



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

5^{ème} Journée d'étude, 23 octobre 2025

COMPOSITE CIMENTAIRE FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT

concevoir, dimensionner, construire

5. Fachtagung, 23. Oktober 2025

ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERVERBUNDBAUSTOFF

entwerfen, bemessen, bauen



Rédacteurs / Redaktoren

Eugen Brühwiler

Prof. em. Dr. Ing. ETH / SIA
EPFL – ETH Lausanne, BridgIng Consultant

Cornelius Oesterlee

Prof. Dr ès sc. EPFL / Dipl. Ing.
Bernern Fachhochschule, AHB

Dario Redaelli

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

© Copyright 2025, HEIA - FR
Haute école d'ingénierie et d'architecture Fribourg

© Copyright 2025, BFH - AHB
Bernern Fachhochschule; Architektur, Holz, Bau
Institut für Holzbau
ISBN 978-3-906878-09-6



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



5^{ème} Journée d'étude, 23 octobre 2025

COMPOSITE CIMENTAIRE FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT

concevoir, dimensionner, construire

5. Fachtagung, 23. Oktober 2025

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



Kibag
www.kibag.ch



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



Holcim
www.holcim.ch



Element AG
www.element.ch

Partenaires académiques / Akademische Partner



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

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



Ecole Polytechnique Fédérale de
Lausanne
www.epfl.ch



Berner Fachhochschule
Haute école spécialisée bernoise
Bern University of Applied Sciences

Berner Fachhochschule
www.bfh.ch

Patronage / Patronat



schweizerischer ingenieur- und architektenverein
société suisse des ingénieurs et des architectes
società svizzera degli ingegneri e degli architetti
swiss society of engineers and architects

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



www.photodrone.pro

N09 - VIADUC DE RIDDES / VALAIS

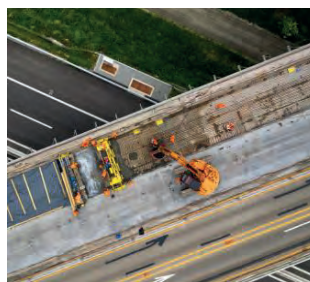
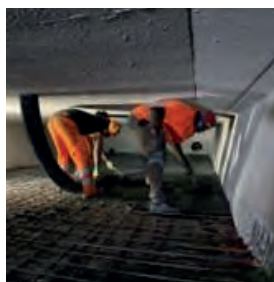
L'un des plus grands projets de BFUP en Europe ces dernières années

Le viaduc de Riddes est subdivisé en 8 tronçons, soit : 4 tronçons de 280 à 350 m de longueur pour le viaduc principal. La largeur totale courante du viaduc est de 19.60 m (hors bordures) et accueille 2x2 voies de circulation. Le viaduc comporte également 4 bretelles d'environ 200 m et d'une largeur de 8.45 m chacune. Le tablier du viaduc principal est constitué de deux caissons en béton armé et précontraint, d'une hauteur constante de 1.10 m. La portée des travées varie entre 25.84 et 53.00 m. La surface totale du tablier est de 33'000 m², ce qui le classe dans la catégorie des plus grands ouvrages de Suisse.

Les interventions principales ont été les suivantes :

- Mise en place d'une couche de renforcement et d'étanchéité en béton fibré ultra-performant (BFUP) armé sur l'ensemble de la dalle de roulement pour stopper les infiltrations d'eau et renforcer la dalle de roulement
- Réparations locales de la dalle inférieure des caissons avec une couche de BFUP armé
- Renforcement des travées de rive avec des lamelles PFRC collées sous le tablier
- Compensation des câbles de précontrainte inactifs par une précontrainte additionnelle à l'intérieur des caissons dans trois zones du passage sur la N09
- Remplacement localisé d'appareils d'appui et entretien des joints de chaussée
- Remplacement des équipements (dispositifs de retenue, portiques, signalisation, etc.)

Mise en place BFUP : 1'610 m³



WALO

Cette journée d'étude est dédiée à la mémoire du **Professeur Docteur René Suter**, dont l'engagement et la détermination ont joué un rôle essentiel dans la création de cette série de colloques.

Nous gardons le souvenir d'un collègue d'une grande compétence, animé d'un esprit constructif, qui savait rassembler les personnes, établir des ponts entre les idées et favoriser une collaboration harmonieuse.

Avant-propos / Vorwort

Les composites cimentaires fibrés ultra-performants CFUP (aussi appelé BFUP) présentent des propriétés mécaniques et de durabilité qui permettent de concevoir et de réaliser des solutions innovantes et efficaces dans les domaines de l'ingénierie des structures et de l'architecture. En Suisse, le CFUP est appliqué dans la construction depuis plus de 20 ans, et plus de 500 projets ont déjà été réalisés à ce jour. La plupart des applications concernent la remise en état et le renforcement de structures existantes en béton armé, mais de plus en plus de nouveaux ouvrages sont réalisés en CFUP armé ou précontraint, ou en construction mixte avec de l'acier, du bois ou du béton.

L'objectif de la cinquième journée d'étude CFUP est de présenter des projets CFUP réalisés au cours des dernières années (2023-2025) et d'échanger sur les expériences en matière de conception, de dimensionnement et d'exécution de projets. Le potentiel croissant d'application et de développement de la technologie CFUP sera notamment démontré. Un accent particulier sera porté sur les thèmes suivants :

- l'assurance qualité dans les phases de projet et d'exécution
- l'évaluation des projets réalisés selon les critères du développement durable.

Outre les présentations sélectionnées, cette journée sera enrichie par des discussions et des conférences spécifiques sur ces deux thèmes.

Die zementgebundenen Ultra-Hochleistungs-Faserverbund-Baustoffe (UHFB, auch UHPC genannt) weisen mechanische Eigenschaften und eine Dauerhaftigkeit auf, die innovative und effiziente Lösungen im konstruktiven Ingenieurbau und in der Architektur ermöglichen. In der Schweiz wird UHFB seit über zwanzig 20 Jahren verbaut, und bis heute wurden bereits mehr als 500 Projekte realisiert. Die Anwendungen betreffen vor allem die Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Bauwerken aus Stahlbeton, aber auch im Neubau nimmt der Einsatz von Stahl- und Spann-UHFB zu, und man findet vermehrt auch Mischkonstruktionen mit Stahl, Holz oder Beton.

Die 5. Schweizer UHFB-Fachtagung hat zum Ziel, UHFB-Projekte aus den letzten Jahren (2023-2025) vorzustellen und Erfahrungen bezüglich Projektierung, Bemessung und Ausführung auszutauschen. Dabei soll insbesondere das wachsende Anwendungs- und Entwicklungspotenzial der UHFB-Technologie aufgezeigt werden.

Der Fokus der diesjährigen Fachtagung liegt auf folgenden Themen:

- Qualitätssicherung in den Projekt- und Ausführungsphasen
- Beurteilung der Nachhaltigkeit der ausgeführten Projekte

Nebst ausgewählten Fachvorträgen stehen weitere Beiträge und Diskussionen auf dem Programm.

Eugen Brühwiler

Cornelius Oesterlee

Dario Redaelli

Table de matières / Inhaltsverzeichnis

UHFB-Upcycling der genieteten Stahlbrücken eines Bahnviadukts.....			1
Eugen BRÜHWILER	Abdelhak TOUILBI		
Renforcement et remise en état du Pont de l’usine électrique de Broc.....			9
Damien METRY			
Instandsetzung der denkmalgeschützten Neumühlebrücke unter Verwendung von UHFB.....			17
Edgar KÄLIN	Eugen BRÜHWILER	Numa BERTOLA	
Restauration du pont en maçonnerie « Rose-Marie » au moyen du CFUP			27
Quentin SCHITTLI	Hervé MARTIN	Eugen BRÜHWILER	
Erneuerung von SBB-Wegunterführungen mit UHFB-Schottertrögen.....			35
Peter TSCHÜMPERLIN	Pascal HODEL	Eugen BRÜHWILER	
Christoph RUPP	Dominik BURRI		
Réalisation d’une passerelle monolithique en Béton Fibré Ultra Performant sur une brèche modeste d’un méandre de la Saône.....			47
Thomas MOTRIEUX	Adrien ROBIET	Jérôme FRECON	
Guilhem DE MAUROY			
Passerelle mixte acier-CFUP de mobilité douce au-dessus de la RC 179 à Crissier			57
Julien THIRIOT	Emilie BELLANGER	Thierry DELEMONT	
Fussgängerbrücke Hirschen Altendorf.....			67
Gianfranco BRONZINI	Tino RIZZI	Luca INFANGER	
Zerstörungsfreie Bestimmung der Faserorientierung und des Fasergehalts im Fest-UHFB mittels Magnetoskopie.....			77
Matthias LIERENFELD	Marc BLUMER		
Nachhaltigkeitsbetrachtung der Instandsetzung einer Fahrspur mit UHFB an einer Bushaltestelle in München.....			85
Leon UNEWISSE	Andre STROTMANN	Jörg JUNGWIRTH	
Renforcement d’une dalle nervurée de 1914 par un système mixte acier-CFUP			97
Jérôme JEANNERET	Blaise FLEURY	Fanny GRETILLAT	
Verstärkung von bestehenden Stahlrohr-Funkmasten mit bewehrtem UHFB-Querschnitt.....			107
Michael BAUR	Hansruedi TRACHSLER	Michael FISCHER	
Renforcement en CFUP du plancher-dalle en béton armé d’un centre commercial			119
Anh Khoa PHUNG	Frederico DOMINGUES	Baptiste VINCENS	
Dario REDAELLI			
Passage supérieur mixte CFUP-béton de Chenaule sur l’A9.....			131
Julien LEBET	Jean-Michel ZWEIACKER	Ana SPASOJEVIC	

Remplacement du PS de Mely par un pont cadre intégral en CFUP précontraint	141	
Claude CHAPPUIS	Stéphane CUENNET	Blaise FLEURY
UHFB-Bahn- und -Perronbrücke Gluringen	155	
David LINDEGGER	Mathieu PARATTE	

UHFB-Upcycling der genieteten Stahlbrücken eines Bahnviadukts

Eugen BRÜHWILER

Prof. em. Dr. Ing. ETH/SIA
EPFL, BridgIng Consultant
Lussy-sur-Morges/VD

Abdelhak TOUILBI

Dipl.-Ing. TU
Aegerter & Bosshardt
Ingenieure und Planer
Basel

Zusammenfassung

Das rund 800 m lange, denkmalgeschützte Viadukt der doppelspurigen SBB-Bahnlinie zwischen Zürich Hauptbahnhof und Wipkingen bestand bei der Inbetriebnahme im Jahre 1896 aus einer Folge von genieteten Stahlbrücken und Naturstein-Mauerwerksviadukten. Die Anforderungen an den künftigen Bahnbetrieb hinsichtlich der Fahrbahngeometrie sowie der Bauwerkszustand veranlassten die SBB vor rund 10 Jahren, eine Erneuerung zu planen. Besonders herausfordernd war dabei die Erhaltung von vier Zwillingsbrücken in genieteter Stahlbauweise. Um die künftig höheren Lasten durch die genieteten Stahlbrücken aufzunehmen, wurde ein UHFB-Schottertrog in Leichtbauweise entworfen, der auf die Obergurte der Stahlträger aufgesetzt und mit diesen kraftschlüssig verbunden wurde. Die Bauausführung erfolgte im Jahr 2024. Dank der UHFB-Bauweise erhält ein Denkmal von nationaler Bedeutung ein «Upcycling» und eine neue Nutzungsdauer.

Stichworte: Stahl – UHFB-Verbund, Vorfabrikation, Bahnbrücke, Denkmalpflege, Nachhaltigkeit

1. Einleitung

Das rund 800 m lange, denkmalgeschützte Viadukt der doppelspurigen SBB-Bahnlinie zwischen Zürich Hauptbahnhof und Wipkingen bestand bei der Inbetriebnahme im Jahre 1896 aus einer Folge von genieteten Stahlbrücken und Naturstein-Mauerwerksviadukten. Die Stahlbrücken wurden vom Schweizer Chefingenieur Jules Röthlisberger der damaligen Firma «Società Nazionale delle Officine di Savigliano» in Turin projektiert und gebaut. Die Mauerwerksgewölbereihen wurden vom damaligen Nordostbahn Chefingenieur Robert Moser projektiert. Die beiden Projektingenieure waren zu ihrer Zeit sehr berühmte Schweizer Brückenbauer. Das Bauwerk ist ein Denkmal der Ingenieurbaukunst von nationaler Bedeutung (Abb. 1).



Abb. 1: Teilansicht des Wipkingerviadukts nach dem «Upcycling» (Foto E. Brühwiler, 15. Mai 2025)

Die Anforderungen an den künftigen Bahnbetrieb hinsichtlich der Fahrbahngeometrie sowie der Bauwerkszustand veranlassten die SBB vor rund 10 Jahren, die Erneuerung des Wipkingerviadukts zu planen. Neben der Instandsetzung der bestehenden Bausubstanz des Viadukts sollte diese

Erneuerung eine Anpassung der Fahrbahn an die neuen Normanforderungen beinhalten. Besonders herausfordernd war dabei die Erhaltung der vier verbleibenden Zwillingsbrücken in genieteter Stahlbauweise. Bei den Stahlbrücken handelt es sich um Bahnüberführungen über vier städtische Strassen.

2. Projektidee und Entwurf

2.1. Konzept für die Erhaltung

Im Jahr 2017 präsentierten die SBB den Denkmalschutzbehörden von Bund, Kanton und Stadt ein Abriss-Ersatzneubau Projekt, denn eine «Nachrechnung» führte zum vorhersehbaren üblichen Ergebnis, dass die rechnerische Ermüdungssicherheit nicht erfüllt ist. Beauftragt vom Bundesamt für Kultur schlug der erste Autor vor, mit neuartigen Ingenieurmethoden und Technologien ein neues Projekt erarbeiten.

Das vorgeschlagene Konzept zur Erhaltung der Stahlbrücken beruhte auf zwei Hypothesen:

1. Die Ermüdungssicherheit der genieteten Stahlbrücken wird messwertbasiert mit einem Monitoring nachgewiesen.
2. Die Anforderungen des künftigen Bahnverkehrs werden mit einer neuartiger Verbundkonstruktion erreicht, indem ein neuer leichter Schottertrog aus UHFB (Ultra-Hochleistungs- zementgebundener Faserverbund-Baustoff) auf die genietete Stahlkonstruktion gesetzt und mit dieser verbunden wird.

Im Jahr 2018 wurde der Monitoring-basierte Ermüdungsnachweis durchgeführt und das Vorprojekt für die Ertüchtigung der Stahlbrücken erarbeitet und validiert. Um das Erscheinungsbild der Mauerwerksviadukte zu bewahren, wurde zudem entschieden, den Schottertrog auch auf den Mauerwerksviadukten, ebenfalls unter Einsatz von UHFB, zu erneuern [1].

In dieser ersten Phase wurden mehrere Prüfeningenieure sowie bereits auch das Bundesamt für Verkehr in die Projektkontrolle miteinbezogen. Parallel zum Plangenehmigungsverfahren ab 2019 wurde das Bauprojekt ausgearbeitet und im Jahr 2023 ausgeschrieben. Die Bauarbeiten wurden während einer einjährigen Totsperrung der Bahnlinie ausgeführt. Seit dem 15. Dezember 2024 ist die erneuerte SBB Wipkingerlinie wieder in Betrieb.

2.2. Monitoring-basierter Ermüdungsnachweis

Während der bisherigen rund 120-jährigen Nutzung wurde jede Stahlbrücke bereits von insgesamt etwa 5 Millionen Zügen befahren. Dies führt zur Plausibilitätsüberlegung, dass die einwirkenden Ermüdungsspannungen bisher nie grösser sein konnten als die Ermüdungsdauerfestigkeit der Nietverbindungen. Somit bestand das Ziel des Monitorings darin, anhand von Messwerten zu bestätigen, dass die Ermüdungsspannungen in den massgebenden, genieteten Verbindungen während des bisherigen Bahnbetriebs immer kleiner waren als die Ermüdungsdauerfestigkeit. Dieser Nachweis konnte erbracht werden [2].

2.3. Entwurf des UHFB-Schottertrogs und der Stahl – UHFB-Verbundkonstruktion

Die künftig deutlich höheren Schotterlasten und die schwereren Bahnlastmodelle der Normen erforderten eine höhere Tragfähigkeit der genieteten Stahlbrücken. Um diese effektiven und theoretischen Beanspruchungen sicher aufzunehmen, wurde ein UHFB-Schottertrog in Leichtbauweise entworfen, der auf die Obergurte der Fachwerkträger aufgesetzt und mit diesen kraftschlüssig verbunden wurde (Bild 2). Der neue Trog sollte das Gewicht des bestehenden Trogs inklusive des zukünftigen dickeren Schotterbetts nicht überschreiten.

Der Schottertrog besteht aus einer 60 mm starken UHFB-Wanne, die mit Rippen in Querrichtung im Abstand von 1,25 m (welche einem halben Fachwerkfeld entsprechen) ausgesteift ist und mit

einzelnen Betonstahl-Stäben in Haupttragrichtung bewehrt ist. Die Kräfte infolge Verbundwirkung werden durch ein neuartiges Verbunddetail in den Obergurt des Fachwerkträgers eingeleitet.

Der resultierende Stahl-UHFB Verbundträger der Brücke besteht somit aus dem ursprünglichen genieteten Stahlfachwerkträger von 1896 und dem neuen Trog aus UHFB der Sorte UB gemäss [5] mit den nach den Neubaunormen erforderlichen, geometrischen Abmessungen. Der UHFB-Trog besteht aus vorgefertigten Elementen, die in Querrichtung über Querrufe verbunden wurden, die vor Ort kraftschlüssig mit UHFB verschlossen wurden.

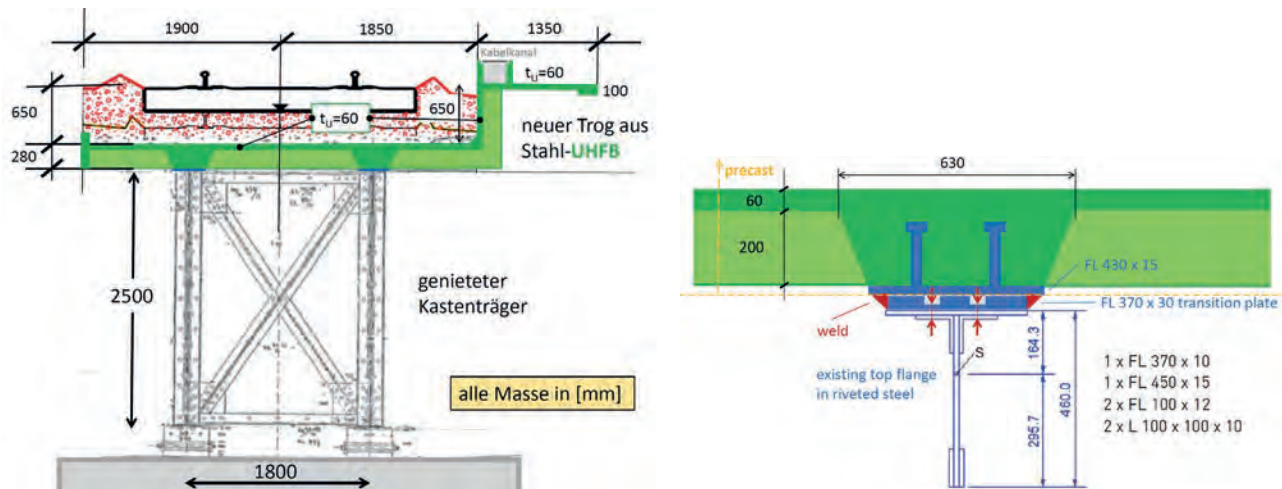


Abb. 2: Querschnitt des Stahl – UHFB-Verbundträgers (links) und Verbunddetail (rechts)

Das Konstruktionsdetail zur Herstellung des Verbunds zwischen genietetem Obergurt und dem UHFB-Trog (Abb. 2, rechts) und das zugehörige Bauverfahren sind neuartig¹ (siehe Kap. 4) und ermöglichen eine relativ schnelle Bauweise.

3. Bemessung und Nachweise des Stahl-UHFB Verbundträgers

3.1. Anforderungen und Tragwerksanalyse

Der Stahl – UHFB-Verbundträger wurde für eine Tragfähigkeit bemessen, die derjenigen einer nach den Neubaunormen bemessenen neuen Brücke entspricht. Entsprechend wurde das Lastmodell 1 für Bahnlasten sowie das Lastmodell für Entgleisung der Neubaunorm SIA 261 angesetzt. Die geforderte Nutzungsdauer entsprach derjenigen einer neuen Brücke.

Die Vorbemessung erfolgte mit einer Handrechnung unter Anwendung der analytischen Widerstandsmodelle und des Sicherheitsformats gemäss dem Merkblatts SIA 2052 [5] für den UHFB-Trog und den Normen SIA 269/3 und SIA 269/4 für die genietete Stahlkonstruktion und den Verbundträger.

Die Bemessung wurde danach mithilfe eines räumlichen FE-Tragwerksmodells (Abb. 3) sowie des Verbunds zwischen dem UHFB-Trog und dem Obergurt des Fachwerksträgers ausführlich überprüft und die Abmessungen, wo notwendig, angepasst. Die Schnittgrössen wurden nach der linearen Elastizitätstheorie ermittelt. Der UHFB-Trog wurde räumlich mit Schalenelementen modelliert.

Mithilfe der realitätsnahen Modellierung eines UHFB-Segments mit Volumenelementen konnten auch die zeitabhängigen Dehnungen und Spannungen im Trogelement infolge Schwindens und Kriechens des UHFB analysiert werden. Die berechneten Werte waren relativ gering, sodass auf eine

¹ Der 1. Autor hat das Detail für die Erneuerung im Jahre 2004 der rund 180m langen Fahrbahnplatte der Schwarzwasser-Strassenbrücke bei Schwarzenburg BE, die im Jahr 1888 ebenfalls von Jules Röthlisberger entworfen und gebaut wurde, entwickelt.

thermische Nachbehandlung der UHFB-Elemente zur Reduktion von Schwind- und Kriechverformungen verzichtet wurde.

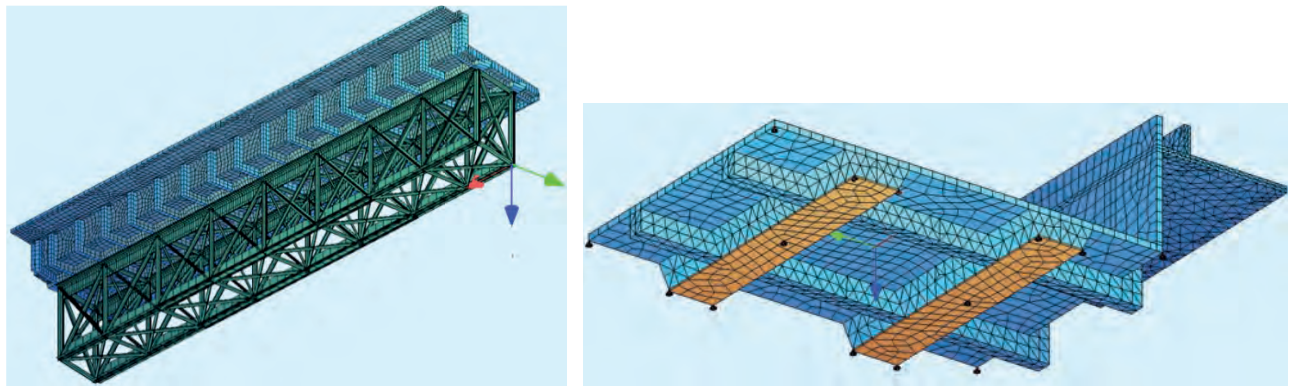


Abb. 3: FE-Modell des Stahl – UHFB-Verbundträgers (links) und des UHFB-Segments inkl. Stahlplatte, das mit Volumenelementen modelliert wurde.

Konstruktive Details und die Bewehrungsführung in den UHFB-Elementen wurden in Analogie mit Angaben in der ASTRA Dokumentation UHFB [3] erarbeitet.

3.2. Rechnerischer Ermüdungsnachweis (Tragsicherheit Typ 4)

Mit den FE-Modellen konnte eine verfeinerte Spannungsanalyse des Verbundträgers an seinen massgebenden Stellen und Details durchgeführt werden. Die FE-Modelle wurden vorgängig anhand von gemessenen Werten des Monitorings der Brücke Josefstrasse von 2018 validiert. Dabei handelte es sich um eine Brückenkonstruktion bestehend aus zwei genieteten Stahlfachwerkträgern und einem armierten Betontrog, der durch den neuen UHFB-Trog ersetzt wurde. Die zwei Fachwerkträger (je Gleis) verlaufen parallel in einem Abstand von 1.80 m. Sie sind 2.86 m hoch und haben eine Gesamtspannweite von 22.13 m. Sie besitzen 9 Felder (1 x 1.805 m, 1 x 2.823 und 7 x 2.50 m). Die parallelgurtige Fachwerkbrücke ist schief gelagert. Die FE-Modelle konnten so auch für die detaillierte Tragwerksanalyse der anderen, bauähnlichen Stahlbrücken verwendet werden.

Für die genietete Fachwerkkonstruktion konnten die rechnerischen Ermüdungsnachweise nach den aktuellen SIA-Neubaunormen zunächst nicht erbracht werden. Daher wurden die Ermüdungsnachweise mittels der Ergebnisse des Monitorings durchgeführt. Durch die Ergänzung mit dem neuen UHFB-Trog erhöht sich die Trägersteifigkeit, wodurch sich die Ermüdungsspannungen in der genieteten Fachwerkkonstruktion im Vergleich zur ursprünglichen Konstruktion mit dem Betontrog um etwa 13 % reduzieren. Dieser Einfluss wurde beim Ermüdungsnachweis berücksichtigt, sodass sogar die Dauerfestigkeitsnachweise für alle Bauteile erfüllt wurden.

Die nach Neubaunorm berechneten Spannungsschwingbreiten im genieteten Untergurt der Stahlkonstruktion (86 N/mm^2) sind um mehr als 50 % grösser als die beim Monitoring an gleicher Stelle gemessenen Spannungsschwingbreiten. Dies bedeutet, dass die genormten Ermüdungslasten für manche Brückenbauwerke sehr weit auf der sicheren Seite liegen (das gleiche Ergebnis wurde in [4] für Strassenbrücken demonstriert).

3.3. Rechnerischer Nachweis der Tragsicherheit Typ 2 («Bruchnachweis»)

Bei den Nachweisen wurde – konservativ – der elastische Tragwiderstand als unterer Grenzwert des Tragwiderstands der Verbundkonstruktion berechnet. Die Rechenergebnisse zeigen:

- Der angenommene UHFB – Stahl Verbund-Querschnitt weist einen um 13 % höheren (elastischen) Biegetragwiderstand auf verglichen mit dem Querschnitt des originalen, genieteten Stahl-Fachwerkträgers.
- Der Biegetragwiderstand ist gegenüber dem Querkrafttragwiderstand massgebend.

- Die Tragsicherheit wurde unter Berücksichtigung des elastischen Biegetragwiderstands erreicht. Aufgrund des kraftschlüssigen Verbunds zwischen dem genieteten Träger und dem UHFB-Schottertrog wurden die Tragsicherheitsnachweise (Biegung und Schub) gemäss dem elastischen Widerstandsmodell erbracht.
- Für die Bemessung (Abmessungen UHFB, Betonstahlbewehrung) der Querrippen des Schottertrogs waren die Entgleisungs-Lastmodelle massgebend.

3.4. Rechnerischer Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Um zu gewährleisten, dass die zugbeanspruchten UHFB-Bauteile ohne Risse und wasserdicht sind, darf die Dehnungsgrenze von 1 ‰ gemäss SIA 2052, Art. 4.2.4.2 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit GZG rechnerisch nicht überschritten werden. Die Dehnung wurde infolge der räumlichen Schnittgrössen mit Hilfe des 3D-Modells ermittelt. Alle rechnerischen Nachweise konnten erfüllt werden.

3.5. Bemessung der Stossfuge UHFB-Trog

Die auf die Querruge einwirkenden Schnittkräfte im GZT2 wurden mit dem detaillierten FE-Modell berechnet, unter Berücksichtigung der UHFB-Querschnittsschwächung, die mit entsprechender Anschlussbewehrung Ø12/150 mm kompensiert wurde (Abb. 4). Die Berechnungen bestätigten die konstruktiv festgelegten Abmessungen des Fugendetails.

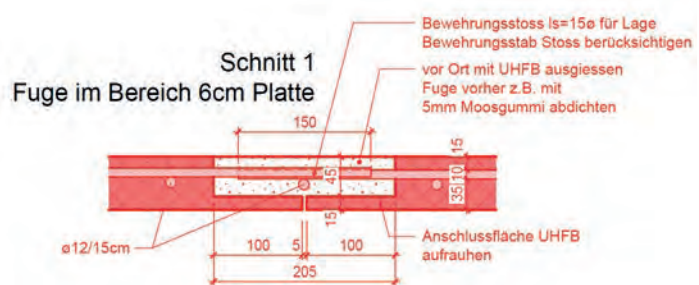


Abb. 4: Querruge zwischen zwei Trogelementen

3.6. Seitlicher Anprall auf UHFB-Randbord

Eine interessante Erkenntnis aus den statischen Berechnungen war der seitliche Anprall eines entgleisten Zugs auf das UHFB-Randbord. In den ersten Projektphasen und in Rücksprache mit dem BAV wurde das Risiko eines seitlichen Anpralls eines Bahnfahrzeugs an das Randbord des Gleistrogs aufgrund der nicht gegebenen Verhältnismässigkeit akzeptiert und das Randbord musste zunächst nicht auf die Aufnahme der Anpralllasten ausgelegt werden.

