Tragwiderstands, der Duktilität und der Steifigkeit der Versuchskörper.

5. Neues mechanisches analytisches Modell

Obwohl die nach dem analytischen Modell auf der Grundlage der SIA MB 2052 [7] ermittelten Werte nicht wesentlich von den Versuchsergebnissen abweichen, war der Versagensmechanismus, der bei den Versuchen beobachtet wurde, anders. Diese Abweichung ist darauf zurückzuführen, dass das Merkblatt nur ein Versagen für rechteckige Balken vorsieht, während T-Balken (auch aus konventionellem Beton) ein anderes Verhalten zeigen. Aus diesem Grund wird ein neues analytisches Modell vorgeschlagen, das diese zusätzliche Typologie berücksichtigt.

5.1. Biege-Schub-Versagen-Mechanismus von rechteckige UHFB-Balken

Der Vollständigkeit halber wird hier eine kurze Einführung in das Verhalten von rechteckigen Balken gegeben. Für eine ausführliche Erläuterung wird der Leser auf [5][6], [6] und [7] verwiesen.

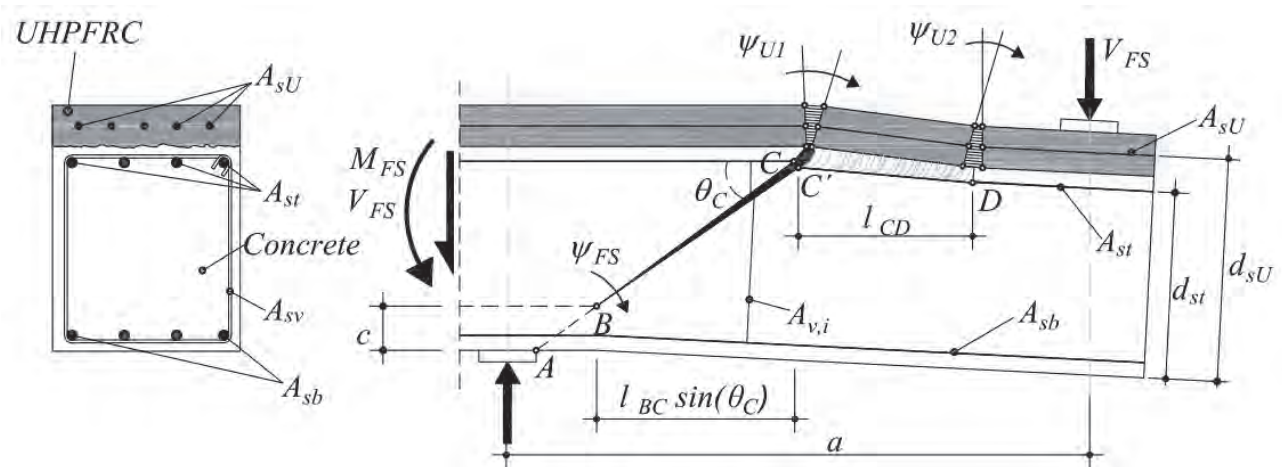


Abb. 6: Bruchmechanismus für mit UHFB bewehrte rechteckige Träger

Das Versagen von rechteckigen Balken erfolgt wie in Abb. 6 dargestellt. Es entsteht ein Schubriss, der den Punkt B erreicht, wo der Träger zu rotieren beginnt. Der Riss breitet sich bis zur UHFB-

Schicht (Punkt C) aus, was zur Bildung von zwei Gelenke führt (Punkte C und D). Zwischen diesen beiden Gelenken wird eine Ablösung zwischen dem UHFB und dem Beton beobachtet.

Bei diesem Versagensmechanismus werden drei Mechanismen für den Schubwiderstand (V_{FS}) aktiviert: der UHFB in Biegung an den beiden Gelenken (V_U), die Schubrissbildung des Betons (V_C) und der Zugwiderstand der Bügel ($V_{s,v}$) (falls vorhanden).

$$V_{FS} = V_C + V_{s,v} + V_U \quad (1)$$

Der Beitrag von Beton wird als obere Grenze gemäss Gleichung (2) bestimmt:

$$V_C = \frac{f_c b c}{2 \sin \theta_c} (1 - \cos \theta_c) \quad (2)$$

Dabei steht b für die Breite des Trägers, f_c für die Betonfestigkeit und c für die Lage der neutralen Achse.

Der Stahlbeitrag der Bügel ist in Gleichung (3) definiert.

$$V_{s,v} = A_{s,v} f_y \cot \theta \quad (3)$$

Dabei gibt $A_{s,v}$ die Fläche der Querbewehrung und f_y die Streckgrenze des Stahls an.