Erst in der Ausführungsphase wurde gemäss einer nachträglich vom BAV verlangten Auflage eine maximal aufzunehmende Anprallkraft $Q_{yd} = 400 \text{ kN}$ für seitlichen Anprall angesetzt werden. Dabei zeigte sich, dass die Stahlkonstruktion massgebend war, insbesondere die Endquerdiagonalen des Fachwerkträgers. Der UHFB-Trog und sein Randbord sind durch die Querrippen robust und könnten eine seitliche Anprallkraft 1000 kN aufnehmen.

4. Bauausführung

Im Jahr 2024 wurden das Bahnviadukt und die angrenzende Infrastruktur (Bahnhof und Tunnel) erneuert, während der Bahnbetrieb auf andere Strecken umgestellt wurde. Die Bauausführung verlief planmässig.

Der Bau des Stahl – UHFB-Verbundträgers und die Herstellung des Verbunddetails verliefen nach folgenden Schritten:

- 1) Entfernen von Nieten und der Zulagelamellen auf dem Obergurt des Fachwerkträgers, und Aufsetzen einer neuen 30 mm dicken Obergurt-Platte aus Stahl S 355, die mit den Winkeleisen und der Grundlamelle verschraubt werden.
- 2) Vorfabrikation der 2,5m langen UHFB-Trogelemente mit integrierter Stahl-Grundplatte, auf der zwei Reihen Schubdübel aufgeschweisst sind. (Wiederum zeigte es sich, wie wichtig Eignungsprüfungen (Vorversuche) sind, da mit gewissen UHFB-Produkten nicht immer die geforderte, super-fliessfähige Frisch-UHFB Konsistenz erhalten wird und der Giessvorgang bei der Herstellung der relativ dünnwandigen UHFB-Fertigteile manchmal zu schnell ausgeführt wird und es dabei zu „Verstopfern“ kommen kann.)
- 3) Aufsetzen (auf der neuen Obergurt-Platte, die als ebene Auflagefläche diente) der UHFB Trogelemente; dank des geringen Gewichts der Fertigteile war der Montagevorgang relativ schnell (Abb. 5).
- 4) Die Quertugen werden vor Ort mit Frisch-UHFB kraftschlüssig verfüllt und abgedichtet^{2, 3} (Die Dichtigkeit einzelner Quertugen wurde kontrolliert, indem mit einem aufgeklebten Rahmen ein Wasserbad mit einer Wassertiefe von 5cm auf der Fuge aufgebaut und der Wasserstand über 5 Stunden gemessen resp. festgestellt wurde, dass kein Wasser durch die Fuge abfloss. Zur Gewährleistung der Dichtigkeit der Fuge ist die Vorbereitung der Kontaktflächen des Fugendetails mit dem Verguss-UHFB gemäss den Angaben in [3] entscheidend, um eine Haftung (einer Festigkeit von etwa 3 MPa) zu erhalten.)
- 5) Herstellung der Verbundwirkung zwischen genietetem Stahlträger und dem UHFB-Trog durch zwei Längs-Schweissnähte entlang der Grundplatte im Trog und der neuen, auf dem Obergurt aufgeschraubten Ausgleichsblech (Abb. 5). (Um den Einfluss der Temperatureinwirkung durch die Schweissung auf den UHFB zu verifizieren, wurde eine Eignungsprüfung an einem massstäblichen identischen Prüfkörper durchgeführt. Die gemessene Maximaltemperatur von 60.5 °C trat während einer kurzen Dauer von wenigen Minuten auf und vermochte nicht, den UHFB zu beschädigen, d.h. es traten keine Abplatzungen auf.)

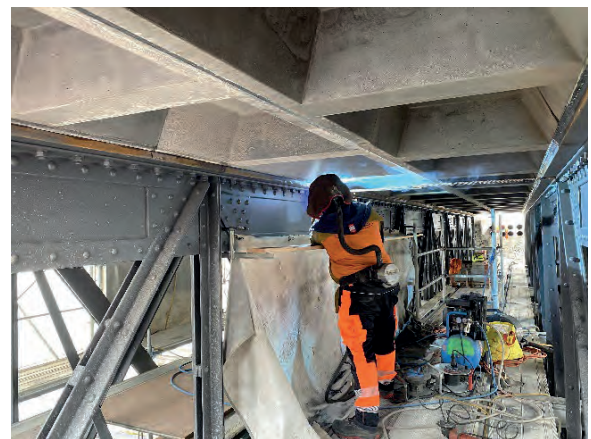


Abb. 5: Die gespiegelt identischen Stahl-UHFB-Trogelemente wurden auf den parallel angeordneten Zwillings-Stahlbrücken positioniert und mit der neuen Obergurtlamelle verschweisst. Der Quertugen wurden mit UHFB kraftschlüssig verschlossen. (Fotos: E. Brühwiler. 30.05. und 03.07.2024)

² Der Schottertrogt ist wie eine Badewanne ohne Stöpsel, d.h. der Trog sammelt das Regenwasser und führt es gezielt über die Entwässerung ab. Örtlich begrenzte Feucht- und Tropfstellen (z.B. in Quertugen) sind grundsätzlich unerwünscht, belasten jedoch den Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion nicht wesentlich.

³ Ein Zusammenspannen der Trogelemente mit mehreren Monolitzen ist ebenfalls machbar, wobei die Quertuge Schubnocken enthält und mit Epoxykleber abgedichtet wird, ähnlich wie bei der Segementbauweise.

5. Fazit

Alle bahn- und brückenbautechnischen Anforderungen gemäss den Neubaunormen sind eingehalten. Die Stahl – UHFB-Verbundbrücke weist eine mindestens gleiche Leistungsfähigkeit und Nutzungsdauer auf wie eine neue Brücke. Die Baukosten für die Stahl – UHFB Verbundbrücken können aus vergabetechnischen Gründen, und da sie Teil einer Gesamtvergabe sind, nicht genau ermittelt und angegeben werden. Es kann jedoch abgeschätzt werden, dass die Baukosten verhältnismässig d.h. geringer als hypothetische Baukosten eines Abriss-Ersatzneubauprojekts waren.

Die baukulturellen Werte dieses Ingenieurbauwerks von nationaler Bedeutung konnten umfassend bewahrt werden (Bild 6).



Abb. 6: Der UHFB-Schottertrug auf den genieteten Stahlträgern nimmt die filigrane Formensprache der ursprünglichen Stahlbrücken und Mauerwerkkrone auf und schreibt sie weiter. Die auskragende UHFB-Platte vereint die leichten, genieteten Stahl – UHFB Brücken mit dem massiven, jedoch filigran gestalteten Natursteinviadukt. (Fotos: E. Brühwiler, 16.04.2025)

Der Verbrauch von Baustoffen und der Ausstoss von Treibhausgasen wurde nicht detailliert berechnet. Wie von vielen Erhaltungsprojekten bereits bekannt und einfach einsehbar, darf davon ausgegangen werden, dass die Umweltbilanz des ausgeführten Projekts um ein Mehrfaches besser ist als die traditionelle Abriss-Ersatzneubauweise.

6. Folgerung

Bei der Erhaltung von Brücken erfordern die Anforderungen der Nachhaltigkeit und Denkmalpflege innovative Lösungen. Dank dem Einsatz von Monitoring-basierten Ingenieurmethoden und der UHFB-Bauweise konnten die genieteten Stahlbrücken des SBB Wipkingerviadukts für den künftigen Bahnverkehr modernisiert werden, bei Erhaltung der ursprünglichen Bausubstanz und unter Bewahrung der baukulturellen Werte. Dieses Brückenerhaltungsprojekt ist nach Wissen der Autoren weltweit erstmalig und ist selbstverständlich auch für Bauwerke ohne bedeutende baukulturelle Werte effizient anwendbar.

7. Literatur

- [1] BRÜHWILER, E., UHFB in Stein und Stahl («Upcycling» des SBB Wipkingerviadukts), *Tec21* Nr. 13/2025, S.28-33.
- [2] SCHILTZ, P., BRÜHWILER, E., Monitoring-basierter Ermüdungsnachweis der genieteten Stahlkonstruktion einer Bahnbrücke, *Bautechnik* 98 (2021), Heft 10, Ernst & Sohn Verlag Berlin, S. 785-792. <https://doi.org/10.1002/bate.202100072>
- [3] ASTRA Dokumentation 8202231 (2023), «UHFB für die Erhaltung und den Bau von Kunstbauten», Bundesamt für Strassen, https://www.astra.admin.ch/dam/astra/de/dokumente/-standards_fuer_nationalstrassen/astra_82022_uhfb_fuer_die_erhaltung_und_den_bau_von_kunstbauten.pdf.download.pdf/82022d.pdf
- [4] Touilbi, A.; Brühwiler, E. (2022) Neuartige Methode zum Ermüdungsnachweis bestehender Strassenbrücken mittels Monitoring, *Beton- und Stahlbetonbau* 117, Heft 3, S. 155-166.
- [5] Merkblatt SIA 2052 (2016) Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 592052:2016.
- [6] Norm SIA 269/3 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Stahlbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 505269/3:2011.
- [7] Norm SIA 269/4 (2011) Erhaltung von Tragwerken – Stahl-Beton-Verbundbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, SN 505269/4:2011.

Renforcement et remise en état du Pont de l'usine électrique de Broc

Damien Metry

Ingénieur civil EPF

sd ingénierie fribourg sa

Fribourg, Suisse

Résumé

Le présent projet consiste à la remise en état du Pont de Broc, un pont historique datant de 1920 et protégé au degré 1. Le pont est situé sur une route privée appartenant au Groupe E, qui sert d'accès unique à l'usine, à l'exposition publique «Electrobroc», ainsi qu'à un cheminement pédestre pour le tour du lac de la Gruyère.

Le projet vise à garantir la sécurité structurale pour le trafic routier et la livraison de transformateurs de 50 tonnes par convois exceptionnels, prolonger la durée de vie du pont, rétablir la géométrie routière, supprimer l'évacuation des eaux sur le pont et maintenir l'aspect esthétique du pont.

L'astuce de renforcement proposée, exploite une hauteur statique supplémentaire avec l'ajout d'un tirant en CFUP armé sur la voûte existante dont la liaison statique des efforts est assurée par les murs tympans.

Le chantier inclut la déviation des services, la modification du profil en long et des dévers, et diverses interventions sur le pont. La réalisation du chantier comprend la mise en place du CFUP, le coffrage et le bétonnage des bordures et le reprofilage des murs tympans et de la voûte.

Le retour d'expérience indique que la durée totale du chantier a été d'environ six mois, avec des interventions principales de huit semaines jusqu'au bétonnage du tablier en opération coup de poing (fermeture totale du pont pendant 5 jours). Les avantages du CFUP incluent une intervention économique, la conservation du pont existant, et la protection de la voûte contre les infiltrations.

Mots clefs : *renforcement, remise en état, CFUP*

1. Le contexte

L'usine électrique de Broc, propriété du groupe E, dispose d'un seul accès routier par l'intermédiaire d'un pont voûte en béton armé enjambant la Jogne sur la commune Broc en Gruyère. Cet ouvrage datant de 1919 est l'unique moyen d'acheminer des machines et pièces lourdes sur la rive droite du cours d'eau. Ce pont fait partie de l'itinéraire pédestre permettant de faire le tour du lac de la Gruyère et désert aussi des champs agricoles en exploitation.

Le pont a subi les assauts du temps et a montré de fortes dégradations sur ses éléments structuraux primaires, avec notamment une voûte présentant de nombreuses traces d'infiltrations d'eau et d'éclatements de béton. Les bordures surplombant les murs tympans de la voûte sont très endommagées et un relevé a montré qu'au droit du mur tympan le plus endommagé, un affaissement de la chaussée s'est produit avec une fissuration dans le revêtement.

Le maintien de l'utilisation du pont et sa capacité à supporter des charges de convois exceptionnels a influencé l'orientation du projet dès les premières études. Le maître de l'ouvrage avait comme impératif d'avoir toujours un accès à l'usine ainsi que l'exposition d'Electrobroc. Cette consigne a conduit l'auteur de projet à proposer trois variantes principales d'intervention, distinctes par leurs coûts et la durée des travaux :

1) Démolition et reconstruction d'un nouveau pont : Cette variante a pour but d'explorer la possibilité de démolir ou construire un nouveau pont à côté de l'existant.

2) Renforcement et remise en état traditionnelle : Cette variante nécessite une intervention lourde de démolition et la construction d'un nouveau tablier en béton armé avec de nouvelles bordures sur la voûte existante.

3) Renforcement et remise en état avec CFUP : Cette variante de remise en état et de renforcement exploite des nouvelles technologies innovantes de renforcement.

2. Compétitivité du CFUP

Le développement des trois variantes d'intervention a pour but de choisir le type de projet le plus adapté à la situation donnée. Après un prédimensionnement et un chiffrage financier des projets l'étude multicritères a permis de mettre en évidence des avantages solides pour le renforcement au CFUP (Composite Cimentaire Ultra-Performant) au détriment de la construction d'un nouveau pont ou d'une remise en état traditionnelle. Les principaux arguments favorables à la remise en état sont :

- Financiers, avec un coût de renforcement et remise en état équivalent la moitié de la somme d'investissement pour un nouveau pont.
- Travaux légers et circonscrits au nécessaire
- Rapidité des travaux et maintien de l'accès à l'usine moyennant une opération coup de poing
- Economie des matériaux et développement durable
- Procédure de mise à l'enquête simple
- Préservation des surfaces non-construites
- Conservation du patrimoine bâti

Tab. 1 : Etude multicritère ; Variantes d'intervention

Variantes		V1 : Remplacement pont		V2 : Remise en état traditionnelle		V3 : Remise en état CFUP	
Critères	Pondération	Note	Note pondérée	Note	Note pondérée	Note	Note pondérée
Durée du chantier	10	3	30	4	40	5	50
Emprises provi. et déf.	10	4	40	4	40	4	40
Gêne du chantier	10	3	30	4	40	4	40
Aspects financiers	40	3	120	4	160	5	200
Aspects administratifs	20	3	60	4	80	4	80
Aspects environnementaux	5	3	15	4	20	4	20
Aspects techniques	5	4	20	4	20	4	20
Total	100		315		400		450
Classement			3		2		1

On constate sur une majorité de critères que la variante 3 se détache de la variante de remplacement du pont et dans une moindre mesure par rapport à une remise en état traditionnelle. Cette différence est très marquée sur les critères financiers et administratifs dont le poids a été pondéré de manière substantielle. La variante 2 atteint pour chaque critère un bon score ce qui démontre que cette solution est polyvalente et ne présente pas d'inconvénients majeurs.

Fort des avantages de la variante de remise en état au moyen du CFUP, le maître de l'ouvrage a décidé de mettre à l'enquête le projet renforcement proposé par le bureau d'ingénieur civil aux détriments des autres variantes.

Après poursuite des études, il s'avère aussi que le pont de l'usine électrique de Broc est inscrit au registre des biens culturels avec une valeur de recensement C et une catégorie de protection 3. Il en résulte que sa structure porteuse primaire est protégée, ce qui appuie encore le choix d'une intervention de type renforcement. La construction d'un nouveau pont parallèle à l'existant est certes possible, mais aurait engendré encore d'avantage de coûts d'investissement, d'emprises définitives et des impacts environnementaux.

Le projet de remise en état du pont maintient la voûte qui représente la structure porteuse primaire du pont tout en ajoutant un dallage de protection en CFUP qui améliorera l'étanchéement de la face supérieure du pont (suppression de l'origine des dégâts de la voûte) ainsi qu'un renforcement par effet de tirant soulageant la voûte. Le dallage de protection en CFUP est placé sous le revêtement en bitume, soit non visible.

En conclusion, la structure porteuse primaire reste inchangée et sera remise en état lors des travaux.

3. Concept d'intervention

L'intervention de remise en état et de renforcement exploite les technologies de renforcement d'ouvrages d'art avec l'application d'une couche de CFUP armée avec des barres d'armature. Le projet de remise en état et de renforcement a pour but d'assurer une durabilité accrue de l'ouvrage et de garantir la sécurité structurale face aux sollicitations de trafic décrites dans les normes de construction modernes ainsi que les convois exceptionnels pour la livraison de transformateurs à l'usine électrique.

Le concept de renforcement comporte la mise en place d'un dallage en CFUP reliée en clef de voûte et aux murs tympans avec des armatures scellées chimiquement. Avec la mise en place du CFUP, l'origine des phénomènes de détérioration a été supprimée si bien qu'il est possible de procéder à de simples réparations ponctuelles des dégâts actuellement visibles sous la voûte et les murs tympans. Cette solution économique est privilégiée par rapport à une intervention généralisée sur l'ensemble des surfaces sous tablier. Les éclats de béton ont été piqués et les évidements ainsi laissés sont remplis au mortier de réparation selon les règles de l'art.

La face supérieure des bordures va subir une hydrodémolition afin de créer une adhérence rugueuse avec la nouvelle couche de CFUP pour l'introduction des forces du tirant. Ce procédé va permettre en même temps l'évacuation du béton contaminé par les chlorures et la carbonatation.

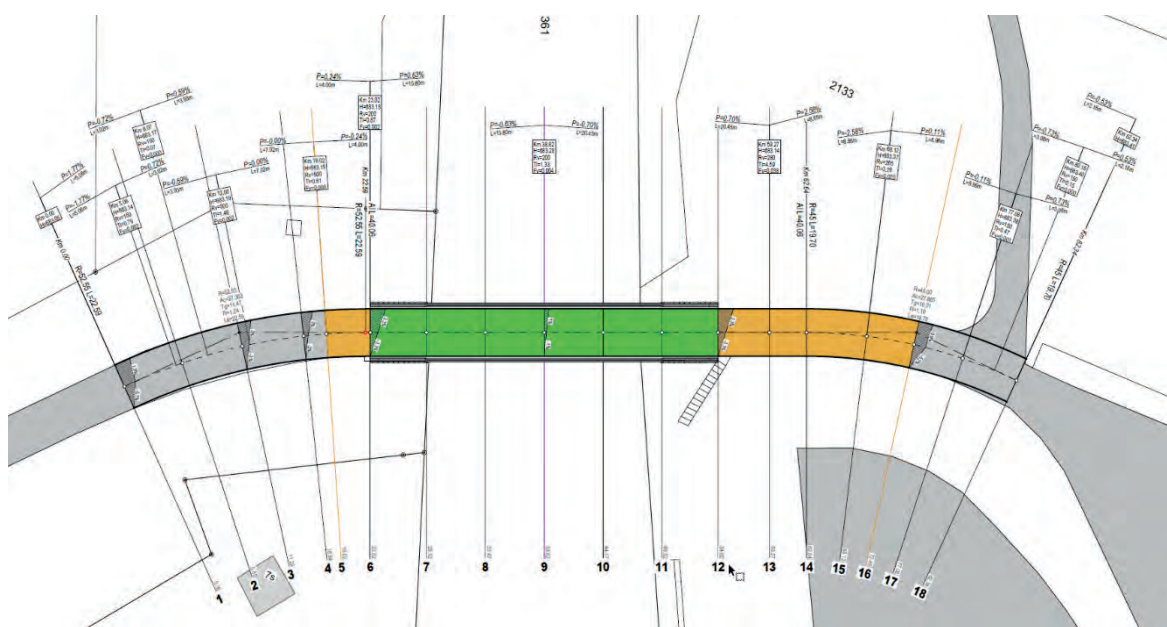


Fig. 1 : Vue en situation des dévers et pentes

Le périmètre d'intervention se limite à la superstructure supérieure du pont ainsi que des assainissements ciblés sur les murs tympans, face inférieure de la voûte et les bordures du pont. A noter encore qu'aucune intervention n'est prévue dans la zone des fondations ou dans le lit du cours d'eau. Pour reconstituer des pentes pour l'écoulement et la récolte des eaux de surfaces, la route d'accès doit être reprise sur une certaine distance afin de garantir un raccord et une évacuation conforme des eaux de ruissellement.

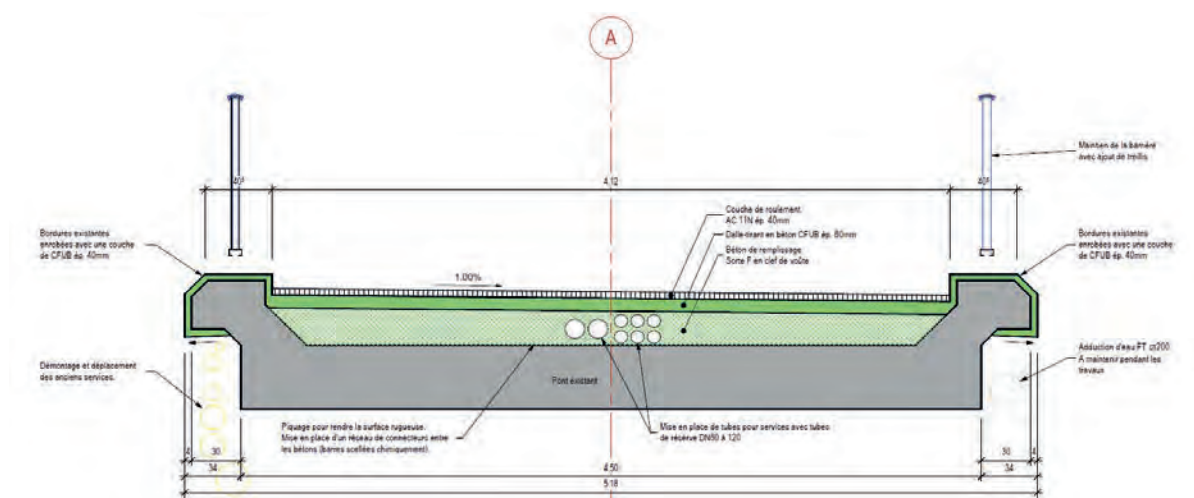


Fig. 2 : Section type du pont avec renforcement CFUP

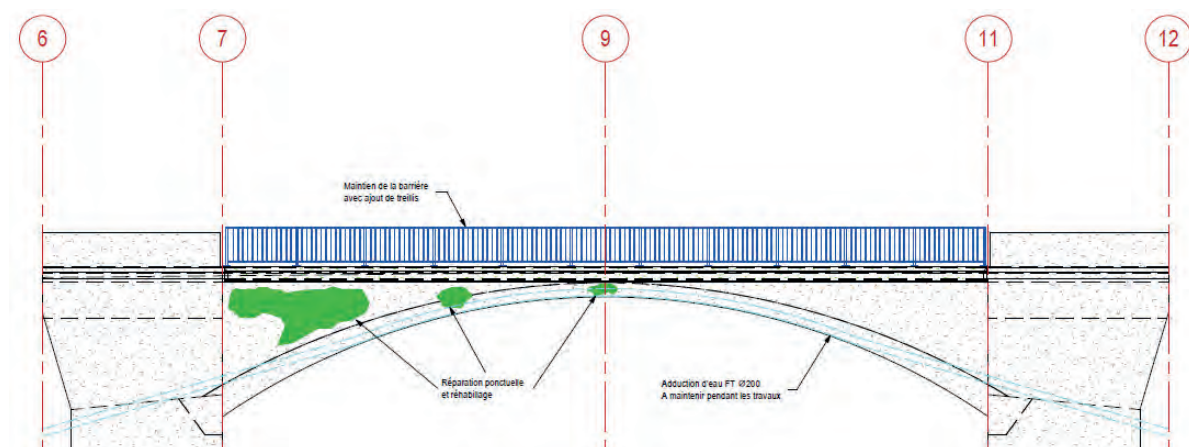


Fig. 3 : Vue en élévation du pont

Lors des travaux, la mise en un platelage capable de supporter les coffrages et les travaux d'hydrodémolition a permis de réaliser les différents travaux tout en protégeant le lit du cours d'eau. Pendant cette phase, le gabarit hydraulique sous le pont était considérablement réduit. Afin de diminuer tout risque de perte du portique, le maître de l'ouvrage et le bureau d'ingénieur ont procédé à des calculs hydrauliques avec des consignes précises en cas de crue.

L'intervention se déroule en plusieurs phases pour garantir l'accès à l'usine. Néanmoins, pour la mise en place de la couche centrale de CFUP du dallage, les participants au projet ont préféré une opération « coup de poing » avec une courte fermeture du pont de 5 jours. Même dans cette phase critique de travaux, l'usine est restée accessible par un itinéraire de contournement piétonnier franchissable par les piétons et cyclistes. Il faut aussi noter que la circulation sur le pont est très faible et ne s'effectue que de manière ponctuelle pour accéder à l'usine.

4. Le renforcement

Le renforcement a pour but d'assurer une durabilité accrue de l'ouvrage et de garantir la sécurité structurale face aux sollicitations de trafic normal et exceptionnel décrites dans les normes SIA 269/1 et SIA 261/1.

D'un point de vue statique, au lieu que la voûte existante supporte seule les efforts de flexion/compression sous l'effet d'un chargement asymétrique de trafic, l'ajout du tirant CFUP permet d'exploiter une hauteur statique supplémentaire et de garantir la sécurité structurale du pont après renforcement pour ces cas de charges.

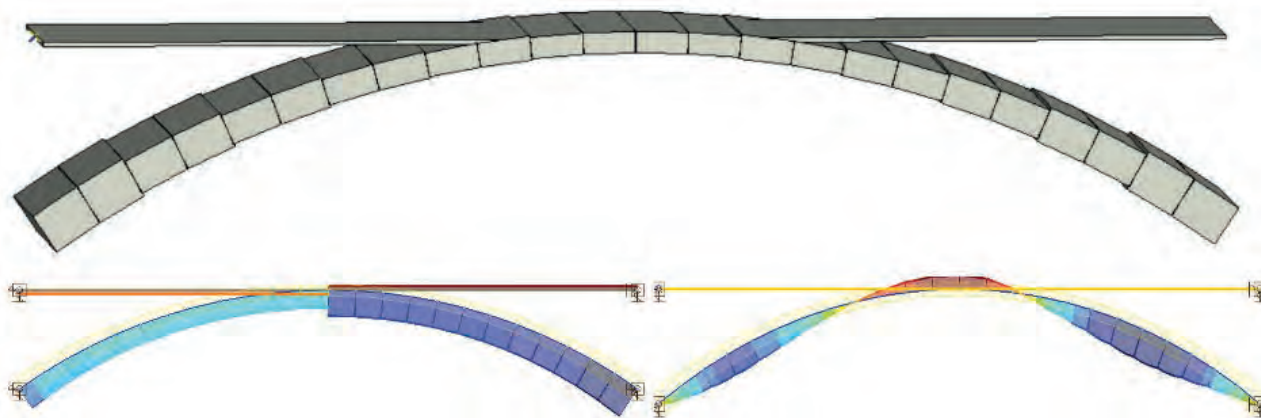


Fig. 4 : Modèle statique avec le tirant CFUP

Les efforts du tirant CFUP sont équilibrés par des bielles de compression à travers les murs tympans en béton ancrés sur la voûte aux culées. La transmission des efforts du tirant aux murs tympans est assuré par l'emballage des têtes de murs avec la couche CFUP ainsi que la mise en place d'armatures scellées chimiquement.

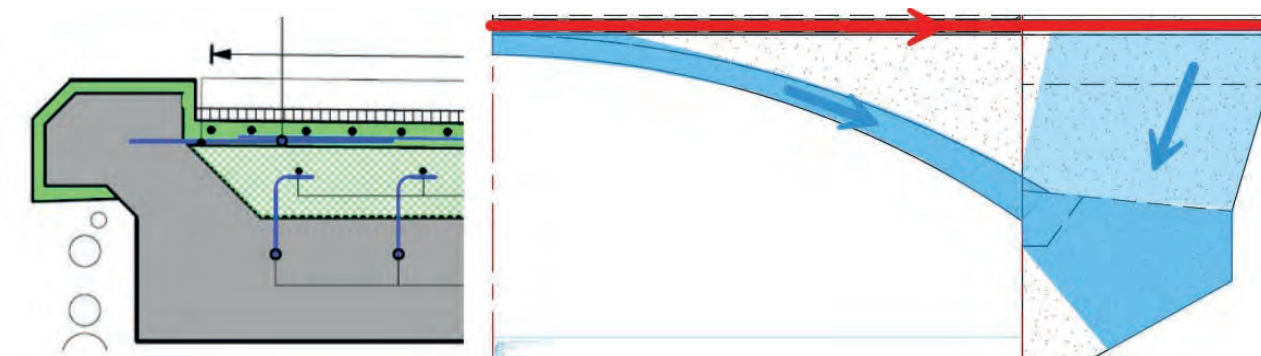


Fig. 5 : Détail de liaison avec le tirant CFUP et les jeux de forces sur la demi-vue du pont

Un choix de dimensionnement a été admis pour le tirant CFUP en adoptant le principe que la reprise des efforts de traction du tirant est assurée par une armature passive sans exploiter la résistance en traction du CFUP.

La couche de CFUP permet de résoudre plusieurs points clefs du projet d'intervention, à savoir :

- Renforcement statique de la voûte par la création d'un tirant armé
- Diffusion et répartitions des charges de trafic sur la voûte
- Couche étanche stoppant les infiltrations à travers la voûte.
- Dalle de transition aux culées du pont.
- Création d'une goutte pendante aux bordures et une meilleure géométrie
- Stabilisation des murs tympans de la voûte.

Ci-dessous, une liste non-exhaustive des travaux réalisés dans le cadre de l'intervention :

- Installations de chantier et mise en place d'un platelage de travail sous la voûte du pont.
- Déviation des services fixés au pont pour les intégrer à la voûte
- Démolition et évacuation du revêtement, des bordures et des garde-corps.

- Exécution des bordures en CFUP
- Réalisation du dallage en CFUP armé.
- Travaux d'hydrodémolition et reprofilage de la voûte et des murs tympans
- Travaux de finitions : garde-corps, services, construction routière

5. Expériences acquises

Cette réalisation démontre que la solution de remise en état et de renforcement du pont par des techniques de renforcement de type CFUP est l'intervention la plus judicieuse à plus d'un titre pour le maître de l'ouvrage. Les avantages sont techniques, administratifs, financiers et temporels avec une importante réduction de la durée du chantier. Les impacts sur l'environnement sont réduits à leur strict minimum. L'état original du pont et son site sont conservés tel quel. Le coût d'intervention était de 490'000.- francs ou 2980.- francs par m² de chaussée. Vue les exigences à atteindre et comparé à des cas similaires, ce montant est considéré comme étant économique compte tenu des conditions locales du site.

La mise en place de la couche de CFUP a permis de résoudre plusieurs points névralgiques de l'intervention. Elle sert de couche de protection contre les infiltrations et protège les bordures particulièrement exposées aux éléments. Elle participe pleinement à la résistance structurale sous la forme d'un tirant en équilibre avec la voûte. Elle augmente la résistance de la voûte sous les charges utiles asymétriques. Dans le sens transversal, le dallage CFUP stabilise les murs tympans latéraux du pont.

Grâce aux interventions de remise en état et de renforcement, le pont construit il y a plus de 100 ans présente aujourd'hui une performance égale à un pont neuf. Comparé à l'option de remplacement souvent appliquée à un ouvrage centenaire, la remise en état et le renforcement du pont répond beaucoup mieux aux principes du développement durable puisque d'importantes ressources financières ainsi que de matériau et d'énergie ont été économisées. Ce projet démontre comment un ouvrage d'art centenaire peut être amélioré et sa durée d'utilisation étendue, par l'utilisation de matériaux et techniques avancés.



Fig. 6 : Vue du pont après remise en état

6. Données techniques

- Pont voûte en béton armé
- Longueur totale : 31.60 m
- Portée : 21.50 m
- Largeur : 5.20 m
- Barres d'armature : nouveau tirant en B500B
- CFUP : 18 m³, épaisseur dallage 80 mm, bordures 40 mm

Instandsetzung der denkmalgeschützten Neumühlebrücke unter Verwendung von UHFB

Edgar KÄLIN

Dipl. Ing. ETH/SIA
Ingenieurbüro Edgar Kälin
Einsiedeln/SZ

Eugen BRÜHWILER

Prof. em. Dr. Ing. ETH/SIA
EPFL, BridgIng Consultant
Lussy-sur-Morges/VD

Numa BERTOLA

Prof. Dr. Ing. EPFL
Université du Luxembourg
L-4364 Esch

Zusammenfassung

Mit der Wiedereröffnung der historischen, denkmalgeschützten Neumühle-Brücke über die Emme im November 2024 fand eine turbulente Erhaltungsgeschichte, während der ein Abriss vorgesehen war, ein glückliches Ende (Abb. 1). Die grosse Bedeutung des Flussübergangs wurde deutlich, als die Brücke im November 2023 aufgrund ihres schlechten Zustands gesperrt werden musste. Dies führte zu erheblichen Umleitungen. Der Unmut in der Bevölkerung war gross. Im Auftrag der Denkmalpflege des Kantons Bern und des Bundesamts für Kultur schlugen die Autoren eine schnell umsetzbare, kostenbewusste und denkmalgerechte Massnahme zur Instandsetzung und Restaurierung der historischen Brücke vor. Eine einfache Idee überzeugte die Bauwerkseigentümerschaft: Durch das Entfernen der dicken Schotter- und Asphaltsschichten des Belags wird die Brückenkonstruktion entlastet, was Tragfähigkeit schafft für den unbeschränkten Fußgänger-, Rad- und Autoverkehr. Für die denkmalgerechte und kostengünstige Erhaltung der Betonbrücke von 1914 war der Einsatz von UHFB entscheidend.

Stichworte: *historische Brücke, UHFB, Denkmalpflege, Instandsetzung, Nachhaltigkeit*

1. Einführung: Eisenbetonbrücke und kulturelle Werte

Die Neumühlebrücke wurde im Jahr 1914 als zweite Eisenbetonbrücke über die Emme gebaut. Sie verbindet das Dorf Lauperswil mit dem Weiler Neumühle, in dem sich die Bahnstation und die Schule Lauperswil befinden. Die Brücke wurde vom Ingenieur Max Schnyder entworfen und weist dekorative Details im Heimatstil auf, die von den Architekten Gebrüder Brändli aus Burgdorf gestaltet wurden. Alle sichtbaren Betonflächen (ausser die Untersichten) sind verputzt. Dasselbe Projektteam hatte 1913 bereits die bauähnliche Waldeggbücke in Burgdorf gebaut [1].

Die Neumühlebrücke ist 86.8 m lang und hat eine 3 m breite Fahrbahn mit einem Dachgefälle von 5.3% (Abb. 1 – 3). Seit dem Bau ist sie nie umfassend instandgesetzt worden und ist somit in ihrer Originalsubstanz erhalten. In der Absicht einen Ersatzneubau realisieren zu können, wurde sie über die Jahre dem Verfall preisgegeben. Aufgrund eines Gutachtens wurde die Brücke im November 2023 gesperrt und der Gemeinde als Bauwerkseigentümerschaft wurde ein Abriss-Ersatzneubau vorgeschlagen.

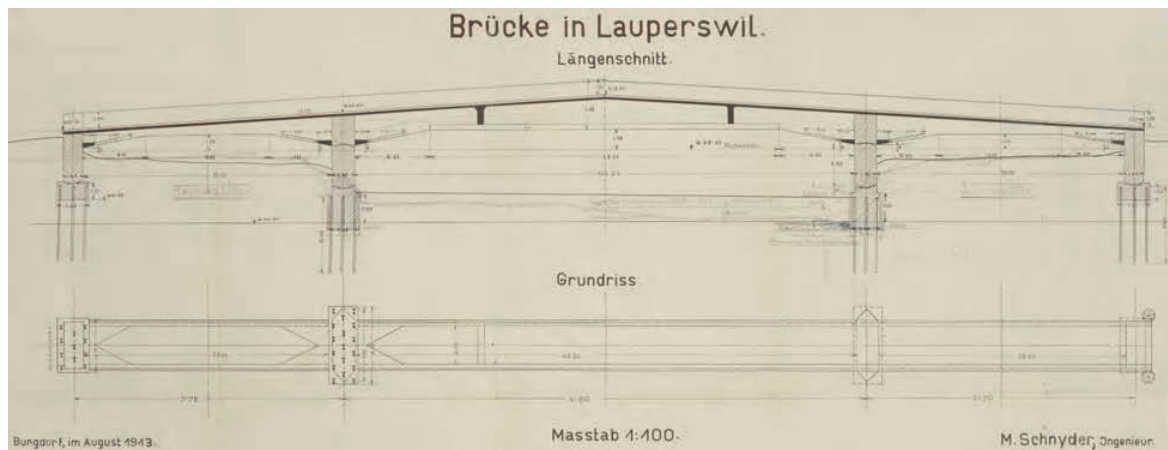


Abb. 1: Längsschnitt und Grundriss der Brücke

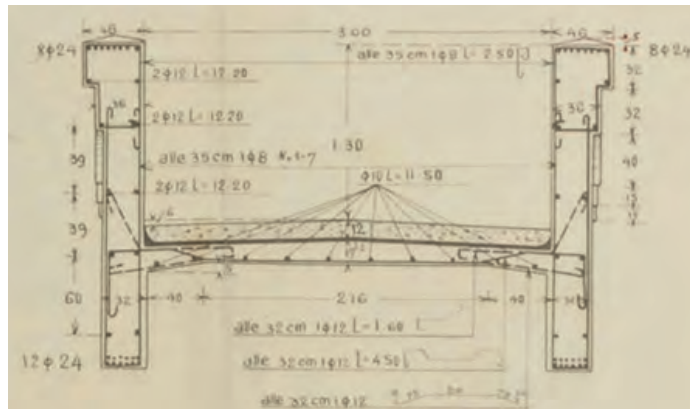


Abb. 2: Querschnitt in den Randfeldern

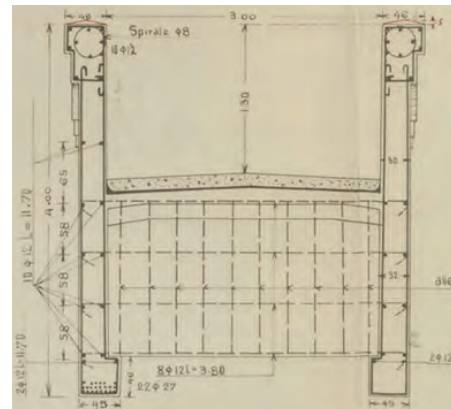


Abb. 3: Querschnitt im Mittelfeld

Die baukulturellen Werte der historischen Neumühlebrücke können wie folgt zusammengefasst werden: Zunächst fasziniert die kräftige Erscheinung des Brückenbalkens mit dem polygonalen und in Bezug auf die Flussmitte symmetrisch gespiegelten Linienzug, der sich aus den statischen Erfordernissen begründet. Die Statik führt so zu einer weitgehend optimierten Form des Brückentragwerks, was ein angenehmes Erscheinungsbild mit passenden Proportionen ergibt, bei einer für den damaligen Eisenbeton mutigen Mittelspannweite von 40 Metern. Der hoch über der Emme schwebende, massive Brückenbalken wirkt dennoch schlank und kühn. Eine besondere Qualität stellen die verputzten Aussenflächen der beiden Tragbalken dar mit dem dekorativen, spitzgiebligen Blend-Arkaden-Dekor im damals vorherrschenden Heimatstil, welches mit einem kräftigen Gesims den Brückenbalken nach oben abschliesst (Abb. 4).



Abb. 4: Die Neumühlebrücke im Februar 2025.

Die Neumühlebrücke ist ein Frühwerk von Max Schnyder, der den konstruktiven Ingenieurbau als Professor am Technikum Burgdorf und als Bauingenieur in der Region um Burgdorf stark geprägt hat. Die Neumühlebrücke darf als wertvollste und kühnste Brücke von Max Schnyder bezeichnet werden. Darüber hinaus gilt sie als eine der originellsten Brücken aus der Frühzeit des Eisenbetonbaus in der Schweiz.

Insgesamt sind der Neumühlebrücke sehr hohe baukulturelle Werte zu attestieren, insbesondere aus der Sicht des Brückenbaus. Damit wird die Schutzwürdigkeit als K-Objekt der Denkmalpflege des Kantons Bern bestätigt. Aus den baukulturellen Werten leiten sich die Ziele der Restaurierung und Instandsetzung der Brückenkonstruktion ab. Das Schutzziel beinhaltet eine möglichst weitgehende Erhaltung der Brücke in ihrer historischen Substanz und Funktion.

2. Zustand der Brücke vor der Instandsetzung

Die Brücke war in einem schadhaften Zustand, vor allem durch Bewehrungskorrosion der Eisenbetonkonstruktion. Sie wies jedoch keine Risse auf, die auf Setzungen der Pfeiler- oder Widerlagerfundamente oder eine statische Überbeanspruchung des Brückenbalkens hinwiesen. Der Verputz auf den Innen- und Aussenflächen der Brückenträger wies einzelne, versinterte Risse auf. Auf den Aussenflächen war der Verputz weitgehend intakt. Auf den Innenflächen zeigte der Verputz grossflächige Ablösungserscheinungen (Abb. 5). Die beiden Brückenträger wiesen vor allem am Untergurt über weite Bereiche Betonabplatzungen aufgrund korrodierter Bewehrung auf (Abb. 6); der maximale Querschnittsverlust wurde auf etwa 20% geschätzt. Die Obergurte wiesen einzelne grössere Stellen mit bis zu 15 Zentimeter tiefen Frostschäden auf. Der Belag war funktionstüchtig, aber undicht, was sich an Feuchtstellen an der Untersicht der Brückenplatte und einzelnen Bewehrungskorrosionsstellen zeigte. Die Chloridkontamination beschränkte sich hauptsächlich auf die Fahrbahn.



Abb. 5: Beschädigter Verputz und Fahrbahn



Abb. 6: Korrodierte Bewehrung des Untergurts

3. Konzept der Instandsetzung

Das Schutzziel der Denkmalpflege und die Anforderungen an die künftige Nutzung der Brücke sollten erfüllt werden, indem (1) die beschädigte Eisenbetonkonstruktion mit der hochleistungsfähigen UHFB-Technologie gezielt und diskret instandgesetzt, und (2) die verputzten Flächen mit traditionellen Methoden restauriert werden.

Das Projekt von 1914 sah ursprünglich auf der Fahrbahnplatte einzig eine Kiesschüttung von 12 cm vor. Diese einfache Kiesschüttung wurde im Lauf der Zeit durch circa 30 cm Kies und Asphalt ersetzt, was zu einer Auflast von etwa $6,5 \text{ kN/m}^2$ führte. Allein diese Auflast entspricht in etwa der aufzunehmenden Verkehrslast. Das Instandsetzungskonzept sah deshalb eine Wiederherstellung der ursprünglichen Belastung der Brücke durch eine gezielte Entlastung durch Entfernen von Auflasten

vor, um damit Tragfähigkeit für die Aufnahme der uneingeschränkten normgemässen Verkehrslasten freizuspielen [2].

Die naheliegendste Lösung, eine direkt mit der bestehenden Brückenplatte verbundene, schlanke UHFB-Platte, konnte nicht umgesetzt werden, da eine zu hohe Brüstungshöhe von 1.5 m resultiert hätte. Die Übersichtlichkeit für die Benutzer an den Brückenden wäre dadurch erschwert, und die Aussicht auf die Emme wäre eingeschränkt gewesen.

In der Folge wurde im Mittelfeld eine hochliegende, leichte UHFB-Platte auf Betonriegeln und dazwischenliegendem leichtem Styroporbeton, und in den Randfeldern eine massive Betonplatte mit einer darüberliegenden UHFB-Platte in den Randfeldern konstruiert (Abb. 7 bis 9). Dies führte zu einer Brüstungshöhe von 1,2 m. Mit dem gewählten System wurde das Gesamtgewicht schliesslich nur geringfügig reduziert, jedoch wurde eine statisch günstige Lastverteilung vom erleichterten Mittelfeld auf die stärker belasteten Randfelder erzeugt. Insgesamt konnten so die Gesamtbeanspruchungen in den Bereich der Brückenkonstruktion von 1914 zurückgeführt werden.

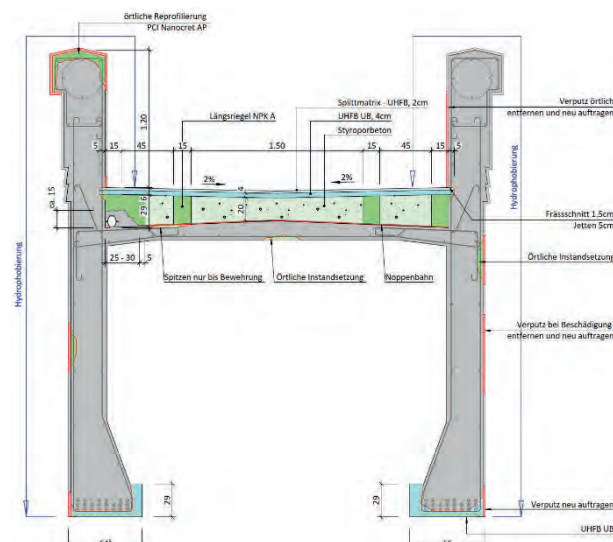


Abb. 7: Fahrbahnaufbau im Mittelfeld

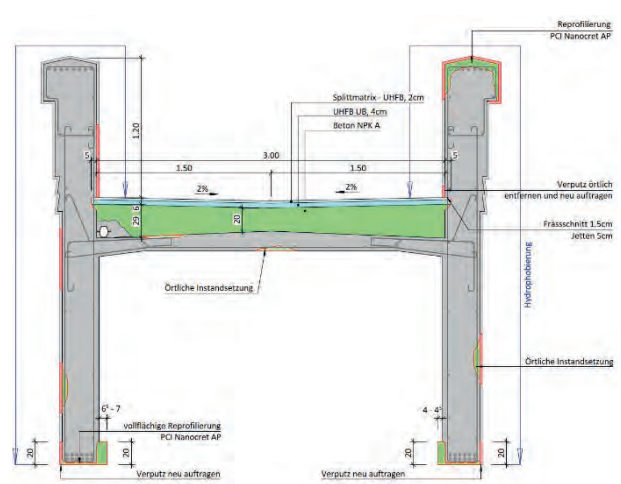


Abb. 8: Fahrbahnaufbau in den Randfeldern

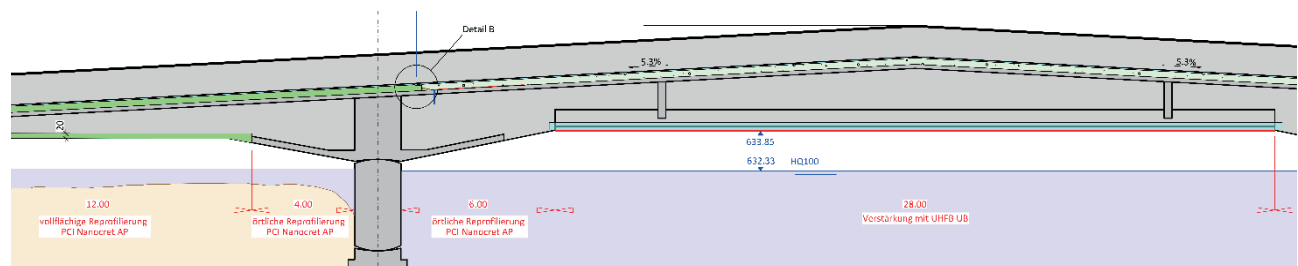


Abb. 9: Längsschnitt

In den nur relativ gering beanspruchten Randfeldern wurden die Korrosionsschäden an den Trägeruntergurten und Plattenunterseite mit Reprofilermörtel instandgesetzt. In den Obergurten über den Stützen war die Bewehrung in gutem Zustand und die Reprofilierung des beschädigten Betons erfolgte ebenfalls mit Reprofilermörtel.

Hingegen musste der stark korrosionsbeschädigte Untergurt des Mittelfeldes verstärkt werden, da eine wesentlich Querschnittsreduktion der Bewehrung vorlag. Der erforderliche Tragwiderstand dieses Untergurts wurde durch eine entsprechend bemessene Verstärkung mit UHFB der Sorte UB wiederhergestellt (Abb. 7). Die geringfügige Verdickung des Untergurts auf der Innen- und Unterseite mit UHFB ergab eine Zunahme des Zugtragwiderstands des Untergurts von etwa 400 kN, was 6 Betonstahlstäben $\phi 14$ B500 entspricht. Damit konnten der korrosionsbedingte Querschnitts-

verlust der ursprünglichen Bewehrungsstäbe kompensiert und die üblichen Tragsicherheitsnachweise für die normgemässen Verkehrslasten erbracht werden.

Die beidseitig 5.3% geneigte UHFB-Fahrbahn ist zweischichtig aufgebaut:

- 1) Die UHFB-Schicht von 40 mm Dicke hat neben der Tragfunktion auch die Funktion als Abdichtung (Schutzfunktion).
- 2) Auf die UHFB-Schicht der Fahrbahnplatte wurde eine etwa 20 mm dicke Schicht aus UHFB Kiesmatrix (d.h. ein Gemisch bestehend aus UHFB Matrix (ohne Fasern) und Rundkies einer Kornfraktion 2/4) aufgebracht gemäss Angaben in [3] Kap. 5.4.2.

Für das Quergefälle der Fahrbahn wurde nicht mehr das ursprünglichen Dachgefälle, sondern ein Gefälle hin zur Fahrbahnmitte ausgebildet. Dadurch wird das Wasser neu von den Hauptträgern weggeführt, und es konnte zudem geringfügig Eigengewicht reduziert werden.

4. Bauausführung

Nach der Entfernung des massiven Fahrbahnbelags und des beschädigten Verputzes, wurden in den Randfeldern die Plattenverdickung und im Mittelfeld die beiden Riegel mit Beton konventionell erstellt (Abb. 10 – 12).



Abb. 10: Verputz und Fahrbahnbelag entfernt



Abb. 11: Bewehren der Betonplatte im Randfeld



Abb. 12: Betonriegel im Mittelfeld

4.1. UHFB-Arbeiten

a) UHFB-Fahrbahnplatte und Belag: Im Mittelfeld wurde die 40 mm starke, unbewehrte UHFB-Platte direkt auf die beiden Längsriegel und die Styroporbetonauffüllung gegossen und umgehend nachbehandelt (Abb. 13).



Abb. 13: Einbau der UHFB-Platte: Anlieferung Frisch-UHFB, Einbau mit Rüttelbohle, Ansicht nach Nachbehandlung

Drei Wochen nach dem Bau der UHFB-Platte wurde der Belag aus UHFB-Kiesmatrix eingebaut, nachdem vorgängig die Oberfläche der UHFB-Platte mit Hochdruckwasser mikro-aufgraut wurde, um den Verbund des Belags auf der UHFB-Platte zu begünstigen. Die Frisch-UHFB-Kiesmatrix wurde mit einem Abziehbalken eingebaut und umgehend mit einem Verzögerer nachbehandelt (Abb. 14 und 15).

Für die Fahrbahnoberfläche in Kiesmatrix-UHFB wurde Kies lokaler Herkunft verwendet. Vorgängig wurde eine Musterplatte erstellt, um die Farbe, Textur und Rauigkeit zu beurteilen und festzulegen. Damit sollte die Fahrbahn eine rutschfeste, dauerhafte und optisch an die ursprüngliche Kiesfahrbahn erinnernde Oberfläche aufweisen.



Abb. 14: Einbau des Belags in UHFB-Kiesmatrix Abb. 15: Verzögerer in blau als Nachbehandlung

b) UHFB-Instandsetzung und Verstärkung des Untergurts im Mittelfeld: Der stark beschädigte Beton des Untergurts wurde mit Hochdruckwasserstrahlen entfernt und die Bewehrungsstäbe freigelegt (Abb. 16). Die Bewehrungsstäbe wurden nicht beschichtet, da sie im UHFB vor Wasserkontakt geschützt sind. Danach wurde der Untergurt eingeschalt, nachdem die Kontaktflächen des Betonuntergrunds vorgegossen wurden. Der Frisch-UHFB wurde mit einer Hochleistungspumpe bis auf maximal 60 m Distanz zu den Einbauöffnungen in der Schalung transportiert. Die offene Oberfläche auf der Innenseite des Gurts diente auch als Kontrolle zur Gewährleistung, dass der mit Frisch-UHFB auszugießende Hohlraum vollständig verfüllt war (Abb. 17).



Abb. 16: Der freigelegte Untergurt



Abb. 17: Der geschalte und mit UHFB vergossene Untergurt

Die Abbildungen 18 und 19 zeigen die UHFB-Zuggurtverstärkung nach dem Ausschalen.

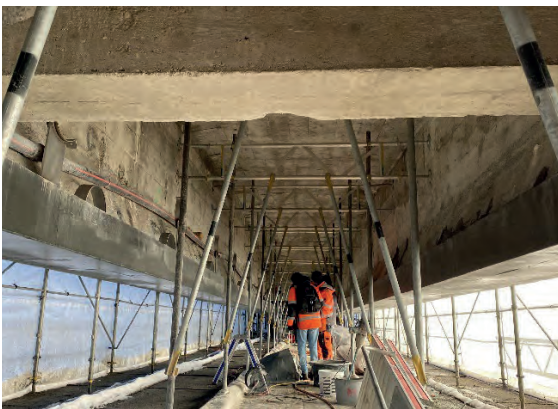


Abb. 18: UHFB Zuggurt-Verstärkung
Druckzone des Untergurts nahe dem Pfeiler



Abb. 19: Verankerung des UHFB-Zuggurts in der

4.2. Restaurierung der verputzten Flächen

In sämtlichen Bereichen, in denen der Verputz in einem guten Zustand war, wurde der historische Verputz erhalten. Die erforderlichen Ergänzungen erfolgten mit einem mineralischen Verputz, der bezüglich der Materialzusammensetzung dem historischen Verputz soweit möglich angeglichen wurde. Die Verputzarbeiten wurden nach den Regeln der Denkmalpflege ausgeführt. Um die Haftung mit dem UHFB des Untergurtes zu gewährleisten, wurde der UHFB vor den Verputzarbeiten gestockt (Abb. 20).



Abb. 20: Verputzarbeiten: Innenseite des Hauptträgers (links) und erste Verputzlage auf dem UHFB des Untergurts im Mittelfeld

Die Abbildung 21 zeigt das Aussehen des restaurierten Verputzes.



Abb. 21: Ansicht des Verputzes auf den Aussen- und Innenseiten nach der Restaurierung

5. Umweltauswirkungen

Die Lebenszyklusanalyse (LCA) wurde auf Grundlage der europäischen Norm DIN 15804 und Angaben in [3] Kap. 8.5 durchgeführt. Ziel ist es, den UHFB-Eingriff (LCA-Phasen B1 bis B5) mit der ursprünglich vorgesehenen Variante eines Abbruch-Ersatzneubaus zu vergleichen (LCA-Phasen A1 bis A5 und C1 bis C4). Die Umweltauswirkungen werden anhand des Treibhauspotenzials (GWP=Global Warming Potential) in kgCO_2eq quantifiziert. Die GWP-Ergebnisse werden pro m^2 Nutzfläche der Brücke (hier 260 m^2) objektiv beschrieben. Weil das Abbruch-Ersatzneubauprojekt nur als Machbarkeitsuntersuchung vorlag, werden die oberen und unteren Grenzen der Umweltauswirkungen auf der Basis von Untersuchungen der Autoren zu ähnlichen Abbruch-Ersatzneubauprojekten auf 500 bis $1000 \text{ kgCO}_2/\text{m}^2$ geschätzt.

Die Umweltauswirkungen der gesamten Instandsetzungsarbeiten werden anhand der KBOB-Datenbank (Aktualisierung 12.2024) quantifiziert, die eine Bewertung des GWP der Materialproduktions-, Transport- und Entsorgungsprozesse enthält. Da die KBOB-Datenbank noch keine kgCO_2eq -Werte zu UHFB enthält, haben die Autoren den in [4] geschätzten Wert von $0,669 \text{ kgCO}_2\text{eq}$ pro kg UHFB verwendet.

Der Einsatz von UHFB ermöglicht eine Reduzierung der Umweltauswirkungen um 40 bis 70 % im Vergleich zu den Unter- bzw. Obergrenzen des neuen Brückenentwurfs (Abb. 22). Diese Reduzierung ermöglicht Einsparungen zwischen 52 und 182 Tonnen CO_2 -Äquivalent und verdeutlicht die erheblichen Vorteile eines UHFB-Einsatzes gegenüber der konventionellen Lösung des Brückenaustauschs.

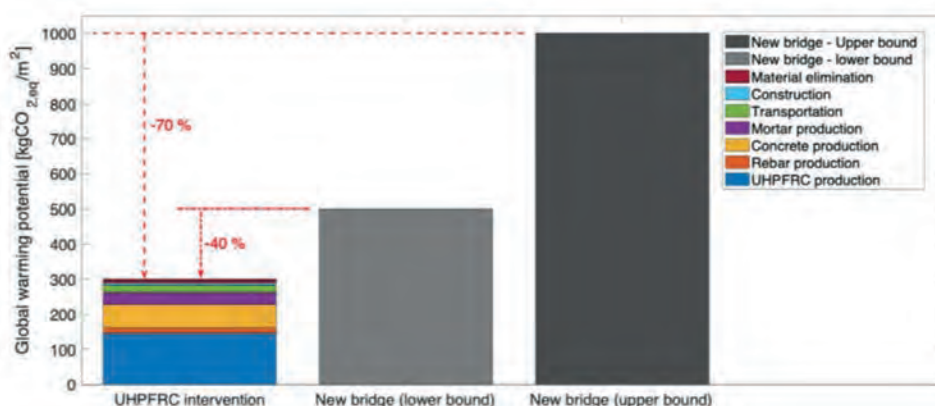


Abb. 22: Vergleich des Treibhauspotenzials GWP der ausgeführten UHFB-Instandsetzung mit der hypothetischen Abbruch-Ersatzneubau-Variante

6. Folgerungen

Die denkmalgeschützte Neumühlebrücke ist ein origineller und wertvoller Vertreter aus der Pionierzeit des Eisenbetonbaus, der mit der UHFB-Technologie und gezielter Ingenieurbaukunst sanft und diskret instandgesetzt und restauriert wurde. Der Grundsatz, die technische Leistungsfähigkeit der Brücke mit UHFB für heutige Nutzungsbedürfnisse zu ertüchtigen, wurde umgesetzt. Insbesondere wurden die beiden durch Bewehrungskorrosion stark beschädigten Untergurte der Tragbalken der Mittelspannweite von 40 m mit UHFB instandgesetzt und verstärkt. Die Fahrbahnplatte wurde mit UHFB neu aufgebaut und mit einem UHFB-Kiesmatrixbelag versehen. Die Bauarbeiten wurden von den Baufirmen in der geforderten Qualität ausgeführt. Die Baukosten betrugen rund 1,0 Millionen Franken und waren somit etwa drei Mal tiefer als die für ein Abriss-Ersatzneubau geschätzten Baukosten.