Der UHFB-Beitrag wird schliesslich in Gleichung (4) definiert:

$$V_U = \frac{2 M_U}{l_{ICD}} \quad (4)$$

wobei M_U den Biege widerstand der Gelenke darstellt und l_{ICD} berechnet wird mit:

$$l_{ICD} = a - \frac{d}{\tan \theta} \quad (5)$$

5.2. Analytisches Modell für das Schubbiegeversagen von UHFB T-Balken

Das Versagen von T-Balken erfolgt wie in Abb. 7 dargestellt. Wie im vorherigen Fall tritt der Schubriss zwischen den Punkten B und C auf. In diesem Fall breitet sich der Riss jedoch nicht durch die UHFB verstärkten Flansch aus, sondern entwickelt ein Delaminationsriss entlang des Flanschanschlusses, was einen kragarmähnlichen Biegemechanismus im Flansch zwischen den Punkten C und D verursacht. In diesem Zustand entsteht ein neuer Riss im UHFB durch die Bildung eines Gelenks am Punkt E. Es wurde beobachtet, dass das Doppelgelenk hier nicht mehr vorhanden ist.

Der Widerstand des Trägers ist ebenfalls durch drei Faktoren gegeben: die Betonschubfestigkeit des Stegs (V_{cw}), der Biege widerstand des Flansches (V_{slab}) und der Beitrag der Bügel ($V_{s,v}$).

$$V_{FS} = V_{cw} + V_{slab} + V_{s,v} \quad (6)$$

Der Beitrag des Betons ist derselbe wie in Gleichung (2) und wird ebenfalls als obere Grenze definiert. Für weitere Details zu diesem Modell wird auf [8] verwiesen. Der Beitrag der Querbewehrung ist ebenfalls gleich wie in Gleichung (3). Der Beitrag des Flansches wird gemäss Gleichung (7) angegeben:

$$V_{slab} = \frac{M_{slab}}{l_{slab}} \quad (7)$$

wobei l_{slab} in Zusammenhang mit dem Winkel θ und dem massgebenden Nachweisquerschnitt zu variieren ist und M_{slab} den Biege widerstand der Verbundplatte angibt. Da der Wert des Winkels θ

priori nicht bekannt ist, wird der Schubwiderstand als Untergrenze für θ -Werte im Bereich von 20° bis 45° berechnet. Diese Annahme stammt aus der SIA 262 [9].