Die Rettung der Neumühlebrücke ist dank der Denkmalpflege ein Glücksfall, der zu einem Vorbild für die allgemeine Bauwerkserhaltung geworden ist. Denn die umgesetzten Ingenieurideen und Techniken sind bewährt und können auch auf die Dutzendbauwerke angewendet werden. Durch eine echte Erhaltung bestehender Brücken können bedeutende Material- und Geldressourcen eingespart werden.

Am 10. Mai 2025 hat die Berner Denkmalpflege den Hauptbeteiligten den Denkmalpflege Spezialpreis 2025 anlässlich einer festlichen Veranstaltung unter grosser Beteiligung der Bevölkerung verliehen.

7. Literaturhinweise

- [1] Schnyder, M., Die Waldeggbrücke bei Burgdorf, Schweizerische Bauzeitung, 26. Februar 1916.
- [2] Brühwiler, E., BAK Expertenmandat 2024-2513: Lauperswil BE, Neumühlebrücke über die Emme: kulturelle Werte und Erhaltungsfähigkeit mit Empfehlung von Erhaltungs-massnahmen, 15. März 2024 (nicht veröffentlicht).
- [3] ASTRA Dokumentation 82022 „UHFB für die Erhaltung und den Bau von Kunstbauten der Strasseninfrastruktur“, Autoren/Arbeitsgruppe: Papastergiou D. (Vorsitz), Waldis W., Brühwiler E. (Autor), V1.01, 2023, 104 S.
- [4] N. Bertola, C. Küpfer, E. Kälin, E. Brühwiler, Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC, Sustainability 13 (2021) 12399. <https://doi.org/10.3390/su132212399>

Restauration du pont en maçonnerie « Rose-Marie » au moyen du CFUP

Quentin SCHITTLI

Ingénieur civil HES
Martin ingénieurs civils Sàrl
Château-d'Oex VD

Hervé MARTIN

Technicien ES
Martin ingénieurs civils Sàrl
Château-d'Oex VD

Eugen BRÜHWILER

Prof. em. Dr. ing. ETH/SIA
EPFL, BridgIng Consultant
Lussy-sur-Morges VD

Résumé

Le pont « Rose-Marie » franchit la Sarine près de Rossinière VD. Ouvrage en maçonnerie de pierres naturelles en dos d'âne constitué de 2 arches datant de 1785, ce pont historique est protégé. Il a été restauré, afin de le conserver et de maintenir son exploitation. En 2012, suite à l'effondrement partiel d'un mur de tympan et des travaux urgents de remise en état, un projet de restauration complète a été élaboré et réalisé sur trois ans, de 2022 à 2024. Pour limiter l'épaisseur de la chaussée au minimum, une dalle de répartition en CFUP armé servant de couche d'étanchéité a été construite, sur laquelle un revêtement de chaussée a été réalisé en matrice CFUP de gravillons.

Mots-clés : Pont historique, restauration, voûte en pierre, dalle CFUP, matrice CFUP de gravillons

1. Introduction

Le pont « Rose-Marie » est un ouvrage en maçonnerie de pierres naturelles, situé au hameau de La Tine, sur la commune de Rossinière dans le canton de Vaud. Il se trouve sur l'itinéraire historique entre Saanen et Bulle [1] et permet de franchir la Sarine. D'après une inscription sur un parapet, il a été construit en 1785¹. Sa conception, d'une longueur totale de 55,4 m, est en dos d'âne à double arches, avec une grande ouverture de 16,8 m et une petite ouverture de 10,3 m (Fig. 1).

Il est inscrit dans l'inventaire des monuments historiques du Canton de Vaud avec la note 2 (objet d'intérêt régional, protection spéciale ; sa sauvegarde doit impérativement être prise en compte). Pour conserver ce témoin du passé, en état endommagé depuis de nombreuses années, tout en respectant ses valeurs culturelles, une restauration complète a été nécessaire. Ce pont est, aujourd'hui encore, l'unique ouvrage permettant de franchir la Sarine pour relier le hameau de La Tine à la route cantonale. Il est toujours ouvert à la circulation automobile, et l'hiver, il est déneigé.



Fig. 1 : Pont « Rose-Marie » vu depuis l'aval (le 6 décembre 2023) et de biais (le 12 mai 2016)

¹ Le pont « Rose-Marie » fait partie des plus anciens ponts suisses. Des ponts en maçonnerie encore plus anciens sont le pont de Moulinet à Orbe VD, construit en 1424 et considéré comme le plus ancien pont en Suisse, et le pont sur le Rhône à St-Maurice VS de 1491.

L'appareil de la maçonnerie est variable sur l'ensemble de l'ouvrage, à savoir : un appareil plus grossier dans les parties vers les deux extrémités, et un appareil plus fin (avec des moellons plus petits) au droit de la partie principale de l'ouvrage avec les deux voûtes, où est présente une maçonnerie plus travaillée du type « pietra rasa ». Par endroit, il y a des traces d'interventions où le mortier de finition a été appliqué presque comme un crépi, alors que la maçonnerie devrait montrer les pierres apparentes et des joints d'une largeur assez importante (conséquence de la forme plutôt irrégulière des moellons).

2. Etat de l'ouvrage avant la restauration

La maçonnerie en pierre des murs était dans un état de dégradation avancé. De manière générale, la maçonnerie de l'intrados des deux voûtes et des tympans montre des joints délavés ou manquants, ainsi que quelques pierres endommagées (Fig. 2). Le mur de tympan en rive droite s'est même effondré en 2012, celui de la rive gauche a dû être étayé en urgence en 2016 pour éviter son effondrement.



Fig. 2 : Etayage réalisé en urgence pour soutenir la maçonnerie en pierre ; détail de la clef de voûte avant travaux (le gueulard d'évacuation des eaux historique est reconnaissable) ; intrados de la voûte montrant des joints défectueux ; végétation sur le bec de la pile centrale

C'est l'absence d'une étanchéité permettant une évacuation contrôlée des eaux de pluie qui est la cause principale de ces dégâts. L'eau s'infiltrait ainsi à travers le revêtement bitumineux, s'accumulait dans le remplissage à l'intérieur, pour ressortir par les joints en mortier. Le gonflement du remblai, dû aux cycles de gel-dégel, menait à la poussée vers l'extérieur des murs de tympan, et le passage des eaux à travers la maçonnerie délavait et enlevait des joints de mortier.

3. Projet d'intervention

3.1. Contraintes principales

Le projet d'intervention a dû prendre en compte diverses contraintes exigeantes, qui concernent notamment l'exécution des travaux :

- Toute intervention devait satisfaire aux exigences d'une restauration qui respecte les valeurs culturelles de l'ouvrage (condition pour obtenir des subsides des instances cantonales et fédérales des monuments historiques)
- Pour des raisons de financement (budget communal), les travaux ont dû être réalisés sur trois ans, et non pendant une saison. Ils ont été subdivisés en 4 secteurs, A – D (Fig. 3).

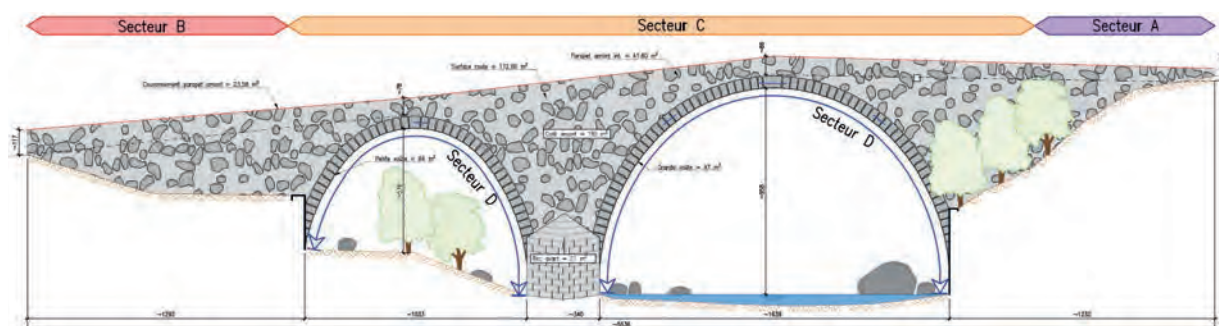


Fig. 3 : Subdivision des travaux en quatre secteurs

- La fermeture du pont pendant les travaux a coupé le hameau de La Tine en deux. Pour se rendre à la gare, les usagers ont dû faire un grand détour.
- Sur le pont l'espace était très étroit, avec un vide de passage de 2.30 m seulement, entre les deux parapets en pierre de chaque côté.
- Le profil longitudinal est en forte pente (max. 12%), rendant la pose du CFUP très exigeante. Comme la mise en place de rails de guidage n'était pas possible, le CFUP frais a dû être posé manuellement, sans moyen mécanique [2].
- La pose du CFUP s'est faite pendant une période de très forte chaleur. La prise a été très rapide, rendant difficile le talochage de la surface. Plusieurs étapes de coulage ont dû être faites.
- L'ouvrage se situe à l'aval d'un barrage hydroélectrique. C'est pourquoi, il était exclu de poser l'échafaudage directement sur le sol (Fig. 4).



Fig. 4 : Vue de l'échafaudage suspendu, et place exiguë pour les travaux CFUP

3.2. Dalle mince-rigide en CFUP – béton et revêtement

Une étanchéité est indispensable au niveau de la chaussée, afin de rétablir et améliorer la durabilité et la portance du pont. Cette mesure permet de stopper l'infiltration des eaux dans l'ouvrage, et ainsi éviter à l'avenir les dégâts observés. Le concept se base sur la restauration du « Römerbrücke » à Grenchen SO [3] et sur les indications données par l'OFROU [4] chapitre 5.2.3, principe 5.

Avant la restauration, sur ce pont, le revêtement était un enrobé bitumineux posé sur un coffre en grave. Au fil des ans, le profil en long de la chaussée a été modifié pour atténuer la dépression à la sortie de l'ouvrage en rive droite, ce qui a eu pour conséquence de réduire considérablement la hauteur des parapets.

Dans un souci de respecter la forme du pont et de ne pas le dénaturer avec un garde-corps, tout en assurant la sécurité des usagers (en particulier les enfants des écoles) [5], une « dalle mince-rigide » en CFUP et béton a été conçue pour remplacer la chaussée épaisse et souple existante, afin de réduire l'épaisseur de la chaussée et augmenter la hauteur des parapets à 90 cm (Fig. 5) :

- Au sommet des voûtes, une épaisseur totale (y compris le revêtement) de 75 mm de CFUP armé est posée directement sur la pierre. Des barres d'armature sont disposées dans le CFUP, dans le sens longitudinal uniquement, et ancrées dans la dalle en béton.
- Sur le reste de l'ouvrage, le CFUP d'une épaisseur totale de 55 mm est posé sur une dalle en béton armé d'une épaisseur de 10 cm.

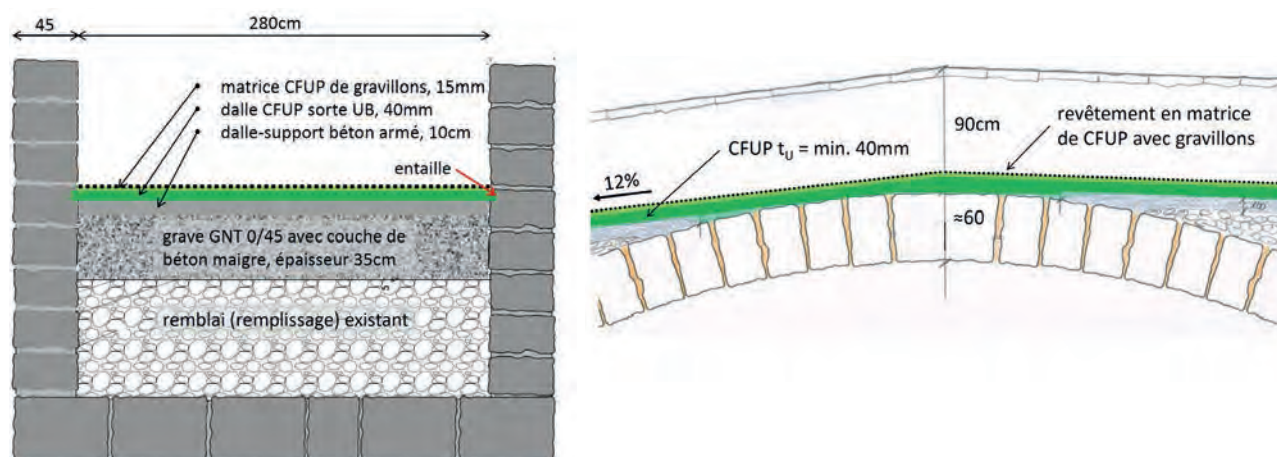


Fig. 5 : Concept de la dalle mince CFUP – béton et du revêtement en CFUP avec gravillons

Ce principe constructif permet d'obtenir :

- une dalle CFUP – béton à comportement mixte, qui est significativement plus rigide que la chaussée traditionnelle. Ainsi, les charges ponctuelles des roues des véhicules sont mieux réparties et produisent principalement des pressions verticales sur la grave et le remblai de remplissage, tout en limitant les pressions latérales sur les tympans
- une étanchéité robuste et durable, sous forme de couche de CFUP de 40 mm
- un revêtement en matrice CFUP avec gravillons (adhérant sur la couche de CFUP), qui se rapproche de l'aspect d'origine du revêtement² qui était en gravier.

Remarque : Au lieu de la dalle mince en CFUP – béton, la solution traditionnelle aurait consisté à poser sur le remplissage une étanchéité du type géomembrane. Ce type d'étanchéité bon marché, mais moins durable, aurait engendré des coûts collatéraux. Cette solution aurait en effet nécessité la construction d'une chaussée traditionnelle relativement épaisse qui, dans le cas présent, n'aurait pas répondu aux exigences du projet.

3.3. Remise en état de la maçonnerie

Inscrit dans l'inventaire des monuments historiques, cet ouvrage a fait l'objet d'une documentation photographique complète avant les travaux. Dans un but de respecter les valeurs culturelles, l'expert Roger Simond a proposé un concept de restauration de la maçonnerie, comportant des recettes de mortiers à utiliser.

Après avoir nettoyé la maçonnerie existante, les joints défectueux et quelques pierres/moellons endommagés ont été remis en état, afin de redonner une uniformité à l'ouvrage. Cette étape une fois réalisée, s'en est suivie la pose du CFUP.

4. Particularité d'exécution en ce qui concerne l'utilisation du CFUP

Les travaux se sont révélés être un véritable défi, car la chaussée était étroite et bordée de deux parapets larges et hauts. L'entreprise a donc confié la pose du CFUP à une équipe expérimentée dans la pose d'enrobés bitumineux, qui a l'habitude de travailler dans des espaces restreints sans avoir besoin de se parler pour se comprendre.

Le CFUP étant utilisé comme revêtement final sur cet ouvrage, toute la difficulté consistait à le mettre en place à la main sans pouvoir poser des rails de guidage fixe, dans une pente longitudinale de 12%. C'est pourquoi, il a été mis en place en deux phases : la première couche d'une épaisseur de 40 mm a été réalisée à l'aide d'une règle vibrante posée sur des tuyaux en acier pour garantir la planéité et l'épaisseur constante ; la deuxième couche de revêtement d'une épaisseur de 15 mm, comprenant un gravillonnage de 3-6 mm, a été faite quelques jours après.

² Les enrobés bitumineux sont étranges sur des ouvrages historiques en maçonnerie et ne respectent pas le caractère original d'une construction en maçonnerie en pierre naturelle qui se caractérise par sa nature minérale.

Pour la première couche, la recette utilisée est du CFUP d'Holcim Ductal sorte UB C120 selon [2]. Quant au revêtement, il est composé de 500 kg de prémix (matrice), 500 kg de gravillons (3-6 mm), 47 kg d'eau, 10 kg de MC14 (super-fluidifiant) et 1 kg de fibres synthétiques.

La liaison entre le parapet en pierre et la couche d'étanchéité en CFUP a été réalisée en piquant les joints de la maçonnerie sur une profondeur de 20 mm, afin que le CFUP puisse y pénétrer. Au vu des aspérités sur la surface de la maçonnerie, cette solution s'est avérée plus pérenne qu'un joint bitumineux coulé à chaud.

Les figures 6 à 8 résument les travaux réalisés.



Fig. 6 : Armature de treillis dans la dalle en béton (à gauche) ; dalle en béton réalisée et armature en attente pour le CFUP armé sur les clefs de voûtes, le décrochement correspond à la surépaisseur de CFUP au droit de la clef (Fig. 5) (au milieu) ; aspect de la couche de CFUP de 40 mm, fraîchement posée



Fig. 7 : Mise en place du mélange de matrice CFUP avec gravillons sur fond CFUP traité au jet d'eau et humide, tiré avec une règle vibrante et application immédiate d'un produit de cure. Des chaussures spéciales avec des épines ont été utilisées afin de pouvoir marcher sur le CFUP gravillonné fraîchement mis en place. Photos prises le 22 août 2024



Fig. 8 : Aspect du revêtement en matrice CFUP avec gravillons (photos prises le 15 octobre 2024)

5. Conclusion

Sur la Commune de Rossinière, le pont « Rose-Marie », ouvrage en dos d'âne à double voûtes de 1785, a profité d'une restauration complète pour étendre sa durée d'utilisation (Fig. 9). La dalle de roulement a été réalisée en CFUP afin de gagner le maximum de hauteur sur les parapets et d'étanchéifier la maçonnerie pour la protéger des infiltrations d'eau. Le revêtement en matrice CFUP avec gravillons permet de se rapprocher de l'aspect d'origine du revêtement de chaussée qui était en gravier.



Fig. 9 : Aspect du pont « Rose-Marie » après la restauration (photos du haut, prises en juin 2025, et photos du bas, le 15 octobre 2024)

6. Remerciements

Nous souhaitons remercier spécialement l'entreprise JPF construction SA qui a réalisé les travaux, un merci particulier à M. Eric Baechler qui a apporté ses connaissances et solutions techniques, afin de rendre réalisable la mise en place du CFUP sur cet ouvrage.

- Maître de l'ouvrage : Commune de Rossinière
- OFROU voies historiques : octroi de subventions fédérales
- Mandataire principal : Martin ingénieurs civils Sàrl, Grand'Rue 72, 1660 Château-d'Oex
- Mandataire externe : Roger Simond, 1295 Tannay
- Entreprise de génie-civil : JPF construction SA, Rue du Cinéma 8, 1660 Château-d'Oex
- Echafaudage : Richard & fils, 1806 St-Légier
- Expert MO et CFUP : Prof. E. Brühwiler, 1167 Lussy-sur-Morges
- Produit CFUP : Holcim Ductal



7. Références

- [1] Office fédéral des routes OFROU, La conservation des voies de communication historiques - Guide de recommandations techniques, https://ivs.admin.ch/images/dokumentation_FR/Vollzugshilfe_F_72dpi.pdf
- [2] Cahier technique SIA 2052 Béton fibré ultra-performant (BFUP), SIA Zurich, 2016.
- [3] Brühwiler, E., Schibler, S., Von Bettlach nach Grenchen über die restaurierte Brücke Witi – ein junger Baustoff weist den Weg, in 'Archäologie und Denkmalpflege im Kanton Solothurn', Nr. 27, Jahreshft 2022, S.75-81.
- [4] Documentation OFROU 82022 « CFUP pour la maintenance et la construction d'ouvrages d'art de l'infrastructure routière », Auteurs/Groupe de travail : Papastergiou D. (président), Waldis W., Brühwiler E. (auteur principal), Office Fédéral des Routes, Berne, V1.01, 2023, 104 p.
- [5] Norme SN 640 568 – Sécurité passive dans l'espace routier – Garde-corps

Erneuerung von SBB-Wegunterführungen mit UHFB-Schottertrögen

Peter TSCHÜMPERLIN

MSc Bridge Engineering
Basler & Hofmann AG
Kriens/LU

Christoph RUPP

Dipl. Bauing. FH/STV
SBB AG
Olten

Pascal HODEL

MSc Bauing. ETH
Basler & Hofmann AG
Kriens/LU

Dominik BURRI

MSc Bauing. ETH/SIA
Gebr. Brun AG
Emmen

Eugen BRÜHWILER

Prof. em. Dr. Ing. ETH/SIA
EPFL, BridgIng Consultant
Lussy-sur-Morges/VD

Zusammenfassung

Die SBB hat im Jahr 2024 zehn Wegunterführungen auf der Strecke Luzern Verkehrshaus - Immensee erneuert. Dabei wurden erstmals vorfabrizierte UHFB-Schottertröge eingesetzt. Die neuen Schottertröge übernehmen die Funktion der Bauwerksabdichtung zum Schutz der Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk. Die Randborde dienen gleichzeitig als Schotterhalterung und Dienststeg. Dank den schlanken Bauteilstärken konnte die minimale Schotterstärke bei allen Objekten ohne Gleishebung eingehalten werden und die Elemente konnten mit Gleisbagger oder LKW-Kran schnell versetzt werden. Im Rahmen des Pilotprojekts wurden diverse Vorversuche und Prüfungen durchgeführt. So wurde vor Beginn der regulären Vorfabrikation ein 1:1 Musterelement erstellt. An diesem erfolgten Belastungsversuche zum Biegewiderstand und zur Geländerverankerung. Weiter gab es mehrere aufschlussreiche Vorversuche für den Verguss der Elementfugen mit UHFB.

Stichworte: UHFB, Schottertröge, Eisenbahn, Wegunterführungen, Bauwerkserhalt

1. Einleitung

Auf der SBB-Linie 570 zwischen Luzern Verkehrshaus und Immensee befinden sich 10 Wegunterführungen aus der Zeit des Streckenneubaus (Eröffnung 1897). Bei den Unterführungen handelt es sich um Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk mit lichten Weiten von 3 m oder 4 m.

Die Gewölbebrücken weisen gemäss statischer Überprüfung nach den Erhaltungsnormen SIA 269 keine Tragsicherheitsdefizite auf, befanden sich nach über 120 Jahren Nutzungsdauer allerdings in schadhaftem bis schlechtem Zustand. Die andauernde Durchnässung infolge fehlender Abdichtung führte zu Schäden am Mörtel, welche die Tragfähigkeit mittelfristig beeinträchtigt hätten. Die Mauersteine aus frostbeständigem Granit und Alpenkalk waren hingegen vorwiegend intakt.



Abb. 1: Wegunterführung Rainhof mit Feuchtstellen beim Gewölbe (Foto B&H 2018)

Das Bauvorhaben hatte zum Ziel, die Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit der 10 Wegunterführungen für weitere 100 Jahre Nutzungsdauer zu gewährleisten. Nebst einer umfassenden Instandsetzung des Natursteinmauerwerks, soll mit einer neuen Bauwerksabdichtung die Durchnässung von oben gestoppt und der Zerfallsprozess des Mauermörtels stark verlangsamt werden. Um auch die heutigen Anforderungen bezüglich des Lichtraumprofils und der Schotterreinigung zu erfüllen, war eine komplette Erneuerung des Überbaus mit Schottertrögen unausweichlich. Die neuen Schottertröge übernehmen dabei die Funktion der Bauwerksabdichtung. Die Randborde dienen primär als Schotterhalterung und Träger des Dienststegs.

2. Entwurf und Variantenstudium

Die Erneuerung der Wegunterführungen mit neuen Schottertrögen ging bei einer dynamischen Wirtschaftlichkeitsrechnung gegenüber einem Totalersatz klar als günstigere Variante hervor. Bezüglich Materialisierung und konstruktiver Ausbildung der Schottertröge wurden verschiedene Varianten untersucht (siehe Abb. 2 bis Abb. 5).

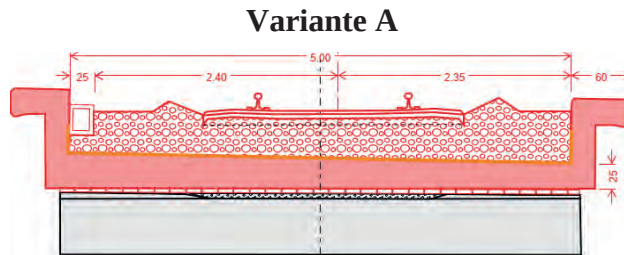


Abb. 2: Querschnitt Variante A:
Stahlbeton-Schottertrog auskragend

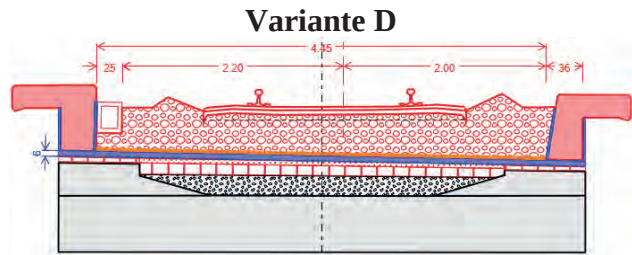


Abb. 3: Querschnitt Variante D:
Stahl+Beton-Schottertrog

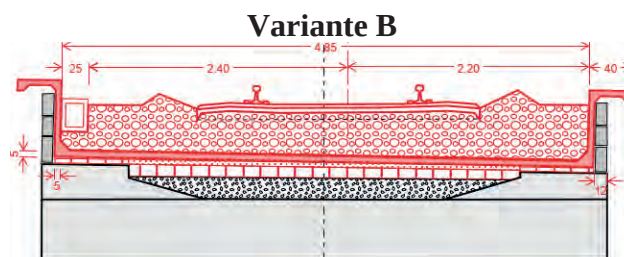


Abb. 4: Querschnitt Variante B:
UHFB-Schottertrog innenliegend

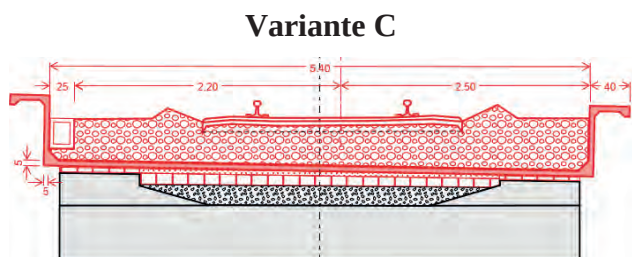


Abb. 5: Querschnitt Variante C:
UHFB-Schottertrog aussenliegend

Für die Vergleichbarkeit der Varianten wurde angenommen, dass auch bei den Varianten A und D eine Schicht UHFB als Abdichtung und Schutzschicht aufgebracht wird und somit bei allen Varianten eine Nutzungsdauer von 100 Jahren ohne Instandsetzung erwartet werden kann.

Zur Evaluation der Bestvariante wurde eine Nutzwertanalyse mit folgenden Kriterien durchgeführt:

- Erfüllung der technischen Anforderungen (Lichtraumprofil, Schotterstärke, maschinelle Schotterreinigung, Kontrollierbarkeit, Robustheit)
- Wirtschaftlichkeit (Investitionskosten)
- Nachhaltigkeit (Treibhausgasemissionen)
- Termineinhaltung (Vorfertigungsgrad, Zeitrisko bei Einbau in Wochenendsperrung)
- Risiko der Umsetzung (Erfahrungswerte von Referenzobjekten, Langzeiterfahrung)
- Gestaltung/Ästhetik (Aussenwirkung, Einfügen in Umfeld)

Bei der Nutzwertanalyse ging die Erneuerung mit leicht auskragenden UHFB-Schottertrögen als Bestvariante hervor (Variante C). Dies war die einzige Variante, welche die geometrischen Anforderungen bezüglich Betrieb und Unterhalt bei allen 10 Objekten erfüllte. Auch bei den Kriterien „Wirtschaftlichkeit“ und „Nachhaltigkeit“ schnitten die UHFB-Schottertröge am besten ab.

Mit Beton-Schottertrögen (Variante A) wäre bei einer Unterführung zur Einhaltung der minimalen Schotterstärke eine Gleishebung erforderlich gewesen. Aufgrund der Nähe zu einem Tunnel war dies keine Option. Bei der Stahl+Beton-Verbund-Variante, welche bei der RhB bereits ausgeführt wurde, wäre die minimale Schotterstärke zwar ebenfalls bei allen Objekten erfüllt gewesen. Dafür wäre aufgrund des geringeren Abstands von der Gleisachse zum Trogrand bzw. Kabelkanal die maschinelle Schotterreinigung nur bei 8 von 10 Objekten möglich gewesen. Innenliegende UHFB-Schottertröge (Variante B), welche seitlich mit Natursteinmauerwerk verkleidet sind, bieten sich bei hohen denkmalpflegerischen Anforderungen an. Da es im vorliegenden Fall keine Vorgaben seitens Denkmalpflege gab, wurden die Anforderungen aus dem Betrieb und Unterhalt höher gewichtet.

Die Nachhaltigkeit wurde basierend auf einer Ökobilanzierung der Schottertröge beurteilt. Dabei wiesen die UHFB-Schottertröge sowohl bei den Umweltbelastungspunkten, der nicht erneuerbaren Primärenergie wie auch den Treibhausgasemissionen die beste Bilanz auf. Die Stahlbeton-

Schottertröge weisen im Vergleich zur UHFB-Variante 30-60% höhere Werte auf, die Variante mit der Stahlplatte im Verbund mit Betonrandborden gar 7 bis 11-mal höhere Werte (Tabelle 1).

Tabelle 1 Abschätzung Treibhausgasemissionen (THGE) in kg CO₂-eq

	Variante A Stahlbeton	Variante C UHFB	Variante D Stahl+Beton
UHFB	1'900	7'100	1'800
Betonstahl	4'000	8'00	800
Tiefbaubeton	4'500	-	1'100
Stahlblech	-	-	54'900
Total THGE	10'400	7'900	58'600

3. Bemessung

3.1. Tragwerksmodell

Die Bemessung des UHFB-Schottertrogs erfolgte anhand eines einfachen 2D-Stabmodells mit elastisch gebetteten Stäben. Für die Bettung auf den seitlichen Stirn- bzw. Flügelmauern und der Planie dazwischen wurden unterschiedliche Steifigkeiten angenommen und der Einfluss auf die Auswirkungen im Schottertrog mit einer Sensitivitätsanalyse untersucht.

- Tragfähigkeit auf der Planie zwischen 40 und 150 MN/m² gemäss R RTE 21110 Tabelle 3
- Bettung direkt auf Natursteinmauerwerk mit 600 bis 1500 MN/m² basierend auf E-Modul des Natursteinmauerwerk zwischen 3'000 und 6000 N/mm² über eine Höhe von 4 bis 5 m
- Bettung am Rand auf 10 mm Elastomerlager-Streifen mit 400 bis 500 MN/m²

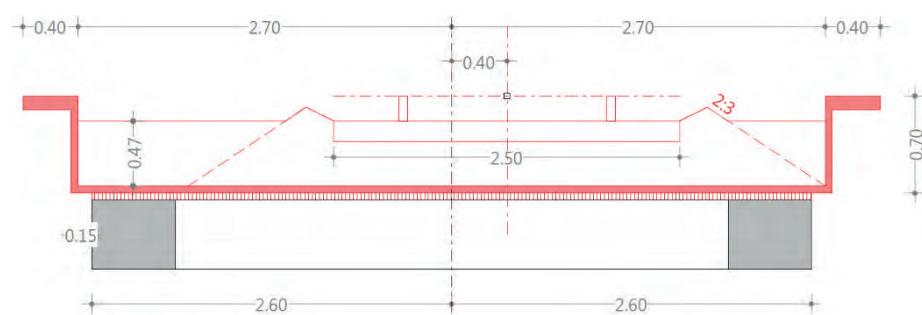


Abb. 6: Idealisierter Querschnitt des UHFB-Schottertrogs für die Bemessung

3.2. Bemessungssituationen

Die horizontale, elastisch gebettete UHFB-Platte wurde im Grenzzustand der Tragsicherheit Typ 2 für Bahnverkehr (andauernde Bemessungssituation mit Lastmodell 1) sowie Entgleisung (aussergewöhnliche Bemessungssituation mit Entgleisungslastmodell 1 oder Entgleisungslastmodell 2 gemäss SIA 261 an der seitlichen Grenze des Fahrbahnbereichs balancierend) bemessen.

Das Randbord wurde als Schotterhalterung und Dienststeg bemessen mit einer vertikalen Nutzlast von 2,5 kN/m² und einer Horizontalkraft von 0,4 kN/m auf das Geländer als veränderliche Leiteinwirkung sowie horizontalem Erddruck des Schotters mit einem Ruhedruckanteil von 50% als ständige Einwirkung. Horizontalkräfte infolge Bahnverkehr können bis zu einer Gleisexzentrizität von ca. 40 cm ohne Einfluss auf die Randborde abgetragen werden (vgl. Abb. 6).

Aufgrund der kurzen Spannweiten und des geringen Entgleisungsrisikos auf der einspurigen Strecke bestanden keine erhöhten Anforderungen an die Robustheit der Randborde. Diese wurden folglich weder für die Aufnahme einer seitlichen Anprallkraft noch die Anordnung des Entgleisungslastmodells 2 auf der Mitte des Randbords balancierend bemessen (erhöhte Anforderungen gelten gemäss SBB PAIngB [1] für Brückenneubauten mit Spannweiten ≥ 7 m bzw. Gesamtlängen über 10 m).

Die Bemessung erfolgte gemäss Merkblatt SIA 2052 (2016) mit den Werten der UHFB Sorte UB. Für die andauernden und vorübergehenden Bemessungssituationen weisen die 50 mm starken UHFB-Schottertröge auch ohne Bewehrung einen ausreichenden rechnerischen Tragwiderstand auf. Einzig für den aussergewöhnlichen Lastfall Entgleisung war rechnerisch zusätzlich eine Stabbewehrung in der Platte erforderlich, da bei einer Entgleisung konzentriertere Lasten auf die dünne Platte einwirken.

4. Vorfabrikation

4.1. Herstellungsverfahren

Die UHFB-Schottertröge wurden durch die Baufirma selbst in einer Werkhalle vorfabriziert. Die Herstellung der Elemente erfolgte «über Kopf» mit einer eigens dazu entwickelten Holz- und Stahl-schalung mit Drehbock, über welchen die Elemente nach der Aushärtung um 180° in die normale Lage gedreht werden konnten.

Der UHFB wurde in der Werkhalle in einem 1000-Liter-Zwangsmischer gemischt und direkt in einem Guss eingebracht. Zuerst wurden die seitlichen Randborde verfüllt, welche komplett eingeschalt und unten mit Entlüftungslöchern versehen waren, und anschliessend die horizontale Platte. Dazu wurde eine selbstverdichtende UHFB-Mischung mit hoher Fliessfähigkeit verwendet.

Für den Transport und das Versetzen der Elemente wurden je vier Gewindetransportanker eingelegt.

4.2. Musterelement

Das Herstellungsverfahren wurde vorgängig bei einem Musterelement im Massstab 1:1 erprobt. Dabei zeigte sich auch die Relevanz der Konsistenzprüfung vor dem Einbau. Bei der ersten UHFB-Mischung war bereits bei der Konsistenzprüfung vor dem Einbau eine Entmischung mit «Faserklumpen» ersichtlich (Abb. 7). Der Einbau wurde probenhalber dennoch versucht. Entlang der nur 20 mm starken Ränder der Randborde kam es jedoch zu Verstopfungen und grossen Fehlstellen (Abb. 9). Die UHFB-Mischung wurde umgehend optimiert (Abb. 8), so dass die zweite Seite des Musterelements fehlerfrei gegossen werden konnte (Abb. 10). Allerdings traten auch bei dieser Mischung weiterhin Faserklumpen auf, wenn auch weniger ausgeprägt.



Abb. 7: Konsistenzprüfung der 1. Mischung mit klaren Anzeichen von Entmischung (Faserklumpen), welche zu Fehlstellen führte



Abb. 8: Konsistenzprüfung der optimierten Mischung, welche gut eingebracht werden konnte aber immer noch Faserklumpen aufwies



Abb. 9: Randbord Musterelement mit Fehlstellen infolge Entmischungen/Verstopfungen



Abb. 10: Randbord des Musterelements mit optimierter UHFB-Mischung

5. Belastungsversuche am Musterelement

5.1. Biegewiderstand Randbord

Aufgrund des Pilotcharakters des Projektvorhabens wurden Belastungsversuche am Musterelement durchgeführt. Dazu wurde das 2 m breite Musterelement mit beidseitigen Randborden halbiert, so dass der Biegewiderstand des Randbords 4-mal an einem 1.0 m breiten Elementstreifen bis zum Bruch geprüft werden konnte. Der UHFB-Trog wurde dabei, wie bei den Wegunterführungen, leicht auskragend gelagert und die horizontale Platte zwischen zwei Stahlträgern eingespannt (siehe Versuchsaufbau in Abb. 11). Die Belastungsversuche wurden direkt im Werkhof vom technischen Leiter der Baufirma durchgeführt und durch den Projektverfasser begleitet und ausgewertet.

Die horizontale Belastung am Kopf des Randbords durch eine hydraulische Presse führte zu einem Bruch unten bei der Einspannung des Randbords (Abb. 12). Die Resultate der vier Prüfung sind in Abb. 13 dargestellt. Die Werte A1 und A2 (grün) beziehen sich auf die «gute» Seite gemäss Abb. 10 und die Werte B1 und B2 (blau) auf die «schlechte» Seite mit den Fehlstellen (Abb. 9). Auf der «schlechten» Seite wurden interessanterweise leicht höhere Lasten erreicht und eine grössere Verfestigung beobachtet.

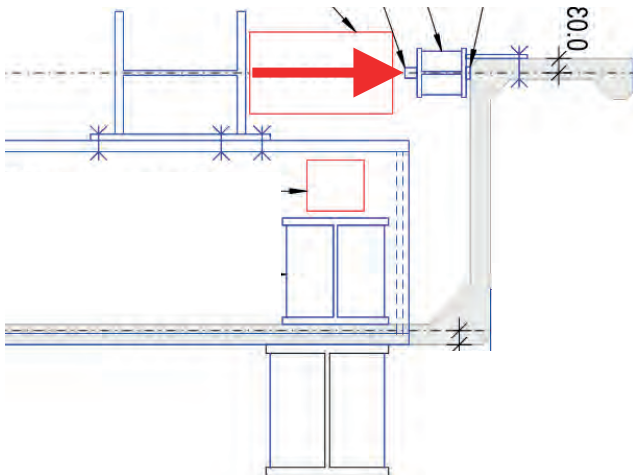


Abb. 11: Versuchsaufbau Belastungsversuch Randbord auf Biegung

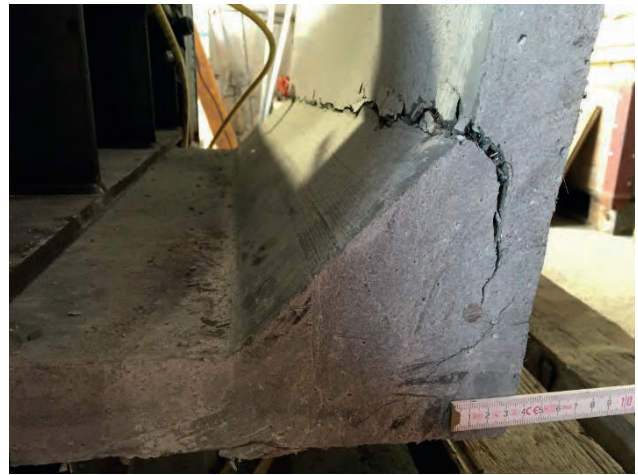


Abb. 12: Bruch im Randbord infolge des Belastungsversuchs

Der basierend auf der maximalen Prüfkraft $F_{p,max}$ ermittelte Biegewiderstand M_p entspricht knapp dem gemäss SIA 2052 Figur 7 rechnerisch ermittelten Biegewiderstand auf Bemessungsniveau (Abb. 14). Erwartungsgemäss sollte der effektive Widerstand jedoch grösser sein als der rechnerisch ermittelte charakteristische Widerstand oder zumindest gleich.

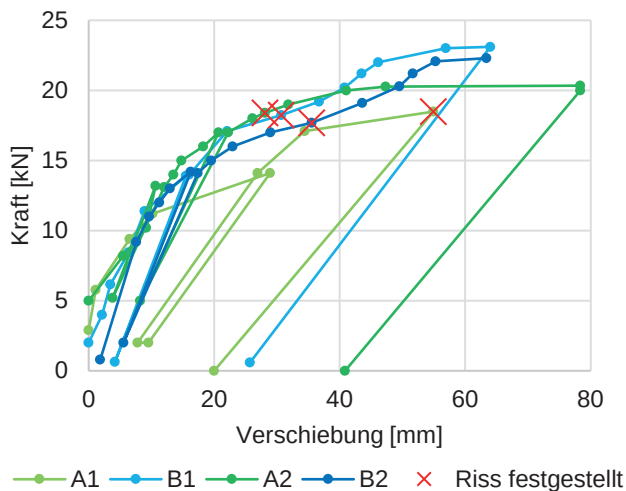


Abb. 13: Kraft-Weg-Diagramme der Belastungsversuche am Randbord des Musterelements

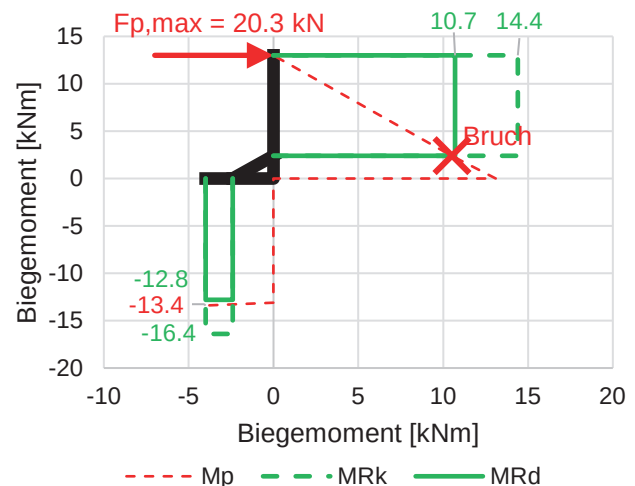


Abb. 14: Biegetragwiderstand rechnerisch gemäss SIA 2052 (grün) und gemäss Belastungsversuch am Musterelement (rot)

5.2. Biegeversuche an Plattenstreifen

Da der Biegetragwiderstand bei den Belastungsversuchen am Randbord tiefer war als erwartet, wurden ergänzend Plattenstreifen mit den Abmessungen 500 mm x 100 mm x 50 mm aus dem Musterelement geschnitten und an diesen Prüfkörpern 4-Punkt-Biegeversuche gemäss SIA 2052 Anhang E durchgeführt. Drei Plattenstreifen wurden in Bereichen ohne Bewehrung herausgeschnitten und zwei Platten mit je einem Bewehrungsstab $\varnothing 10$ mm in der Mitte des 100 mm breiten Streifens.

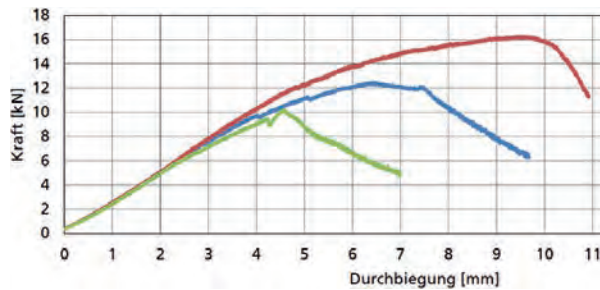


Abb. 15: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Plattenstreifen aus dem Musterelement ohne Bewehrung

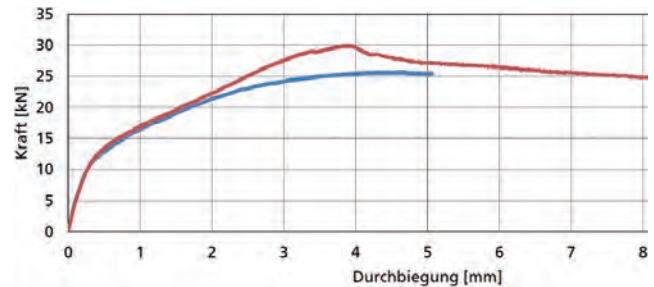


Abb. 16: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Plattenstreifen aus dem Musterelement mit einem Bewehrungsstab $\varnothing 10$ mm

Bei der Auswertung der 4-Punkt-Biegeversuche an den Plattenstreifen zeigte sich ein ähnliches Bild wie bei den Belastungsversuchen direkt am Randbord. Der rechnerisch ermittelte Biegewiderstand M_{Rd} auf Bemessungsniveau wurde bei allen Prüfkörpern erreicht, der charakteristische Widerstand M_{Rk} hingegen nur bei 2 von 5 Proben (Abb. 17).

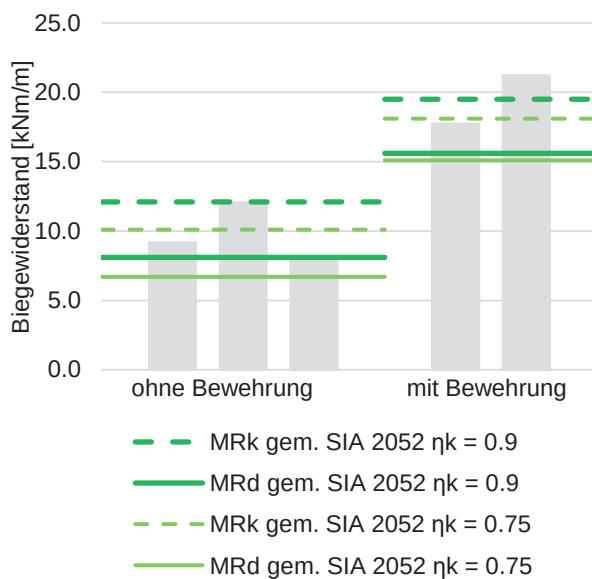


Abb. 17: Biegewiderstand UHFB-Platte $h=50$ mm aus Musterelement geschnitten

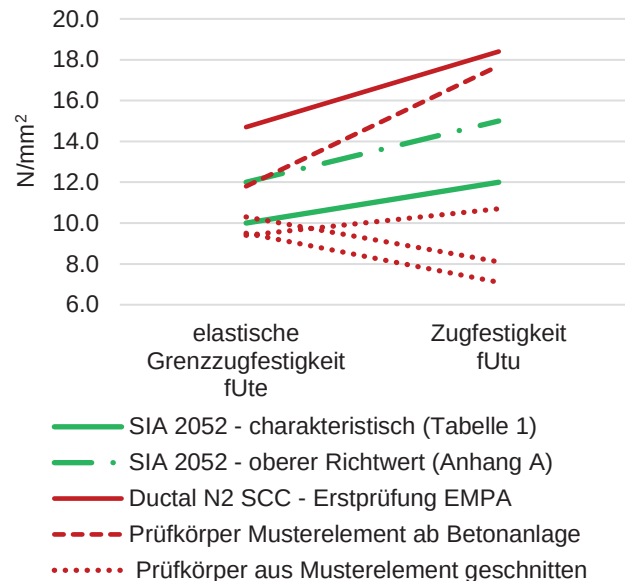


Abb. 18: Biegezugfestigkeit gemäss 4-Punkt-Biegeversuchen nach SIA 2052 Anhang E

Noch deutlicher sind die Unterschiede zwischen Erwartungswert und Prüfwert bei der Betrachtung der Biegezugfestigkeiten der unbewehrten Plattenstreifen, welche nach dem Prinzip der inversen Analyse nach SIA 2052 Anhang E ausgewertet wurden (Abb. 18). Bei der Erstprüfung des verwendeten UHFB-Produkts an der EMPA wurden Biegezugfestigkeiten deutlich über den Richtwerten gemäss SIA 2052 erreicht. Bei den Prüfkörpern, welche bei der Herstellung des Musterelements direkt ab der Mischanlage erstellt wurden, waren die Biegezugfestigkeiten etwas tiefer aber immer noch über den geforderten Werten gemäss SIA 2052. Bei den Plattenstreifen, welche nachträglich aus dem Musterelement geschnitten wurden, lag die mittlere elastische Grenzzugfestigkeit hingegen knapp unter dem charakteristischen Wert gemäss SIA 2052, und bei 2 von 3 Prüfkörpern wurde keine Verfestigung festgestellt. Zu beachten ist, dass die Methode der inversen Analyse gemäss SIA 2052 Anhang E für 30 mm starke Plattenstreifen gilt und nicht direkt auf die hier geprüfte Plattenstärke von 50 mm anwendbar ist, da die Verformungs- und Kraftwerte der mehrfach steiferen 50 mm Platte signifikant anders sind. Dennoch sind die ermittelten Werte für f_{Ute} und f_{Utu} nicht abwegig.

5.3. Beurteilung der Resultate der Biegeversuche

Die Zug- und Druckfestigkeiten der beim UHFB-Einbau des Musterelements erstellten Prüfkörper lagen mit Mittelwerten von $f_{\text{Utu,m}} = 17.7 \text{ N/mm}^2$ resp. $f_{\text{UC,m}} = 171 \text{ N/mm}^2$ deutlich über den geforderten charakteristischen Werten für die Sorte UB gemäss SIA 2052 und zeigten nur eine kleine Streuung (Standardabweichung $\leq 5\%$). Umso überraschender waren die relativ geringen Biegewiderstände bei den Prüfungen direkt am Musterelement und bei Plattenstreifen, welche aus dem Musterelement geschnitten wurden.

Auffallend ist der sehr unterschiedliche Verlauf der Kraft-Durchbiegungs-Kurven bei den 4-Punkt-Biegeversuchen an den herausgeschnittenen Plattenstreifen ohne Bewehrung (Abb. 15). Die höchste Kurve (rot) scheint repräsentativ für eine regelmässige Faserorientierung zu sein. Mit dieser wird auch der rechnerisch ermittelte charakteristische Biegewiderstand erreicht. Die tiefste Kurve (grün) lässt sich durch die Bruchzone erklären, die eine stark ungünstige Faserverteilung zeigte. Mit dieser wird noch knapp der rechnerische Biegewiderstand auf Bemessungsniveau erreicht. Da bei der Erstellung des Musterelements insgesamt drei UHFB-Mischungen eingebracht wurden, bei denen unterschiedlich ausgeprägte Anzeichen von Entmischungen festgestellt wurden, ist eine unregelmässige Faserverteilung im Musterelement wahrscheinlich. Auch Faserunterbrüche zwischen den Mischungen sind nicht ausgeschlossen.

Mit der Qualität der eingebauten UHFB-Mischung lässt sich die Differenz zwischen rechnerischem und versuchsbasiertem Widerstand der Randborde hingegen nur teilweise erklären. Denn bei der optisch «schlechten» Seite mit Fehlstellen wurden gar leicht höhere Widerstände erreicht.

Das Bruchbild bei den Randborden (Abb. 12) sieht zunächst für einen Biegebruch untypisch aus. Die Ablenkung des Bruchrisses ist mit den gleichzeitig auftretenden Querkräfte erklärbar. Dies könnte aber auch ein Hinweis sein, dass das Widerstandsmodell gemäss SIA 2052 Figur 7 für den vorliegenden Fall einer dünnen Kragplatte mit zentrischer Bewehrung nicht ganz zutreffend ist.

Die bei den Belastungsversuchen ermittelten Biegewiderstände sind zwar tiefer als rechnerisch erwartet. Die Bemessungswerte der Widerstände M_{Rd} wurden jedoch bei allen Versuchen erreicht und angesichts der Ausnutzung des rechnerischen Tragwiderstands von maximal 40% für die andauernden und vorübergehenden Bemessungssituationen weisen die UHFB-Schottertröge dennoch ausreichende Tragsicherheitsreserven auf. Bei der seriellen Vorfabrikation der effektiv auf der Strecke eingebauten UHFB-Elemente wurden zudem keine Anzeichen von Entmischungen mehr festgestellt, so dass die Qualität respektive Tragfähigkeit dieser Elemente deutlich besser sein müsste.

5.4. Geländerverankerung

Die Pfosten der Brückengeländer wurden seitlich am UHFB-Randbord befestigt mit je zwei in einer Reihe liegenden Schrauben. Dazu verlangte das Bundesamt für Verkehr (BAV) Nachweise der Tragsicherheit nach der Norm SIA 179 «Befestigungen in Beton und Mauerwerk». Da bisher keine harmonisierte Ermittlung von Widerstandswerten, z.B. eine Europäische Technische Leitlinie (ETAG) oder ein Europäisches Bewertungsdokument (EAD), für Befestigungselemente im UHFB existiert, wurde der Tragwiderstand der Befestigung objektspezifisch durch Versuche ermittelt.

Für die Versuche wurden im Musterelement zwei Arten von Schraubmuffen mit Ankerstäben eingelegt (Abb. 20) und anschliessend ein steifer «Geländerpfosten» horizontal im Abstand von 65 cm bis zum Bruch der Verankerung belastet (Abb. 19).

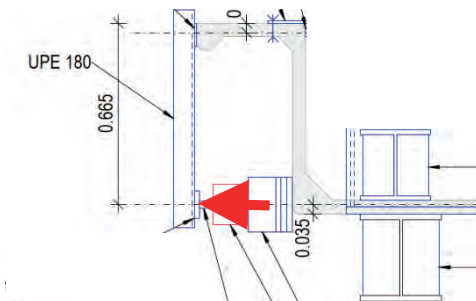


Abb. 19: Versuchsaufbau Geländerbefestigung



Abb. 20: Geprüfte Einlagen zur Geländerbefestigung, Muffe M14 mit Bewehrungsstab Ø12 mm (oben), Muffe M12 mit Gewindestab M12 (unten)



Abb. 21: Rissbild im UHFB bei Muffe M12 mit Gewindestab nach Versagen



Abb. 22: Rissbild im UHFB bei Muffe M14 mit Betonstahl nach Versagen

Basierend auf den maximal aufgetragenen Horizontalkräften beim Bruch multipliziert mit dem durch den Versuchsaufbau gegebenen Hebelarm wurde der Biegezugwiderstand der Verankerung für jeden Versuch berechnet. Anschliessend wurde in Anlehnung an SIA 179 Ziffer 7.2.5 zunächst der charakteristische Biegezugwiderstand der Verankerung im UHFB ermittelt¹ und anschliessend der Bemessungswert des Tragwiderstands, wobei ein Widerstandsbeiwert $\gamma_{M,U} = 1.8$ angenommen wurde (in Anlehnung an Kunststoffdübel im Beton gemäss SIA 179 Tabelle 5).

Der so ermittelte Bemessungswert des Biegezugwiderstands der Geländerverankerung mit 2x M12 Muffen entspricht 46% des mittleren Tragwiderstands aus den Versuchen (Abb. 24). Die Ausnutzung auf Bemessungsniveau beträgt knapp 80%. Damit sind somit ausreichend Tragsicherheitsreserven vorhanden. Weiter zeigte sich, dass der Widerstand der Verankerung auf charakteristischem Niveau deutlich grösser ist als jener der Stahlpfosten und somit ein duktiles Versagen der Pfosten vor dem Ausbruch der Verankerung sehr wahrscheinlich ist.

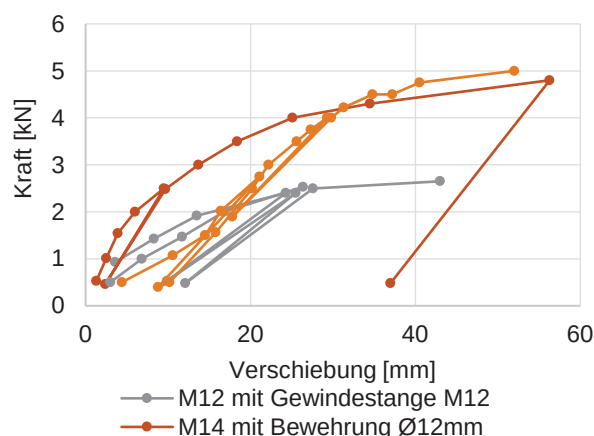


Abb. 23: Kraft-Weg-Diagramme der Belastungsversuche der Geländerbefestigung

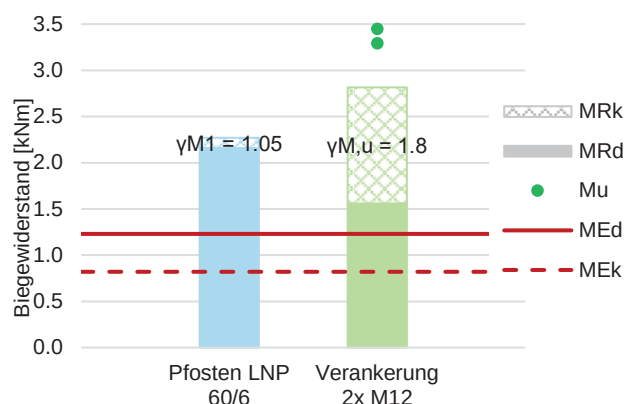


Abb. 24: Nachweis Tragsicherheit der Geländerbefestigung mit 2x M12

¹ Für die statistische Auswertung gemäss SIA 179 werden theoretisch mindestens fünf Versuchsergebnisse pro Befestigungs- bzw. Versagensart benötigt. Beim 1:1 Musterelement waren lediglich vier Prüfungen möglich und dabei wurden noch zwei unterschiedliche Verankerungstypen geprüft. Aufgrund der geringen Streuung der Resultate und des grosszügig extrapolierten Beiwerts λ für die Anzahl Versuchsergebnisse wird dennoch ein Vertrauensniveau von über 90% angenommen.

6. Vorversuche Fugenverguss

Das Detail der Querfugen zwischen den Trogelementen wurde anhand von Vorversuchen in Zusammenarbeit mit dem Unternehmer optimiert (Abb. 4). Die Querfugen waren vor Ort mit UHFB zu vergiessen und mussten wasserdicht sein, so dass zusammen mit den Trogelementen über das gesamte Bauwerk eine möglichst homogene und dauerhafte Abdichtung entsteht.

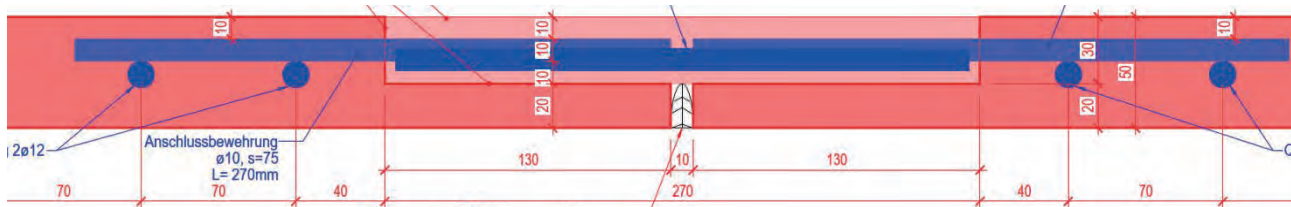


Abb. 25 Detail der ausgeführten Elementfuge mit Verguss vor Ort

Beim ersten Vorversuch am Musterelement wurden sowohl die Randborde wie auch die horizontale Platte eingeschalt und mit selbstverdichtenden UHFB-Mischungen mit unterschiedlichem Fasergehalt vergossen. Die bereits im Vorfeld geäusserten Bedenken, dass bei einer Fugenstärke von 30 mm und mittig eingelegten Stoss- und Anschlusseisen ein einwandfreier Verguss schwierig realisierbar ist, bestätigten sich (Abb. 26). Die minimal zu vergiessende Bauteil- bzw. Fugenstärke ohne Behinderung durch Bewehrungseinlagen sollte mindestens 15 mm betragen (statt 10 mm gemäss Plan und der bereits vorfabrizierten Trogelemente).