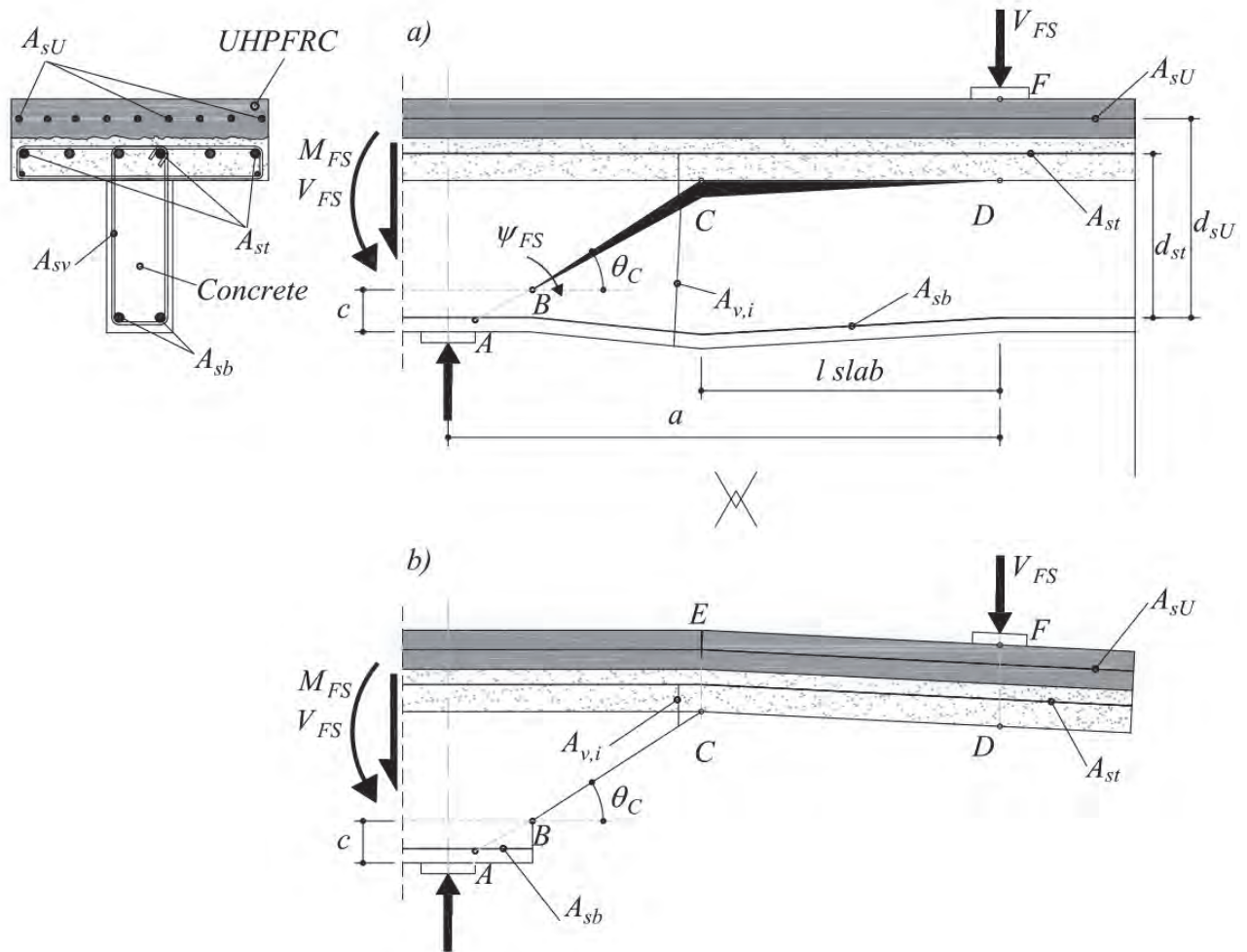


Abb. 7: Versagensmechanismus für mit UHFB verstärkte Rippenträger

In Abbildung 8 ist ein Vergleich zwischen den Ergebnissen des Versuchs und des analytischen Modells dargestellt. Der Vollständigkeit halber wird ein reines Biegeversagen einbezogen, wodurch die durch die graue Fläche definierten oberen und unteren Grenzen entstehen.

Zur Validierung der Ergebnisse des analytischen Modells wurde auch eine Finite-Elemente-Analyse durchgeführt. Für weitere Informationen wird der Leser auf [8] verwiesen.