Abb. 26: Querschnitt durch 1. Muster-
Elementfuge mit schlechtem Verquuss



Abb. 27: Querschnitt durch vergossene Elementfuge mit UHFB-Matrix ohne Fasern

Da die Bauteil- bzw. Fugenstärke nicht mehr angepasst werden konnte, folgten weitere Vorversuche mit UHFB-Matrix ohne Fasern, wobei die Fasern statisch betrachtet im Bereich der Fuge vollständig durch die Stossbewehrung $\varnothing 10$ mm im Abstand 75 mm kompensiert wurden (Bewehrungsgehalt $> 2.4\%$ des UHFB-Querschnitts). Bei den horizontalen bzw. 2% geneigten Flächen wurden Mischungen thixotroper Fließfähigkeit eingebracht und sowohl von Hand wie auch mit einem Betonabzieher verdichtet und geglättet. Die vertikalen Fugen wurden «nass-in-nass» mit einer fließfähigen (selbstverdichtenden) UHFB-Mischung vergossen. Bei Frässchnitten quer durch diese Fugen waren die Kontaktflächen zwischen Element und Verguss kaum mehr sichtbar, was auf einen guten Verbund schliessen liess (Abb. 27). Die Wasserdichtigkeit wurde in der Folge nicht explizit geprüft.

Als Voraussetzung für einen möglichst zeitnahen Einbau des Gleisschotters wurde eine minimale Druckfestigkeit von 30 N/mm^2 verlangt (analog Betontrögen). Da von den UHFB-Lieferanten keine Angaben zur Festigkeitsentwicklung in den ersten 24 Stunden vorlagen, wurden Druckfestigkeitsprüfungen nach 6, 8, 10 und 24 Stunden mit unterschiedlichen Mischungen und bei unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt. Die geforderten 30 N/mm^2 wurde bei Temperaturen $> 20^\circ\text{C}$ nach 10 bis 15 Stunden erreicht, mit einem Fließmittel mit integriertem Beschleuniger sogar schon nach 8 Stunden (Abb. 28). Bei kalten Temperaturen wird deutlich mehr Zeit benötigt.

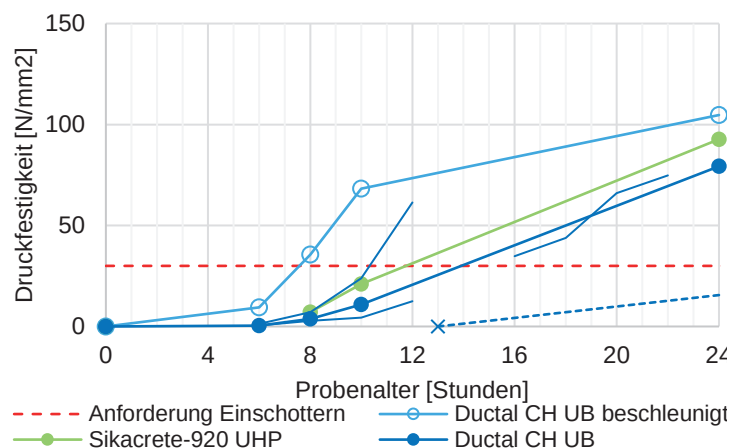


Abb. 28: Druckfestigkeitsentwicklung in den ersten 24 Stunden gemäss Prüfungen im Projekt

Eine weitere Herausforderung beim Fugenverguss war die Herstellung von Mischungen mit kleinen Mengen, wie sie beim Verguss der Randborde erforderlich waren. Das bei der Vorfabrikation eingesetzte UHFB-Produkt funktionierte gemäss Vorversuchen bei Mischungen von mindestens 200 kg gut. Erst knapp zwei Wochen vor der 10-tägigen Intensivbauphase wurde ein neues Produkt, welches sackweise (25 kg) mit einem Handrührwerk gemischt werden konnte, erfolgreich getestet.

7. Bauausführung

7.1. Bauablauf während Intensivbauphasen mit Totalsperrung

Der Einbau der vorfabrizierten UHFB-Schottertröge erfolgte bei der ersten Unterführung während einer Wochenendsperrung. Die weiteren neun Unterführungen wurden gut 3 Monate später in einer Intensivbauphase mit 10-tägiger Totsperrung erneuert, so dass die Abläufe basierend auf den Erfahrungen vom ersten Objekt noch optimiert werden konnten.

Während der 10-tägigen Totalsperrung wurde mit bis zu 9 Arbeitsgruppen im Zweischichtbetrieb bei 4-5 Objekten gleichzeitig gearbeitet.

Der Bauablauf während den Sperrungen sah bei den jeweiligen Objekten wie folgt aus:

- 1) Ausbau Gleisrost, Gleisaushub und Teilabbruch der seitlichen Stirn- und Flügelmauern aus Natursteinmauerwerks mit Gleisbagger (Frässchnitte erfolgten vorgängig unter Betrieb)
- 2) Ausbilden der seitlichen Trogauflager mit ca. 5 cm Ausgleichsmörtel auf dem Mauerwerk, seitlich abgeschalt und mit Balken über die gesamte Bauwerksbreite von gut 5 m gleichmässig abgezogen, darüber 10 mm starke Elastomerlagerstreifen auf dem Ausgleichsmörtel verlegt
- 3) Ausbilden des Versetzplanums zwischen dem Mauerwerk mit Unterlagsbeton verdichtet und Splitt 4/8 mit dem Balken über die seitlichen Elastomerlagerstreifen gleichmässig abgezogen.
- 4) Versetzen der UHFB-Schottertröge mit Gleisbagger oder Lastwagenkran (je nach Lage)
- 5) Abdichtung der Stossfugen zwischen den Elementen mit PU-Schaum und Gummiprofil, Verlegen der Stossbewehrung Ø10 im Abstand 75 mm und Reinigung der Fugenmulde
- 6) Verguss der Fugenmulde 270 mm x 30 mm mit UHFB-Matrix (stehende Fugen mithilfe vorbereiteter Holzschalung), Nachbehandlung und Aushärtung während ca. 8 Stunden
- 7) Einbau Entwässerungskanal und Vorschotterung, Wiedereinbau des Kabelkanals
- 8) Wiedereinbau des Gleisrosts, Einschottern, 1. und 2. Stopfung.

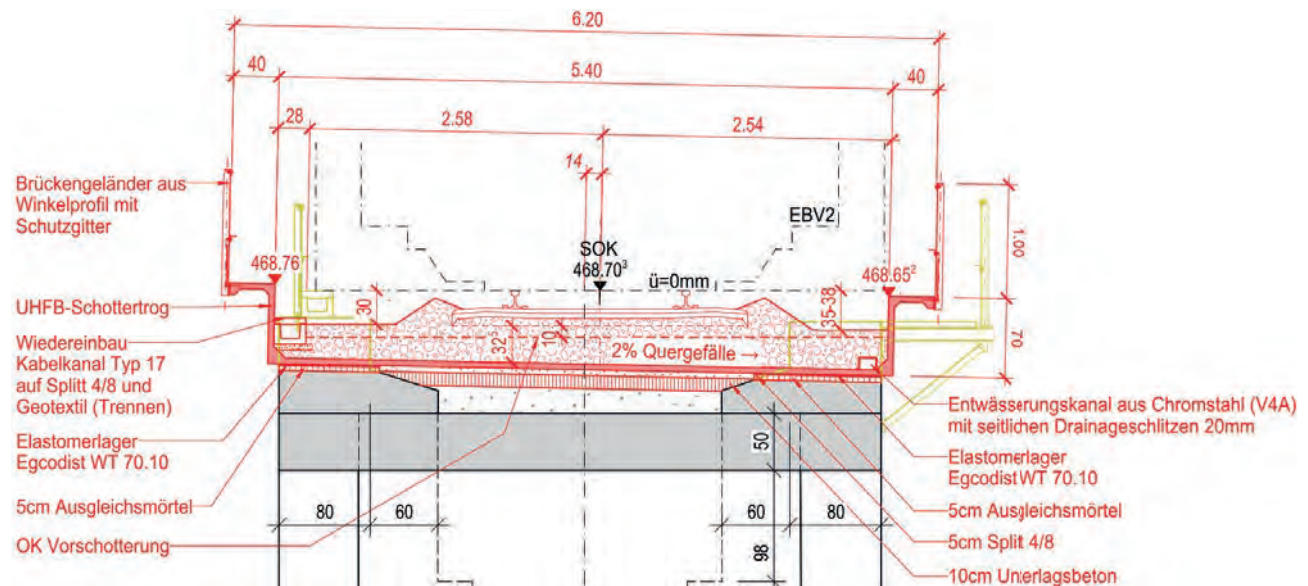


Abb. 29: Querschnitt mit UHFB-Schottertroq (Ausführungsplan Objekt 5 DU Grosshutmatt)



Abb. 30: UHFB-Element auf Splittplanum und Elastomerstreifen über Mauerwerk am Rand



Abb. 31: Versetzen der Elemente mit Gleisbagger



Abb. 32: Versetzen Elemente mit LKW-Kran



Abb. 33: Fugenverguss mit Regenschutzdach

7.2. Risse im UHFB und deren Behandlung

Bei zwei der zehn Objekte traten Schwindrisse beim Fugenverguss der Randbörde auf, der bei sehr warmen Sommertemperaturen ausgeführt werden musste. Eine unmittelbare Nachbehandlung mit Curing-Mittel und Abdecken des frischen UHFB ist insbesondere bei direkter Sonneneinstrahlung, Wind und ohne Fasern äusserst wichtig.

Bei drei der zehn Objekte wurden bei der Abnahme nach ca. 2 Monaten ungefähr in der Mitte der Bauwerke je ein Riss im Randbord der UHFB-Elemente festgestellt. Die Risse waren in der Ecke des Randbords bis zu 1 mm breit und liefen gegen aussen und unten auf null aus. Als Ursache werden Zwängungen infolge linearer Temperaturänderungen vermutet (grössere Temperaturschwankungen beim freiliegenden Trogrand im Vergleich zur eingeschotterten Platte).

Sowohl die Schwindrisse bei den Fugen als auch die Risse in den Elementen wurden während kurzen Sperrungen in Zugspausen mit einem 2K-Injektionsharz auf Epoxidbasis verfüllt (Verguss nach vertikaler Verdämmung bei Rissen bis 1 mm, einrollen bei feinen Schwindrissen).

8. Folgerungen

UHFB-Schottertröge sind seit 2016 als „neuere Entwicklung“ im SBB Projektierungsassistent Ingenieurbau Brücken [1] enthalten. 2024 wurden diese zum ersten Mal bei der Erneuerung von zehn SBB-Wegunterführungen eingesetzt. Die erfolgreiche Realisierung dieses Projekts gleich bei mehreren Objekten war dank einer detaillierten Planung, aufschlussreicher Vorversuche und einem sehr engagierten Bauunternehmer möglich.

Die folgenden Abbildungen zeigen das Ergebnis der Erneuerung. Der aufgesetzte UHFB-Schottertrog ist klar erkennbar und einfach lesbar als Element, das zum Gleiskörper gehört, während die ursprüngliche, historische Mauerwerkskonstruktion in ihrer ästhetischen Qualität erhalten bleibt.



Abb. 34 & Abb. 35: Durchlass Seeburg in Luzern vor und nach der Erneuerung mit UHFB-Trog



Abb. 36: und Abb. 37: DU Salzfass und WU Bürgenstock nach der Erneuerung

Die schlanken UHFB-Schottertröge eignen sich speziell für die Erneuerung von Gewölbebrücken mit kurzen Spannweiten und geringem Entgleisungsrisiko und weisen gegenüber konventionellen Schottertrögen folgende Vorteile auf:

- Aufgrund der relativ geringen Bauteildicke sind auch bei knappen Schotterstärken keine Gleishebungen erforderlich (minimale Anpassungen bei Fahrbahn, Kabel, Fahrleitungen etc.).
- Das Versetzen der Trogelemente ist aufgrund des geringen Gewichts mit Gleisbagger oder LKW-Kran möglich. Es sind keine Abdichtungsmembrane und Unterschottermatten erforderlich, was die Bauzeit und die Baukosten sowie auch den späteren Unterhaltsaufwand deutlich reduziert.
- Weiter ist auch die Ökobilanz aufgrund des effizienten Materialeinsatzes besser, im Vergleich zu konventionellen Stahlbeton-Schottertrögen, die in der Regel auch die Ästhetik der Bauwerke mehr beeinträchtigen.

Beteiligte

Bauherrschaft:	Schweizerische Bundesbahnen SBB, Olten
Planung und Bauleitung:	Basler & Hofmann AG, Kriens
Unternehmer:	Gebr. Brun AG, Emmen (Vorfabrikation und Baumeisterarbeiten)
Konzept und Beratung UHFB:	Eugen Brühwiler

Literatur

- [1] SBB Projektierungsassistent Ingenieurbau – Brücken (PAIngB), V3.2, 2021, pp. 145-146.

Réalisation d'une passerelle monolithique en Béton Fibré Ultra Performant sur une brèche modeste d'un méandre de la Saône

**Thomas
MOTRIEUX**
Gérant architecte
et ingénieur
A.TM
Lyon, France

Adrien ROIBET
Président ingénieur
IXO
Lyon, France

Jérôme FRECON
Responsable d'activité
SMART UP
VICAT
L'Isle d'Abeau, France

**Guilhem DE
MAUROY**
Directeur général
Smith, Good Partners
BGL
Pusignan, France

Résumé

Le projet du Bois Canal consiste en la réalisation d'une passerelle piétonne sur la commune de Pont-de-Veyle en bord de Saône sur une brèche de 8 mètres de long entre deux appuis en pierres maçonnées datant du début du XX^{ème} siècle.

Compte tenu des crues fréquentes de la Saône et des difficultés d'entretien exprimées par la municipalité, la solution retenue pour le nouveau tablier est une structure légère en Béton Fibré Ultra Performant monolithique à poutres latérales faisant office de garde-corps. L'ouvrage est constitué d'une unique pièce structurelle de 10,55 mètres de long et 2,72 m de large, intégralement préfabriquée en atelier puis grutée en place.

Le budget limité de l'opération a obligé une réflexion sur les moyens employés pour obtenir une conception techniquement et architecturalement satisfaisante tout en évitant le recours à des technologies onéreuses, tel que coffrages en acier, précontrainte.

Tirant parti des moyens à disposition localement, le projet est réalisé uniquement avec une table coffrante et des négatifs constitués d'empilements de planches de contreplaqués. Ces négatifs permettent de diminuer fortement les épaisseurs (5,5 cm en moyenne), créant une poutre Vierendeel ferrailée uniquement en partie inférieure au niveau de la traverse. Le traitement des arrêtes crée un motif contemporain inspiré des passerelles Art Déco qui ont fait la renommée de la commune de Pont-de-Veyle au XX^{ème} siècle.

L'Analyse de Cycle de Vie comparative réalisée entre différentes solutions montre une réduction de l'empreinte carbone du projet de 80% en CO₂eq entre la structure BFUP et une structure équivalente en aluminium, pris comme référence dans le contexte très agressif du site n'autorisant pas de variante bio ou géo-sourcée telle que le bois (humidité très forte, zone inondable).

Mots clefs : *Passerelle ; Béton Fibré Ultra Performant ; Monolithisme ; Architecture ; Innovation*

1. Introduction : utilisation du BFUP

Au cours des deux dernières décennies, de nombreuses passerelles en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) ont vu le jour, un matériau principalement utilisé pour ses propriétés plastiques permettant des formes courbes, non régulières et fines. Ces projets mobilisent souvent des techniques coûteuses et complexes, telles que des coffrages métalliques sur mesure ou la précontrainte extérieure, afin de produire des formes ambitieuses, non standardisées et parfois arbitraires, questionnant la pertinence des moyens mis en œuvre [1].

À l'inverse, le projet de la passerelle du canal de Bois cherche à exploiter pleinement les propriétés techniques du BFUP, à savoir sa très bonne durabilité, sa haute résistance à la compression et à la traction, sa relative légèreté et ses performances environnementales.

2. Contexte du projet

En France, de nombreuses passerelles piétonnes « ordinaires » franchissant des rivières ou des ruisseaux appartiennent à de petites communes disposant de moyens financiers limités. En conséquence, ces structures de faible portée sont souvent laissées à l'abandon et se dégradent : platelages en bois pourris, poutres métalliques corrodées, etc.

La passerelle du canal de Bois s'inscrit précisément dans ce type de contexte. Le projet est situé sur un bras mort de la Saône, à proximité de la commune de Pont-de-Veyle (Fig. 1). Une passerelle datant du début du XXe siècle, dont le tablier en bois était en mauvais état, a été démantelée, ne laissant que des appuis maçonnés disjoints et une travée vide de 11 mètres. Ces appuis en maçonnerie ont été restaurés dans le cadre du projet, permettant ainsi de préserver à la fois le site naturel et ses éléments patrimoniaux (Fig. 2).

En réutilisant les appuis existants au lieu de construire de nouveaux supports en béton, l'intégralité du budget du projet a pu être consacrée au développement d'une structure de franchissement innovante en BFUP, adaptée aux faibles portées.

Le projet s'inscrit également dans l'histoire de la ville de Pont-de-Veyle, dont le nom fait référence aux nombreux ponts et passerelles érigés sur les différents méandres de la Saône. L'exemple le plus remarquable est celui de la passerelle à trois branches de style Art Déco, située dans le parc du château de la ville (Fig. 3). La passerelle du canal de Bois entend prolonger cette relation forte entre les habitants et leur patrimoine de passerelles, en revisitant ces formes culturelles historiques.



Fig. 1 : Orthophotographie du site de projet



Fig. 2 : Photographie du projet @François Baudry



Fig. 3 : Carte postale, pont à trois branches du parc de Pont de Veyle

3. Processus de conception architecturale et technique

La proposition pour la nouvelle passerelle s'appuie sur les savoir-faire actuellement disponibles dans la vallée de la Saône, en particulier la présence de nombreuses carrières de sable fin destiné au béton, ainsi que d'usines locales de préfabrication béton. Le projet prend la forme d'un pont à poutres latérales monolithique réalisé en BFUP (Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances).

Cette structure en forme de U, d'une longueur de 10,50 mètres et d'une largeur de 2,72 mètres, intègre en un seul élément structurel monolithique à la fois les garde-corps et le tablier. La forme des poutres résulte d'une conception à la fois architecturale et technique. La variation de l'épaisseur permet

d'optimiser l'efficacité structurelle en constituant une poutre de type Vierendeel. Le dimensionnement structurel a été réalisé à l'aide d'un processus paramétrique, utilisant le logiciel Rhinoceros 7, le module Grasshopper, ainsi que le logiciel de calcul Sofistik (voir Fig. 4).

Le dimensionnement a été réalisé selon les normes françaises, à savoir les Eurocodes et les normes spécifiques au BFUP NF P18-470 et P18 710. Un modèle aux éléments finis de type plaques d'épaisseur variable a été réalisé pour le dimensionnement de la passerelle. Les éléments non ferrailés, à savoir l'ensemble des plaques d'épaisseur 3 cm (garde-corps) et 4 cm (tablier) ainsi que les éléments en compression (montants et lisse de garde-corps), sont calculés en élasticité comme des matériaux isotropes. On profite ainsi de l'augmentation de capacité en flexion due à l'ajout de fibres. A noter que l'on a autorisé une plastification ponctuelle des sections dans les angles des panneaux sur des zones de l'ordre de 5 cm. Les éléments en BFUP ferrailés sont dimensionnés comme des poutres en Béton à Hautes Performances, avec les critères Eurocode de l'état limite de service et de l'état limite ultime.

Compte tenu des dimensions réduites de la passerelle, avec un élancement de l'ordre d'un dixième, le comportement vibratoire de la passerelle s'est avéré non dimensionnant, de même que les instabilités. Les critères de dimensionnement les plus contraignants ont été la capacité en traction du BFUP non ferrailé ainsi que les dimensions d'espacement et de cintrage des aciers de renforcement pour les pièces de BFUP ferrillées. Dans ce type de projet très optimisé, les contraintes sont souvent autant dues à la mise en œuvre qu'au calcul intrinsèque des efforts dans les différentes parties de structure. On peut citer à titre d'exemple la jonction entre les garde-corps et le tablier, reprenant un effort assez faible dans le calcul mais ayant nécessité de nombreuses itérations de conception avec l'entreprise pour garantir sa faisabilité, son étanchéité ainsi que sa possibilité de coffrage.

L'objectif principal était de réduire l'épaisseur de l'ensemble des éléments tout en limitant le recours aux armatures en acier. Les résultats sont présentés dans le Tableau 1. L'épaisseur des éléments varie de 3,0 à 11,0 centimètres, avec un taux global d'armature de 69 kg/m³. Les parties minces des garde-corps et du tablier ne sont pas armées, ni les zones comprimées telles que la membrure supérieure des poutres latérales. Les mêmes négatifs de coffrage ont été utilisés pour les poutres latérales, la sous-face du tablier et la partie supérieure de la membrure supérieure. Par conséquent, l'épaisseur moyenne de la structure est inférieure à 6,0 centimètres, pour une masse totale de 9,0 tonnes. Cette solution présente un poids quasi équivalent à celui d'une structure métallique, ce qui permet de réduire les coûts liés au levage et à la mise en œuvre.

La forme des négatifs de coffrage (voir Fig. 5) s'inspire de l'architecture Art Déco du début du XX^{ème} siècle, qui a contribué à la renommée de Pont-de-Veyle grâce à la réalisation de nombreuses passerelles métalliques dans le parc du château de la commune.

Le travail sur les arêtes constitue une réinterprétation contemporaine de ce savoir-faire local aujourd'hui disparu, qui avait initialement été développé pour les structures en béton, à une époque où tous les coffrages étaient réalisés en planches de bois par des menuisiers.

Tab. 1 : Taux de ferrailage des pièces

Piece of the footbridge	Thickness (cm)	Reinforcement rate (kg / m³)
Lateral beam	3.0	-
Lateral beam, local thickening	11.0	118.0
Lateral beam, top chord	11.0	-
Deck	4.0	-
Deck, local thickening	10.0	148.0
Global, footbridge	5.5	69.0

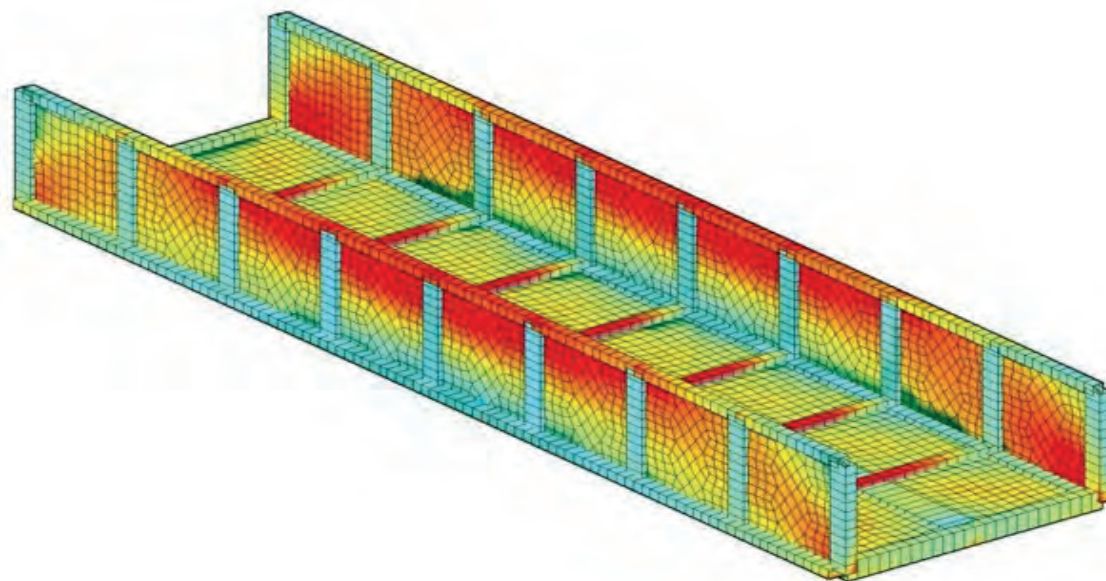


Fig. 4 : Modèle de calcul Sofistik – contraintes normales sous charges de poids propre

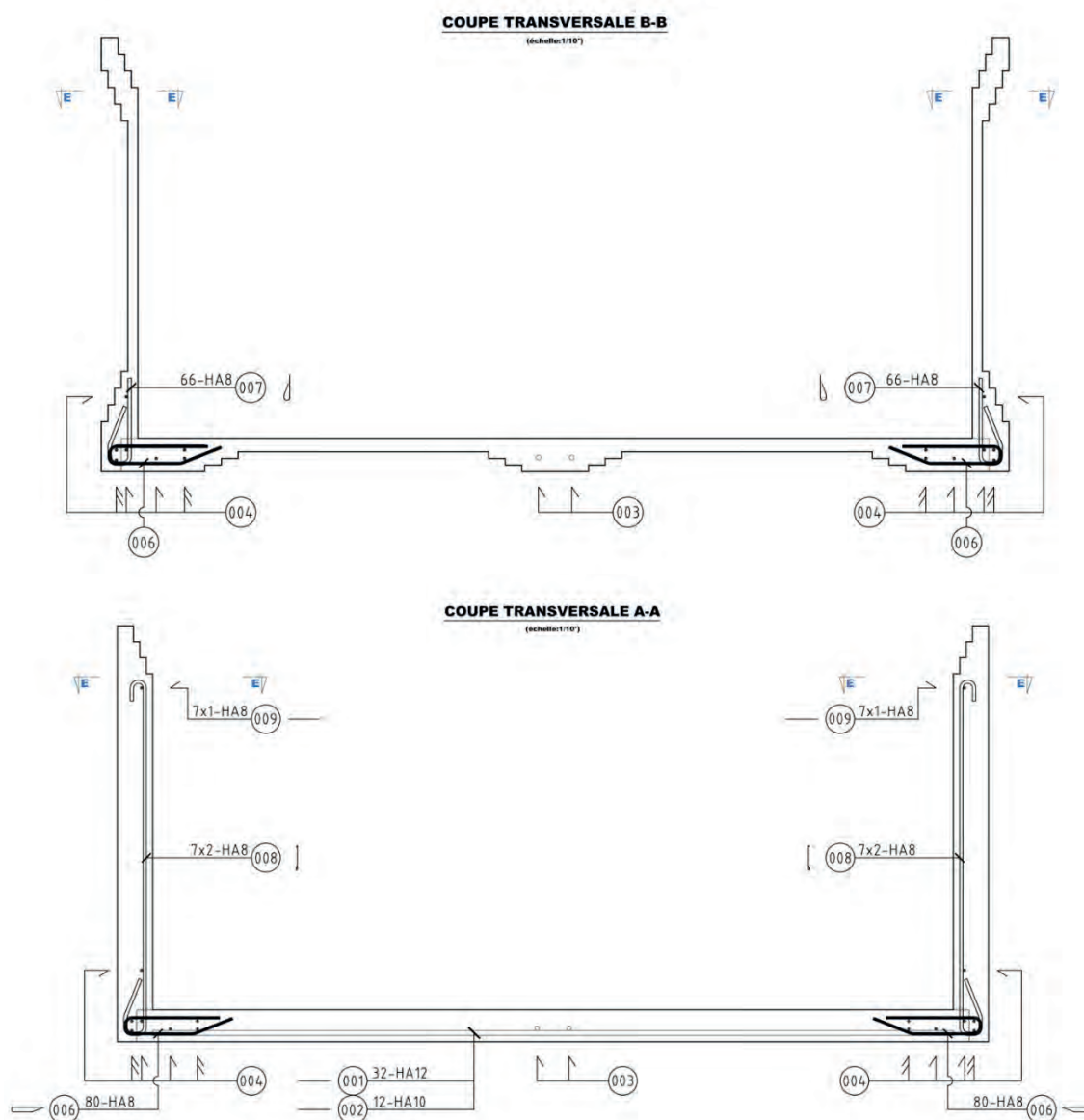


Fig. 5 : Coupes transversales et principe de ferrailage

4. Préfabrication du tablier

L'approche développée dans le cadre de ce projet vise à concevoir une forme optimisée, adaptée à la situation spécifique du site, en limitant de manière drastique les moyens techniques et les ressources mobilisées. Ce principe découle également des contraintes budgétaires très strictes du projet, dont le coût total s'élève à 250'000 EUR hors taxes.

La passerelle est entièrement réalisée en usine, dans une unité locale de préfabrication, puis livrée sur site et mise en place par levage. Ce procédé est rendu possible grâce aux dimensions et au poids réduits de l'ouvrage, qui mesure moins de douze mètres de long pour un poids inférieur à dix tonnes.

Le BFUP utilisé est le SMART UP WHITE de VICAT 1,75%, avec une faible quantité de pigment vert dans la masse (50 g pour 25 kg de prémix). Des essais ont été réalisés au début du projet afin de valider les performances du matériau (fck supérieur à 140 MPa, fctk supérieur à 7 MPa), ainsi que le sens d'orientation des fibres dans les coffrages à la géométrie spécifique.

La structure en U en BFUP peut être fabriquée à l'aide d'une simple table de coffrage destinée aux murs préfabriqués de bâtiment et d'égouttoirs réalisés en planches de bois superposées peintes, ce qui permet de proposer une solution structurelle à faible coût, adaptée à cet ouvrage de franchissement « ordinaire ». Le coffrage des poutres se compose de huit négatifs, chacun constitué de quatre panneaux de contreplaqué de 20 mm d'épaisseur superposés. La forme varie d'un rectangle de 1,30 m × 1,00 m à un carré de 0,75 m × 0,75 m.

Une fois les deux poutres latérales réalisées à l'aide du même coffrage (voir Fig. 6), les emporte-pièces sont démontés puis repositionnés sur la table de coffrage pour panneaux, afin de couler le tablier entre les deux poutres (voir Fig. 7).

Pour favoriser l'intégration paysagère de l'ouvrage dans un environnement naturel préservé, un prémix à base de BFUP blanc a été utilisé, contenant des fibres métalliques en inox et une petite quantité de pigment vert (50 g de pigment pour 25 kg de prémix de BFUP).



Fig. 6 : Photographie de l'usine de préfabrication – poutres latérales (gauche) et coffrages en négatifs (droite) @ François Baudry



Fig. 7 : Photographie de l'usine de préfabrication – Réutilisation des négatifs en sous-face du tablier @ François Baudry

5. Analyse du Cycle de Vie

Une analyse du cycle de vie a été réalisée afin de quantifier la performance environnementale de la solution en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) par rapport à des structures plus conventionnelles, telles qu'une passerelle en acier S355 ou en aluminium 6061.

L'analyse a considéré uniquement l'étape de construction de la passerelle, et a comparé les rejets de CO₂ équivalent liés à la fabrication des tabliers, faute d'informations concernant les rejets pour la reprise des appuis maçonnés, aujourd'hui très mal renseignés (piquage de joints, rejointoiement à la chaux, taille de pierres sur site...).

Les données utilisées proviennent de l'Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie (ADEME) ainsi que de la base de données ECOBAU. Ces sources, respectivement françaises et suisses, sont les organismes de référence pour l'estimation des émissions de gaz à effet de serre équivalentes des matériaux de construction.

Une conception équivalente a été établie pour chaque typologie de structure, permettant d'estimer la masse globale pour chaque matériau. On a considéré par simplification des passerelles à poutres, avec des tonnages conformes à des projets similaires déjà réalisés par notre agence.

L’analyse comparative du cycle de vie du projet met en évidence une réduction de 80 % des émissions de CO₂ équivalent pour une structure en BFUP par rapport à une structure en aluminium (cf. Fig. 8).

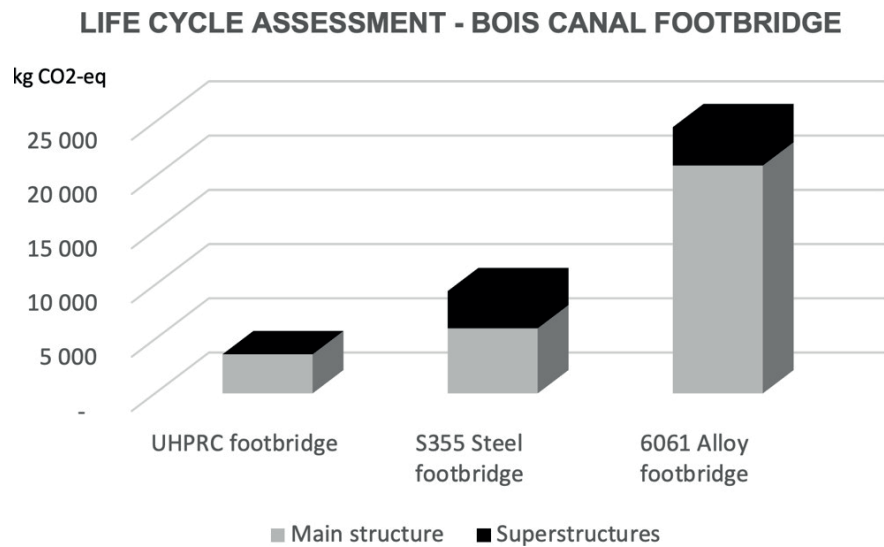


Fig. 8 : Analyse du Cycle de Vie comparative – solutions étudiées pour la passerelle du Bois Canal

Tab. 2 : Emission de CO₂ équivalente des différents matériaux de construction utilisés – sources : ADEME, ECOBAU

Material	Density (kg/m ³)	Equivalent gas emission (kg CO2-eq/kg or m ²)
UHPRC (reinforcement included)	2770	0.40
6061 Aluminium (without painting)	2690	6.00
S355 Steel (beam, without painting)	7850	1.00
S355 Sheet (beam, without painting)	7850	1.60
Anticorrosion painting	-	4.02

6. Conclusion

L’objectif principal de ce projet était de concevoir une structure innovante en BFUP, intégrée à son site du début du XX^e siècle et à ses appuis maçonnés, tout en réduisant les moyens mis en œuvre afin de parvenir à une solution simple, tirant pleinement parti des propriétés de ce matériau : très bonne durabilité, haute résistance à la compression, relative légèreté et performance environnementale.

Le résultat est une passerelle monolithique en forme de U, d’une épaisseur moyenne de 5,5 cm, comportant un ferrailage limité. La passerelle mesure 10,50 m de long pour 2,72 m de large. La forme des poutres résulte de l’utilisation d’un coffrage simple, couramment employé pour les murs préfabriqués dans la construction de logements, combiné à des négatifs en bois. Ces derniers permettent d’optimiser l’efficacité structurelle en générant une poutre de type Vierendeel. Leur forme fait écho à l’architecture Art Déco du début du XX^e siècle, qui a contribué à la renommée de Pont-de-Veyle dans la vallée de la Saône.

La structure est entièrement réalisée en usine de préfabrication, avant d’être transportée puis posée sur site à l’aide d’une grue.

Ce projet démontre que le BFUP peut être utilisé comme un matériau à faible coût, compte tenu de ses excellentes performances, notamment dans des situations complexes (forte humidité, accès difficile, etc.).

Par ailleurs, la contrainte de moyens propre à ces « projets ordinaires » peut être envisagée comme une opportunité pour développer de nouvelles formes ancrées dans le savoir-faire local. Dans le cas de la passerelle du Canal du Bois, la présence de nombreuses carrières de sable et d'usines de préfabrication a constitué le point de départ du processus de conception, aboutissant à des formes culturellement enracinées dans le territoire du val de Saône.

La valeur de cette démarche réside dans sa capacité à être reproduite. Un même processus de conception peut en effet mener à des formes et à des utilisations de matériaux différents, adaptés à chaque contexte et à ses spécificités locales.

7. Remerciements

Les auteurs tiennent tout d'abord à remercier la municipalité ainsi que la Communauté de Communes de la Veyle pour la confiance accordée à ce projet et le pari qu'ils ont accepté de relever en soutenant le développement d'une initiative innovante pour un « franchissement ordinaire ».

Ils remercient également les entreprises de construction ayant contribué au projet, à savoir Bâtiments du Grand Lyon pour les travaux de génie civil, Vicat pour la fourniture du BFUP, et Campenon Bernard pour la préfabrication de la passerelle.

Enfin, les auteurs expriment leur gratitude à Agustin Pina pour la réalisation des rendus numériques, ainsi qu'à François Baudry pour les photographies.

8. Références

[1] MARCHAND P., "Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development", UHPFRC 2009 Conference, Marseille, France, 2009.

Passerelle mixte acier-CFUP de mobilité douce au-dessus de la RC 179 à Crissier

Julien THIRIOT

Ing. civ. dipl. EPFL
Bureau -T-
Lausanne, Suisse

Emilie BELLANGER

Ing. Civ. CHEBAP
Bureau -T-
Genève, Suisse

Thierry DELEMONT

Ing. civ. dipl. EPFL
Bureau -T-
Genève, Suisse

Résumé

La nouvelle passerelle de mobilité douce de Crissier franchissant la RC 179 illustre une utilisation du béton fibré ultra-performant (CFUP) en combinaison avec une charpente métallique. L'intégration de ce matériau a permis d'optimiser la structure en réduisant le tonnage d'acier, en augmentant la rigidité du tablier et en assurant à la fois l'étanchéité et la fonction de revêtement, supprimant ainsi les couches traditionnelles de PMMA et d'asphalte. Le comportement mixte acier-CFUP, rendu possible par un système de mini-goujons, a été validé par modélisations numériques prenant en compte la fissuration et les états limites. Le chantier, marqué par une préfabrication poussée et un phasage minutieux, a confirmé la faisabilité technique de cette solution, tout en mettant en évidence l'importance de conditions de mise en œuvre maîtrisées (climat, cure, lavage, effectifs en personnel sur chantier). Ce projet démontre que les passerelles mixtes acier-CFUP offrent une alternative durable, légère et performante aux conceptions traditionnelles.

Mots clefs : *Passerelle, mixte, acier-CFUP, mini-goujons, revêtement CFUP*

1. Introduction

La passerelle de Crissier – située dans l'Ouest lausannois – a été conçue pour relier deux quartiers en pleine mutation urbaine.

Fruit d'une collaboration entre le bureau T ingénierie et l'architecte Pierre-Alain Dupraz, elle adopte une structure mixte acier-CFUP afin de répondre à des contraintes techniques et fonctionnelles particulièrement exigeantes.

Dès la phase de concours, la conception a intégré deux impératifs majeurs :

- limiter les charges transmises à un bâtiment en construction (projet OASSIS),
- minimiser les dénivelés afin de garantir une accessibilité optimale pour les piétons.

La solution retenue se présente comme une poutre continue sur trois appuis, pensée presque comme un « plongeur » : l'encastrement à l'appui central permet de franchir la route avec une structure élancée, tout en réduisant au maximum les descentes de charge sur le bâtiment situé à l'extrémité de l'ouvrage.

L'utilisation du CFUP (béton fibré à ultra-hautes performances) répond à trois fonctions essentielles :

1. **Structurelle** – réduction du tonnage de la charpente et augmentation de la rigidité du platelage, tant pour les charges concentrées que pour limiter le voilement de la tôle supérieure, participation à la flexion longitudinale et augmentation de la rigidité.
2. **Étanchéité** – suppression du revêtement en PMMA grâce à l'imperméabilité intrinsèque du matériau.
3. **Revêtement** – suppression de l'asphalte, ce qui allège la structure en réduisant le poids mort.

Des modélisations avancées ont permis de déterminer les propriétés équivalentes du CFUP dans les zones tendues et d'assurer la pérennité de son étanchéité. La connexion entre l'acier et le CFUP est assurée par de multiples goujons soudés à la charpente métallique, garantissant un comportement mixte conforme aux exigences de l'ELU 2.

Le chantier a suivi un phasage rigoureux : préfabrication des tronçons métalliques en atelier, grutage nocturne pour limiter l'impact sur la circulation, montage sur site et mise en place du CFUP.

2. Contraintes du projet

2.1. Limitation de la descente de charge au Sud

Dès la phase de concours, la conception a intégré des exigences strictes, notamment la réduction des charges appliquées à un bâtiment en construction (projet OASSIS). L'appui de la longue travée devait en effet reposer sur une dalle de parking qui n'avait pas été dimensionnée pour supporter les descentes de charge d'une passerelle. Il a donc fallu concevoir un système statique capable de limiter ces charges sur le bâtiment.

La solution adoptée est une poutre continue sur trois appuis, pensée presque comme un « plongeur ». Grâce à l'encastrement à l'appui central, la structure franchit la route avec élégance tout en réduisant au maximum les descentes de charges à l'extrémité posée sur le bâtiment existant.

Par ailleurs, le phasage de réalisation a intégré une dénivellation d'appui totale de 41 cm, permettant de reproduire le diagramme des moments prévu en conception « non phasée », bien que les tronçons aient été initialement posés en isostatique sur des tours de montage.

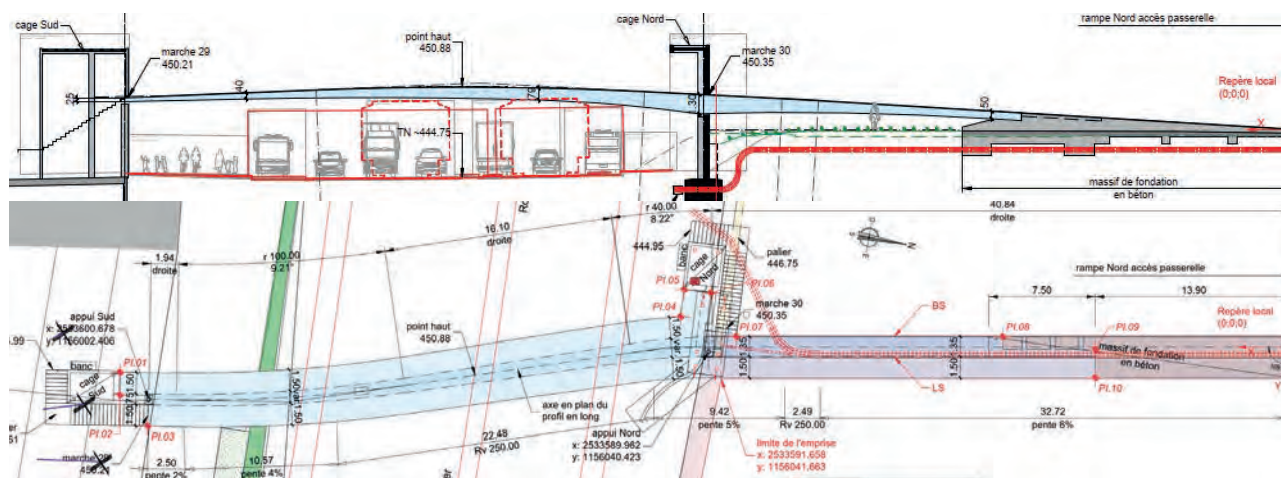


Fig. 1 : Profil en long de l'ouvrage et vue en plan de l'ouvrage

2.2. Respect du gabarit des transports exceptionnels et limitation des dénivelés pour les piétons et les cyclistes

C'est également grâce au grand élanement de la poutre que le gabarit imposé pour les transports exceptionnels a pu être respecté, tout en limitant au maximum les différences de niveau pour les piétons grâce à une hauteur statique réduite au-dessus de la route cantonale.

2.3. Profil en long simple et direct

Par ailleurs, le profil en long de l'ouvrage a été étudié pour offrir une traversée la plus directe possible entre les quartiers OASSIS, le futur quartier des Esparcettes et la zone commerciale. Dans ce contexte, la rampe – qui sert également d'encastrement à la travée centrale – prend tout son sens, puisqu'elle permet un accès depuis le côté nord sans recourir à des escaliers ou à un ascenseur.

3. Objectif du développement de la variante mixte acier-CFUP

Lors du développement du projet, l'utilisation du CFUP a été identifiée comme une optimisation par rapport à la solution initiale, plus « conventionnelle », qui prévoyait un tablier métallique muni d'une tôle de platelage de 20 mm d'épaisseur, recouverte d'une étanchéité projetée type PMMA et d'un revêtement en asphalte de 70 mm.

La variante CFUP a été élaborée dans le but d'optimiser les trois fonctions présentées dans les chapitres suivants.

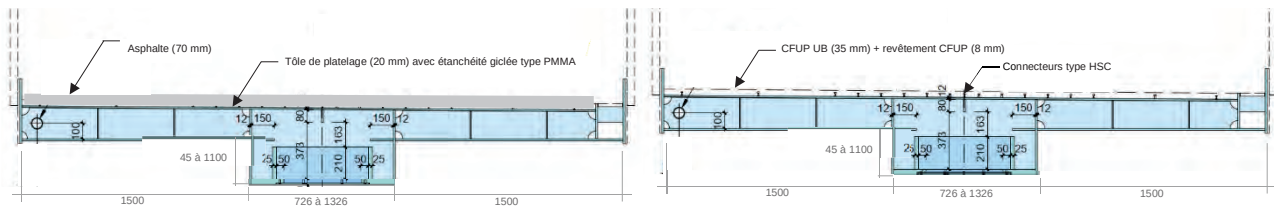


Fig. 2 : Coupe de l'ouvrage (variante PMMA+asphalte à gauche et variante CFUP à droite)

3.1. Etanchéité de la tôle de platelage

Le premier objectif de l'utilisation du CFUP était de supprimer l'étanchéité de type PMMA habituellement appliquée sur la tôle de platelage.

3.2. Rôle structurel

Le CFUP contribue directement à la performance structurelle de l'ouvrage, tant sur le plan transversal que longitudinal.

Effet transversal : l'ajout de 35 mm de CFUP a permis de réduire l'épaisseur de la tôle de platelage transversale de 20 mm à 12 mm. Cette optimisation représente une économie de plus de 15 tonnes d'acier sur un poids initial de 100 tonnes, soit une réduction de 15 %.

Effet longitudinal : Le CFUP participe également à la reprise des efforts longitudinaux en extradoss de l'ouvrage de manière mixte avec la tôle de platelage.

Rigidité accrue : le CFUP améliore la rigidité de la section transversale, limitant les déformations sous charges d'exploitation afin de respecter les critères admissibles ($L/600$) définis par la norme SIA 260 [1].

3.3. Rôle de revêtement

Le CFUP remplace également la couche d'asphalte traditionnellement utilisée.

L'épaisseur de revêtement non porteur passe de 70 mm (deux couches d'asphalte de 35 mm) à seulement 8 mm de matrice CFUP, intégrant gravillons enrobés et fibres synthétiques, puis lavée au jet haute pression.

Ce matériau offre une durabilité exceptionnelle : alors qu'un asphalte doit être remplacé environ tous les 25 ans, la couche de CFUP ne nécessite normalement aucun renouvellement sur la durée de vie entière de l'ouvrage.

À titre de comparaison, lors de la phase de soumission, deux variantes avaient été proposées :

- Variante 1 : acier + PMMA + asphalte
- Variante 2 : acier + CFUP

La figure ci-dessous illustre la différence de coût du revêtement sur l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage, en tenant compte de la moins-value liée à la réduction de la quantité d'acier utilisée. Dès la mise en service, la variante CFUP s'est révélée moins coûteuse, et l'écart entre les deux solutions s'accroît encore avec les coûts liés au renouvellement périodique de l'asphalte.

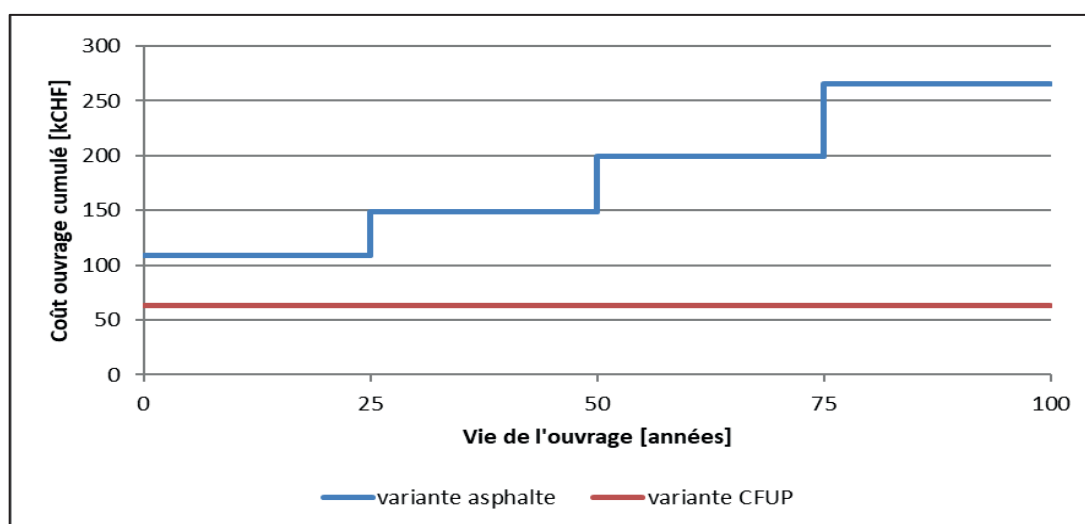


Fig. 3 : Coût sur le cycle de vie de la variante asphalte vs CFUP (selon retour de soumission)

4. Flexion longitudinal mixte

Le calcul longitudinal de l'ouvrage a pris en compte la contribution du CFUP à la flexion. Pour des raisons de mise en œuvre, le CFUP est appliqué sur la tôle de platelage lorsque la passerelle est déjà en position définitive. Ainsi :

- En phase de construction, la charpente métallique reprend les charges permanentes de la charpente et du CFUP frais.
- En phase d'exploitation, la section mixte acier-CFUP durci reprend les charges de la couche de revêtement en matrice CFUP (8 mm d'épaisseur) ainsi que les charges d'exploitation (400 kg/m² ou un véhicule d'entretien de 60 kN).

4.1. Prise en compte du CFUP dans la résistance longitudinale

4.1.1. Détermination du module fissuré du CFUP

Compte tenu de l'application du CFUP sur l'extrados et de la configuration de l'ouvrage (poutre continue sur trois appuis, avec une grande travée et une plus courte), le CFUP est sollicité en traction au-dessus de l'appui central et sur la travée courte.

Le modèle élastique linéaire a montré que dans ces zones, la contrainte dans le CFUP dépasse sa limite élastique.

Un modèle non linéaire a donc été développé sous SOFiSTiK avec quelques combinaisons de charges en considérant plusieurs propriétés du CFUP (considérant un comportement élastique-parfaitement plastique avec un plateau plastique avec les propriétés caractéristiques $f_{Utek} = 10 \text{ N/mm}^2$ ou respectivement de dimensionnement $f_{Uted} = 6 \text{ N/mm}^2$).

Le module sécant est ensuite obtenu pour chacune de combinaisons de charges étudiées en non linéaire en divisant la contrainte dans le CFUP par la déformation (strain). Dans le graphique seul les enveloppes maximale et minimale des modules sécants sont obtenues le long de l'ouvrage (env. max. et env. min).

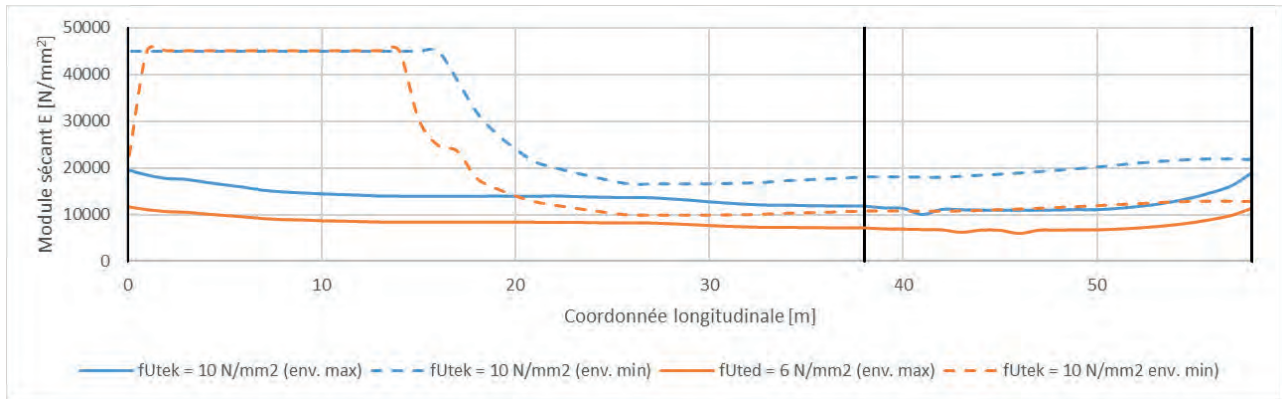


Fig. 4 : Module équivalent du CFUP calculé

Ces résultats ont permis de définir les zones dans lesquelles une plastification du CFUP tendu et attendu et définir un module sécant permettant de simplifier les analyses linéaires.

De ces résultats et des échanges avec le Professeur Brühwiler, un module sécant pour le CFUP tendu en zone plastique approximatif de :

$$E_{U,fissuré} = \frac{E_U}{3} \quad (1)$$

4.1.2. Prise en compte de la fissuration dans la détermination des efforts

Par analogie avec les ponts mixtes acier-béton, deux modèles élastiques linéaires ont été utilisés pour évaluer les contraintes dans l'acier :

- CFUP non fissuré : rigidité élastique complète (45 000 MPa) sur toute la longueur.
- CFUP partiellement fissuré : rigidité non fissurée (45 000 MPa) sur la grande travée jusqu'au point de moment nul, rigidité fissurée (15 000 MPa) sur la travée courte et l'appui central.

Les efforts retenus pour le dimensionnement correspondent à l'enveloppe des résultats issus de ces deux modèles, tenant compte de la redistribution dans ce système hyperstatique.

4.1.3. Rôle du CFUP dans la prévention du voilement de la tôle de plâlage

En zones de flexion positive, la tôle supérieure est comprimée et donc sensible au voilement. La conception initiale prévoyait une tôle de 20 mm pour éviter toute perte de participation due au voilement (classe de section 3).

L'adoption d'une tôle réduite à 12 mm, recouverte de 35 mm de CFUP UB, permet de bloquer le voilement tout en conservant une rigidité équivalente. L'épaisseur équivalente est calculée comme suit :

$$t_{\text{éq.tôle}} = t_a + \frac{t_U}{n} \quad (2)$$

Avec	$t_{\text{éq.tôle}}$	épaisseur équivalente de la tôle d'acier et CFUP UB ramenée à l'acier
	t_a	épaisseur de la tôle d'acier
	t_U	épaisseur de la couche de CFUP
	n	rapport de rigidité entre l'acier et le CFUP ($n = E_a/E_U$)

Cet élanement satisfait aux critères de la SIA 263, tableau 5a [2], classe 3, pour un élément entièrement comprimé.

4.1.4. Vérification de la capacité de déformation du CFUP

A l'ELU, l'allongement ultime du CFUP est vérifié dans le modèle afin de garantir sa contribution et la compatibilité des déformations.

4.2. Vérification du cisaillement longitudinal entre l'acier et le CFUP armé

Afin de garantir un comportement monolithique entre le CFUP et l'acier, le cisaillement longitudinal a été repris par des connecteurs selon le même principe qu'une structure mixte acier-béton.

Les connecteurs utilisés dans le cadre de cette passerelle sont des mini-goujons de hauteur $h = 25$ mm respectant l'enrobage de 10 mm prescrit pour le CFUP. Le diamètre des mini-goujons utilisé est de $D = 6$ mm, permettant de garantir une certaine souplesse demandée dans certains guides techniques comme le TGC Vol. 10 [3].

4.3. Vérification de l'étanchéité du CFUP

La couche de CFUP étant utilisée pour remplacer la couche d'étanchéité de la tôle de platelage, les allongements en traction dans la couche sont limités à l'état limite de service à 1.0 ‰.

Pour cette vérification, les déformations entravées comme le retrait empêché par le caisson métallique sont prises en considération, de même que l'allongement en traction dû aux charges variables (modèle de charge 1 de SIA 261 [4]).

Le retrait empêché représentant une part importante de l'allongement du CFUP en service, un CFUP à retrait limité (ou compensé) a été prescrit. Plusieurs fournisseurs proposent ce genre de produits qui limitent à 0.5‰ le retrait contre 0.6 à 0.8‰ selon le cahier technique SIA 2052 [5].

Le fournisseur a fourni les résultats des essais de retrait du CFUP effectués à l'EMPA afin de confirmer la valeur du retrait.

5. Mise en œuvre

5.1. Préparation de surface



La tôle supérieure de platelage de la passerelle a été préparée avec des mini-connecteurs ou mini-goujons.

Elle a ensuite été sablée Sa 2½ afin d'accueillir une couche de fond (ou de primaire) de 80 µm de Phosphate de zinc 2K (SikaCor EG Phosphat), appliquée en atelier et sur site aux droits des joints de soudure sur site entre tronçons.

Fig. 5 : Aspect de la tôle de platelage au droit d'un joint de soudure (sablage effectué et peinture appliquée sur site au droit du joint de soudure)

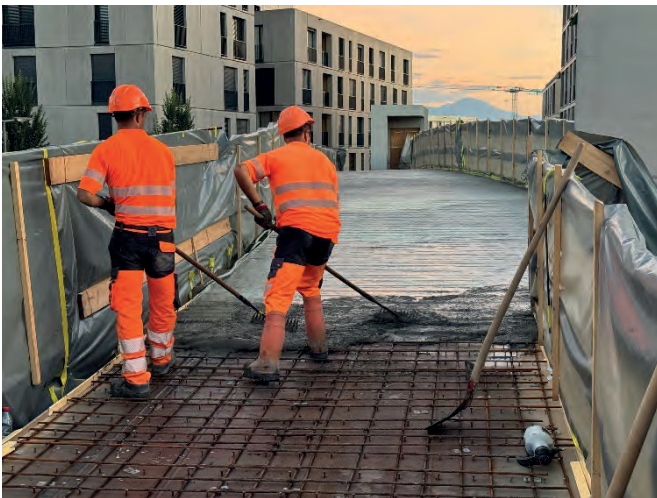
5.2. Mise en œuvre de la couche de base UB



Après livraison des tronçons sur le chantier, assemblage par soudure au-dessus des tours d'appui et dénivellation de l'appui au Sud (au-dessus du bâtiment existant OASSIS), un nettoyage de la surface de platelage a été effectué avec de l'eau afin d'éliminer tous les éléments pouvant affaiblir la connexion du CFUP (graisse, poussière, huile ...).

Une fine armature a été disposée à l'axe de la couche, puis la couche de CFUP UB a pu être "tirée" sur l'ouvrage.

Fig. 6 : Tôle de platelage juste avant application du CFUP avec l'armature en place



Le CFUP est tiré sur la tôle de platelage au moyen de râteliers. Cette étape est très physique et doit être effectuée en continu afin de garantir un comportement monolithique du CFUP.

L'épaisseur de la couche de 35 mm ne permet pas d'effectuer un joint de reprise en CFUP en escalier dans l'épaisseur.

Fig. 7 : Mise en œuvre de la couche UB par l'entreprise Frutiger



Rapidement après la mise en œuvre du CFUP, un produit de cure spécialement adapté pour le CFUP – sélectionné par l’entreprise Frutiger – a été giclé sur le CFUP. Ce produit permet, outre la cure du CFUP, de retarder la prise.