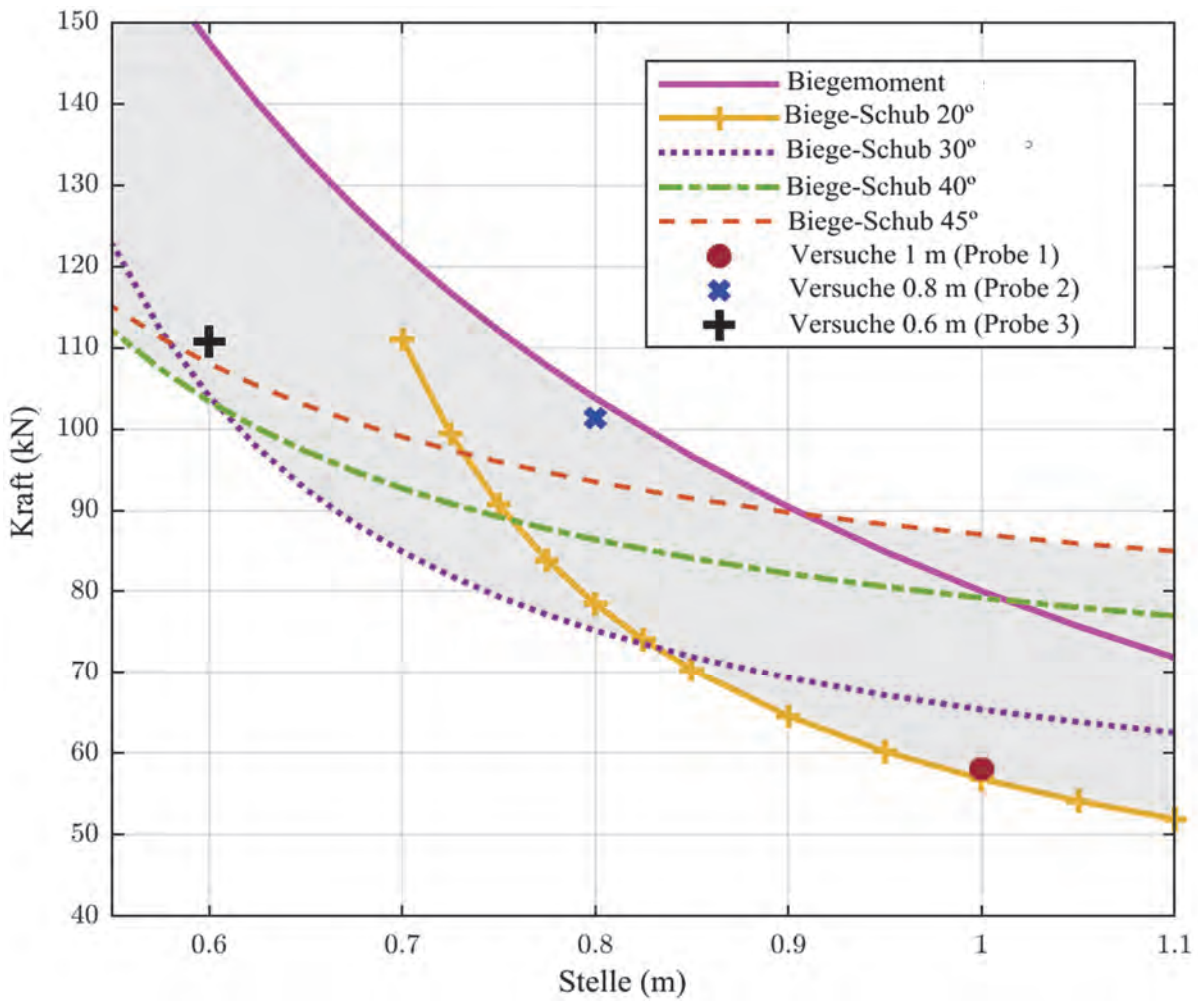


Abb. 8: Experimentelle Ergebnisse im Vergleich zum neuen analytischen Modell für T-Balken



Abb. 9: Einbau des UHFB

6. Ausführung

Die Ausführung der UHFB -Verstärkung war auch eine Herausforderung. Insgesamt wurden 120 m³ von UHFB-UB vor Ort durch den Baumeister mit einem Zwangsmischer gemischt und in über 100 Etappen eingebaut. Der frische UHFB musste ein Gefälle von bis zu 5% aufweisen und für die Vorbereitung wurden ca. 4'500 m² von der bestehende Betonoberfläche mittels Hochdruckwasser-Strahlen aufgeraut.

Der Einbau des thixotropen UHFB erfolgte manuell mit einem Vibrierbalken, um die richtige Verdichtung des UHFB sowie den Verbund zum bestehenden Beton zu gewährleisten (Abb. 9).

7. Danksagung

Der besondere Dank der Autoren gilt der PSP Swiss Property AG für die Finanzierung der experimentellen Untersuchungen, sowie dem Institut für Baustatik der ETHZ, insbesondere den Mitarbeitern des Baulabors sowie Prof. E. Chatzi und Prof. E. Brühwiler.

8. Referenzen

- [1] HERRAIZ B, MARTÍN-SANZ H and WOLFISBERG N., “Restoration of a historic rein-forced concrete structure with UHPFRC”. *IABSE report: 20th Congress of IABSE – The Evolving Metropolis; 2019*. pp. 2501–9
- [2] RITTER W., “Die Bauweise Hennebique” *Die schweizerische Bauzeitung*, vol. 5, no 33/34, pp. 41-43, 1899
- [3] THIBAUX T., “Using UHPFRC for structural reinforcement of buildings and civil works”. *Des Build UHPFRC 2011*. pp 553–64.
- [4] BRÜHWILER, E., DENARIÉ, E., “Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete”, *Structural Engineering International*, vol. 4, pp. 450-457, 2013.
- [5] NOSHIRAVANI, T., BRÜHWILER, E., “Experimental investigation on R-UHPFRC-RC composite beams subjected to combined bending and shear”, *ACI Structural Journal*, vol. 110, no 2, pp 251-261, 2013.
- [6] NOSHIRAVANI, T., BRÜHWILER, E., “Analytical model for predicting the response and flexure-shear resistance of R-UHPFRC-RC composite beams”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 140, no 6, pp 121-130, 2014.
- [7] SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTENVEREIN (SIA), Merkblatt SIA 2052 – Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)–Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Zürich, 48 pp, 2016.
- [8] MARTÍN-SANZ, H., HERRAIZ, B., BRÜHWILER, E., & CHATZI, E. “Shear-bending failure modeling of concrete ribbed slabs strengthened with UHPFRC”, *Engineering structures*, 222, 110846, 2020.ç
- [9] SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTENVEREIN (SIA), Merkblatt SIA 262 Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Zürich, 140 pp, 2013.

Edité par / Herausgeber

Eugen Brühwiler
Cornelius Oesterlee
Dario Redaelli

ISBN 978-3-906878-08-9