Fig. 8 : Application du produit de cure / retardateur de prise (de couleur vert/bleu) de la couche UB par l’entreprise Frutiger

5.3. Mise en œuvre de la couche de revêtement



Le lendemain, la couche de CFUP UB a été lavée au jet afin de rendre rugueuse la couche UB pour garantir l’adhérence avec la prochaine couche de revêtement en CFUP, sans fibres métalliques et avec gravillons.

Le surlendemain, la couche de matrice CFUP avec gravillons a été “tirée” au-dessus du CFUP UB sur une fine épaisseur de 8 mm.

Le même produit de cure a été giclé sur la surface de cette couche permettant également de retarder la prise du CFUP.

Enfin le lendemain, un lavage au jet est également effectué afin de laisser apparaître les gravillons souhaités pour garantir un aspect esthétique de la couche et afin de garantir une certaine adhérence pour les piétons et cyclistes.

Fig. 9 : Mise en œuvre de la couche de revêtement matrice CFUP avec gravillons par l’entreprise Frutiger



Le rendu final de la couche de revêtement correspond à l'attente de l'architecte.

Des gravillons noirs de basalte de diamètre 2/3 mm ont été choisis par l'architecte.

Fig. 10 : Aspect de la couche de revêtement en matrice CFUP à large échelle



Fig. 11 : Aspect de la couche de revêtement en matrice CFUP

6. Retour d'expérience

6.1. Découpage des soumissions pour le CFUP

Pour ce projet, les soumissions ont été regroupées afin de disposer d'un interlocuteur unique pour l'ensemble des lots de gros œuvre : charpente métallique, béton et CFUP. Le retour d'expérience a toutefois montré que, malgré les références présentées par le consortium adjudicataire, ce dernier a finalement choisi de sous-traiter la mise en œuvre du CFUP à une autre entreprise. Cette situation a eu pour conséquence de compliquer l'obtention de prix compétitifs pour l'entreprise adjudicataire.

Compte tenu de la spécificité de la mise en œuvre du CFUP, il nous semblerait préférable, pour de futurs projets, de créer un lot distinct dédié à ce matériau. Bien que cette approche implique une coordination accrue, celle-ci demeure de toute façon indispensable dans ce type de projet, comme nous l'a montré la récente expérience du bureau sur la passerelle de l'Etang à Vernier (GE) où le CFUP a également été utilisé en revêtement sur une passerelle métallique.

6.2. Conditions météorologiques

Lors de l'élaboration du planning, il est nécessaire d'être conscient que les fortes températures ne sont pas adaptées à la mise en œuvre du CFUP – surtout sur une tôle métallique non revêtue dont la surface peut être très chaude, notamment en plein été. En effet, l'expérience de l'entreprise a montré qu'en cas de surface trop chaude, l'évaporation de l'eau contenu dans le matériau frais était trop importante avant la prise et augmente le risque de fissuration.

De même, en cas de fort vent, l'entreprise déconseille la mise en œuvre du CFUP en raison du risque de fissuration accrue par le "séchage" rapide de la couche ayant un rapport E/C très faible.

Enfin le faible rapport E/C ne permet pas de mettre en œuvre la couche par temps pluvieux.

6.3. Effectif de l'entreprise suffisant pour une mise en œuvre du CFUP planifié correctement

Cette expérience a montré que la mise en place du CFUP demande de bien planifier cette étape qui est longue et physique. Aussi, l'entreprise doit prévoir un nombre suffisant d'ouvriers (plusieurs équipes) pour s'assurer que le CFUP puisse être coulé en continu et pendant une durée raisonnable.

6.4. Lavage de la surface

Notre expérience a également montré qu'il est nécessaire d'effectuer le lavage au jet à haute pression rapidement (dès le lendemain matin) afin de s'assurer que le retardateur de prise fasse encore effet. Cela permet de s'assurer de la régularité d'aspect de la couche de finition.

6.5. Vibrations de la passerelle

La passerelle étant très élancée, elle est sujette à la mise en vibration par les piétons. Sa fréquence propre ($f_1 = 1.95$ Hz, mesurée précisément après application du CFUP par un sous-traitant de l'entreprise de charpente métallique) se situe dans de la plage de fréquence critique (1.6 - 4.5 Hz) selon l'annexe C de la norme SIA 260 [1]. Un amortisseur dynamique accordé (ADA) a donc été prévu dès les phases études.

La fréquence propre de l'ouvrage doit être connue précisément pour dimensionner l'ADA. La fréquence propre de l'ouvrage dépend de la rigidité et de la masse. Généralement l'incertitude réside dans la rigidité réelle de l'ouvrage, en effet d'autres éléments peuvent apporter de la rigidité (garde-corps, ...). La masse quant à elle étant généralement bien connue lors du dimensionnement. Des essais dynamiques doivent être effectués sur l'ouvrage achevée (pour tenir compte de la vraie rigidité de l'ouvrage) afin de permettre un réglage de l'amortisseur précis. Ce réglage s'effectue en modifiant la raideur des ressorts reliant la passerelle à la masse mobile de l'ADA.

Lors de la mise en œuvre du CFUP, la passerelle n'étant pas terminée, l'amortisseur n'était pas encore activé, ni réglé ce qui a compliqué les travaux à cause des vibrations de l'ouvrage pendant cette phase.

7. Conclusions

La passerelle mixte acier-CFUP de Crissier illustre une utilisation innovante du CFUP. L'intégration du CFUP a permis de réduire significativement le tonnage d'acier, de limiter le poids mort de l'ouvrage, d'améliorer sa rigidité et de supprimer des couches traditionnelles comme le PMMA et l'asphalte, offrant ainsi une solution durable et peu exigeante en entretien.

Le comportement mixte acier-CFUP, assuré par l'utilisation de mini-goujons, a été validé par des modélisations avancées prenant en compte la fissuration et la distribution des rigidités. La conception a également répondu à des exigences strictes de limitation des descentes de charges, d'accessibilité et de respect des gabarits, tout en conservant un profil élancé et esthétique.

La réalisation a mis en évidence l'importance d'une planification minutieuse de la mise en œuvre du CFUP, notamment en termes de conditions météorologiques, de ressources humaines et de gestion du temps de cure. Les spécificités du matériau, sa sensibilité aux conditions climatiques et la nécessité d'un lavage rapide après pose constituent des points critiques à anticiper.

Finalement, ce projet démontre la pertinence des structures mixtes acier-CFUP pour les passerelles de mobilité douce, en associant légèreté, performance mécanique et durabilité, tout en offrant une réponse adaptée aux contraintes urbaines et architecturales. Les enseignements tirés de cette expérience ouvrent la voie à de futures réalisations similaires, avec un savoir-faire renforcé pour optimiser encore la conception et la mise en œuvre.

8. Références

- [1] SOCIETE SUISSE DES INGENIEURS ET DES ARCHITECTES, *Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, Normes SIA 260, Zurich, 2013, pp. 36-37.
- [2] SOCIETE SUISSE DES INGENIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA), *Construction en acier*, Norme SIA 263, Zurich, 2013, p. 25.
- [3] HIRT M. A., BEZ R., NUSSBAUMER A., *Traité de Génie Civil Volume 10 Construction métallique*, Lausanne, Edition 2015, p. 218.
- [4] SOCIETE SUISSE DES INGENIEURS ET DES ARCHITECTES, *Actions sur les structures*, Norme SIA 261, Zurich, 2020, pp. 39-40.
- [5] SOCIETE SUISSE DES INGENIEURS ET DES ARCHITECTES, *Béton fibré ultra-performant (BFUP)*, Cahier technique SIA 2052, Zurich, 2016, pp. 12-31.

Fussgängerbrücke Hirschen Altendorf

Gianfranco BRONZINI
Bauingenieur
Conzett Bronzini Partner
7000 Chur, CH

Tino RIZZI
Bauingenieur
Conzett Bronzini Partner
7000 Chur, CH

Luca INFANGER
Bautechniker
Conzett Bronzini Partner
7000 Chur, CH

Zusammenfassung

Im Rahmen des Ausbauprojektes der Churerstrasse zwischen Altendorf und Lachen wurde seeseitig der bestehenden Strassenüberführung beim Hirschen eine neue Fussgängerbrücke realisiert. Sie wurde als dreigelenkige Bogenbrücke in Anlehnung an die benachbarten Zwillingsbrücken von Robert Maillart gebaut und ergänzt das bestehende Brückenensemble rücksichtsvoll. Die Materialisierung der neuen Brücke wurde zusammen mit dem Kanton Schwyz, der SBB und der Denkmalpflege intensiv untersucht. Eine Ausführung in UHFB wies dabei die grösseren Vorteile auf. Nach dem Vorbild von R. Maillart von 1940 bestand bei diesem Projekt die Absicht, eine leichte und materialsparende Struktur zu realisieren. Der Bogen über die Doppelspur der SBB mit einer Spannweite von 39.80 m musste zudem innert zwei kurzen Nachtsperren der Bahnlinie Zürich-Chur eingebaut werden können. Deshalb wurde die Brücke in Elemente aufgeteilt und vorfabriziert. Die Montage der vier Bauteile mit einem Gewicht von je ca. 25 Tonnen erfolgte mit Hilfe von zwei Pneukrane in Tandemhub. Die mit dem Einsatz von UHFB erreichte Leichtigkeit der Brücke - sie weist ein Drittel des Gewichtes einer normalen Betonbrücke auf - erlaubte einfachere Transporte und Montage und eine Minimierung der Foundationen im vorhandenen schlechten Baugrund.

Stichworte: Dreigelenk-Bogen-Brücke in UHFB neben R. Maillarts letzter Brücke über die SBB in Altendorf

1. Einleitung

Die Gemeinden Lachen und Altendorf werden durch die Bahngleise der SBB getrennt. Die Churerstrasse besitzt eine Brücke, welche die beiden Gemeinden über die Bahngleise verbindet. Diese Brücke wurde 1940 von Robert Maillart entworfen. Das hohe Verkehrsaufkommen zwischen Lachen und Altendorf macht die Überquerung der Brücke für Fussgänger und Fahrradfahrer gefährlich. Deshalb hat das Tiefbauamt des Kantons Schwyz ein Projekt gestartet, mit welchem eine getrennte Überführung möglich gemacht werden soll.

Schlussendlich wurde zugunsten einer zusätzlichen Brücke neben der bestehenden Brücke von R. Maillart entschieden.

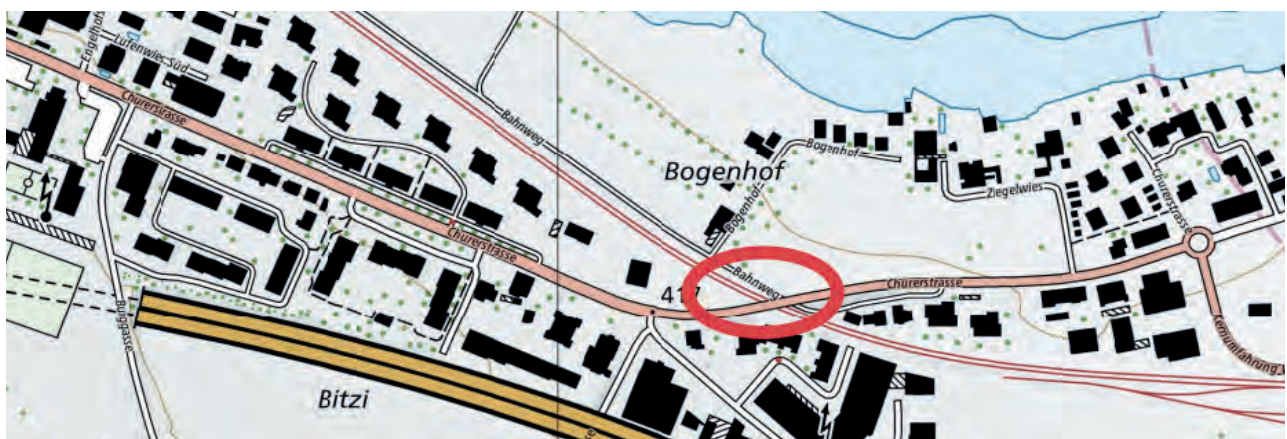


Abb. 1: Karte mit umkreistem Projektperimeter, map.geo.sz.ch

1.1. Bestehende Brücke von Robert Maillart

Die bestehende Strassenüberführung wurde im Jahr 1940 durch Robert Maillart entworfen. Er erlebte ihre Fertigstellung im darauffolgenden Oktober jedoch nicht mehr. Es waren zwei unabhängige und identische Dreigelenkbogenbrücken aus Beton, die infolge schiefwinkliger Überquerung der SBB Linie im Grundriss versetzt angeordnet sind. Unmittelbar nach der Erstellung der Brücken wurden grosse Setzungen festgestellt. Der Bogenscheitel konnte im Jahr 1943 mittels Pressen, die im Scheitelgelenk angeordnet wurden, angehoben werden. Die Setzungen nahmen weiter zu. Im Jahr 1951 musste erneut eingegriffen werden. Ein vorgespanntes Zugband zwischen den Bogenkämpfern unter der Gleisanlage hindurch stabilisiert das System bis heute.

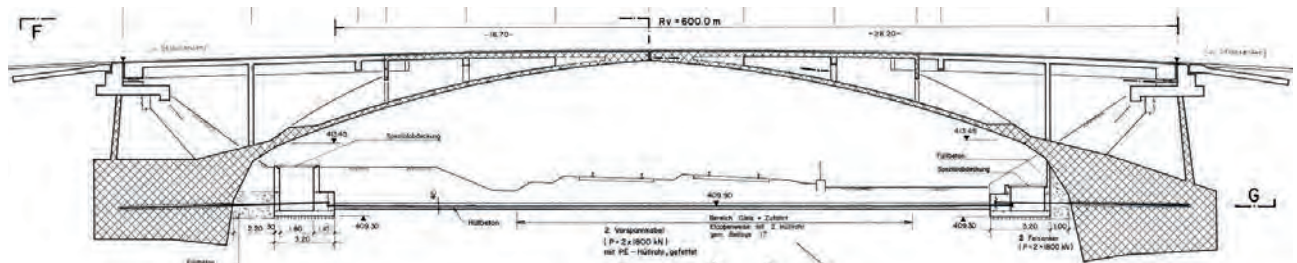


Abb. 2: Längsschnitt einer Maillart-Brücke, Vorspannkabel sichtbar. Gezeichnet 1994, SBB Planarchiv

Im Jahr 1995 wurden die Brücken instandgesetzt und dabei mit einer durchgehenden Fahrbahnplatte verbunden. Zudem wurden die Dreigelenkbögen im Inneren teilweise verstärkt und die Scheiben der Kämpferstützen durch jeweils zwei einzelne Stützen ersetzt. Weiter wurden auch die Randfelder ersetzt und das Gelenk in der Brückenmitte aufgehoben.

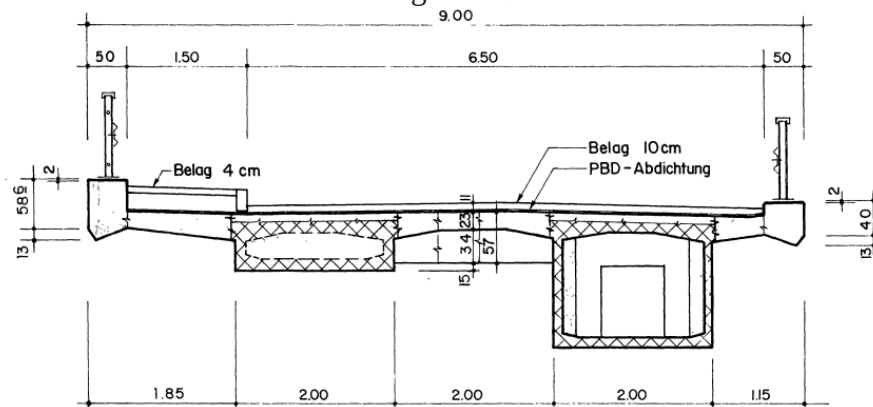


Abb. 3: Typischer Schnitt nach der Instandsetzung, gezeichnet 1994, SBB Planarchiv

Die Brücke weist eine Gesamtlänge von ca. 56 m und eine totale Breite von 9 m auf. Auf der Fahrbahn befinden sich zwei Spuren für den motorisierten Verkehr und den beidseitigen Radverkehr sowie ein 1,5 m breiter Gehweg für Fussgänger.



Abb. 4: Maillart-Brücke. Westlicher, seeseitiger Dreigelenkbogen, Foto 11.09.2021



Abb. 5: Maillart-Brücke. Östlicher Dreigelenkbogen, Foto vom 11.09.2021

Die getroffenen Massnahmen griffen erkennbar in das Erscheinungsbild der Brücken ein, gut sichtbar an den Randabschlüssen und an den Kämpferstützen. Die Form der beiden Dreigelenkbögen entspricht nach wie vor der ursprünglichen Erstellung.

2. Konzept der neuen Brücke

2.1. Entwurf

Als Grundlage für den Entwurf dient die benachbarte Maillart-Konstruktion. Eine Dreigelenkbogen-Konstruktion ist noch heute an dieser Stelle in Zusammenhang mit dem setzungsempfindlichen Baugrund und mit dem Bauvorgang ideal. Die Geometrie der Bogenunterkante entspricht der Geometrie der bestehenden Brücken von Robert Maillart. Um das Lichtraumprofil EBV 3 der SBB einzuhalten, wird die neue Brückenunterkante um ca. 36 cm gegenüber den im Rahmen der Projektierung aufgenommenen Koten der bestehenden Maillart-Brücken erhöht.

2.2. Konzeptionelle Überlegungen

Die neue Brücke wird in UHFB ausgeführt. Durch die positiven Materialeigenschaften wird im Vergleich zu einer Betonkonstruktion weniger Material benötigt, was zu einer leichteren Konstruktion führt. Die leichtere Bauweise und die Ausbildung als dreigelenkige Konstruktion sind im setzungsempfindlichen Baugrund technisch wie ökonomisch vorteilhaft.

Der Bauablauf hatte einen entscheidenden Einfluss auf die Ausarbeitung der Brücke. Aufgrund der unten durchgehenden SBB-Gleise und den oberliegenden Freileitungen wurde eine Vorfabrikation der Brückenelemente vorgesehen. Die gewählte Materialwahl hat einen positiven Einfluss auf den Transport und die Montage, da die Bauteile in UHFB-Bauweise bedeutend dünner und somit leichter ausfallen. Für einen schnellen Einbau der Bogenelemente aber auch für einen eventuellen späteren Ausgleich von Setzungen, wurden bei den Bogenkämpfern und beim Bogenscheitel Stahlgelenke vorgesehen.

3. Fussgängerbrücke Hirschen

3.1. Konstruktion und Abmessungen

Die Brücke weist eine gesamte Länge von 60 m und eine nutzbare Breite von 3.0 m auf. Die Bogenspannweite beträgt wie bei den bestehenden Bögen 39.8 m. Der Bogen selbst hat eine Breite von 1.40 m, was gegenüber der bestehenden Brücke mit einer Bogenbreite von 2.0 m schlanker ist. Es wurde dabei die UHFB Sorte UB C120 mit einem Zielfliessmass von 750 mm eingesetzt.

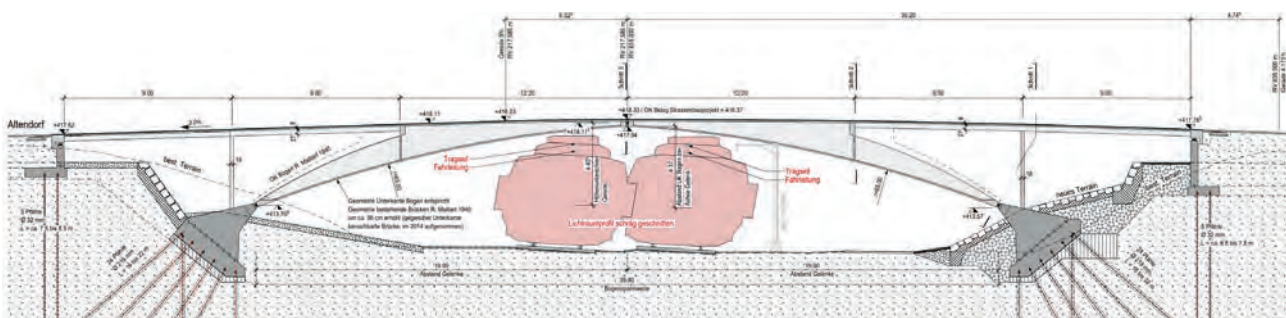


Abb. 6: Längsschnitt der neuen Brücke

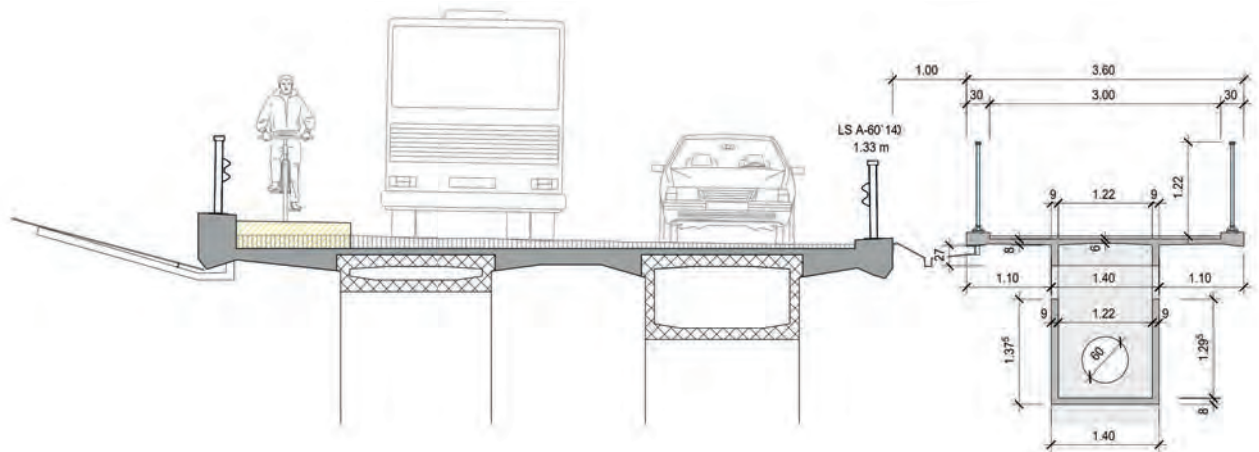


Abb. 7: Querschnitt durch die bestehende und neue Brücke

3.2. Bogengelenke

Bei den Bogenkämpfern und am Scheitelpunkt wurden je zwei Gelenke aus Edelstahl (W. 1.4462) angeordnet. Für die Dichtigkeit des Scheitelgelenkes sind eine Dehnungsfuge auf der Gehfläche und ein Abdeckblech über den seitlichen Randabschlüssen vorgesehen.

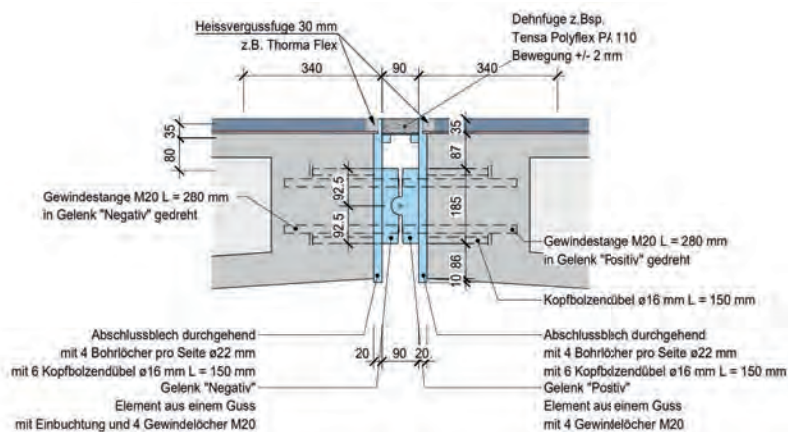


Abb. 8: Scheitелgelenk Detail



*Abb. 9: Scheitелgelenk nach
Produktion*

Die Scheitel- wie auch die Kämpfergelenke wurden beim Stahlbauer in der Werkstatt produziert und bei der Vorfabrikation der Bogenelemente in die Schalung eingelegt.

Bei den Bogenkämpfern handelt es sich um dieselben Gelenke aus Edelstahl (W. 1.4462). Bei den Kämpfern sind innerhalb der Gelenke zwei Pressestandorte erstellt worden. Die Pressen werden für den Ersatz der Gelenke, das Richten im Bauzustand oder zum Ausgleich von später auftretenden differentiellen Setzungen benötigt.

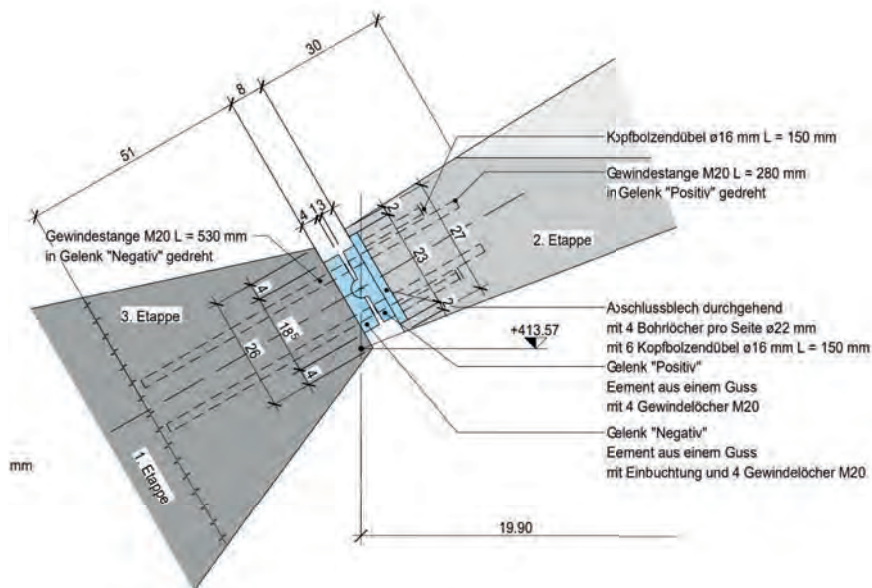


Abb. 10: Kämpfergelenk Detail



Abb. 11: Kämpfergelenk in Produktion

3.3. Bogenkämpfer

Der Bogenkämpfer wird vor Ort aus Beton erstellt und auf Mikropfählen gelagert. Der Baugrund besteht aus einer ersten Bodenschicht aus Verlandungssedimenten, einer zweiten Schicht aus Bachschutt und einer dritten aus Seeablagerungen.

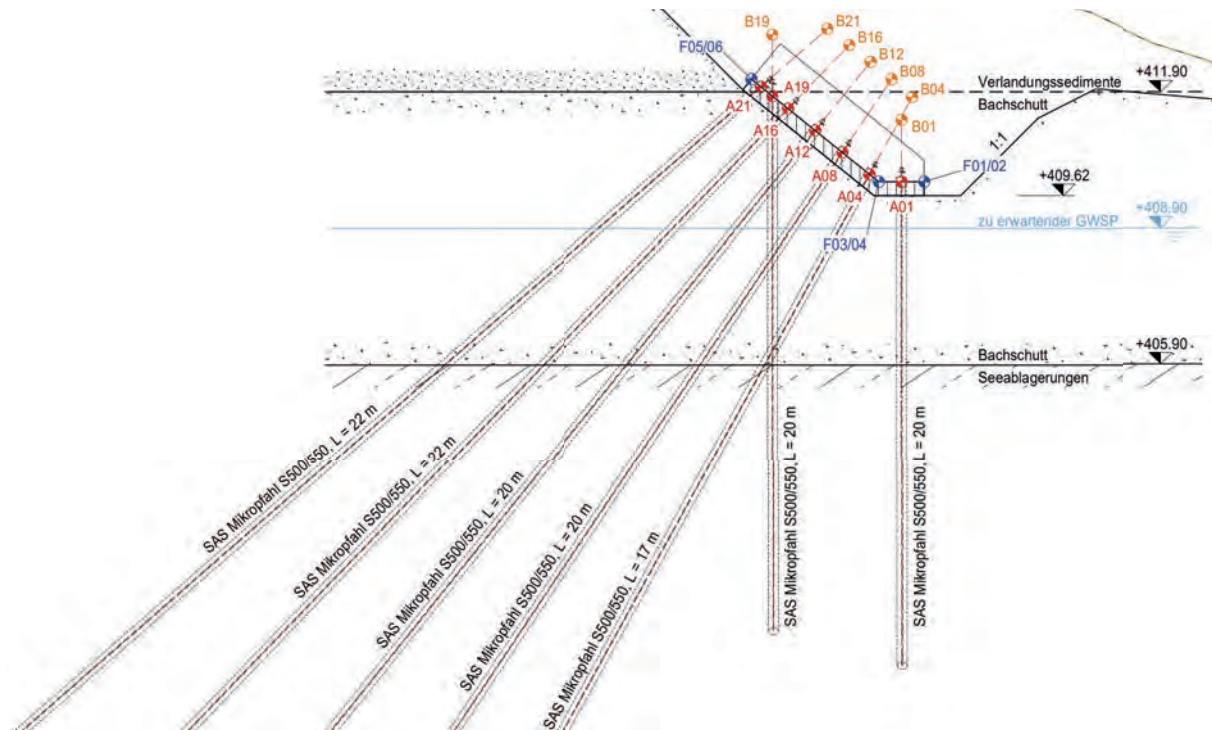
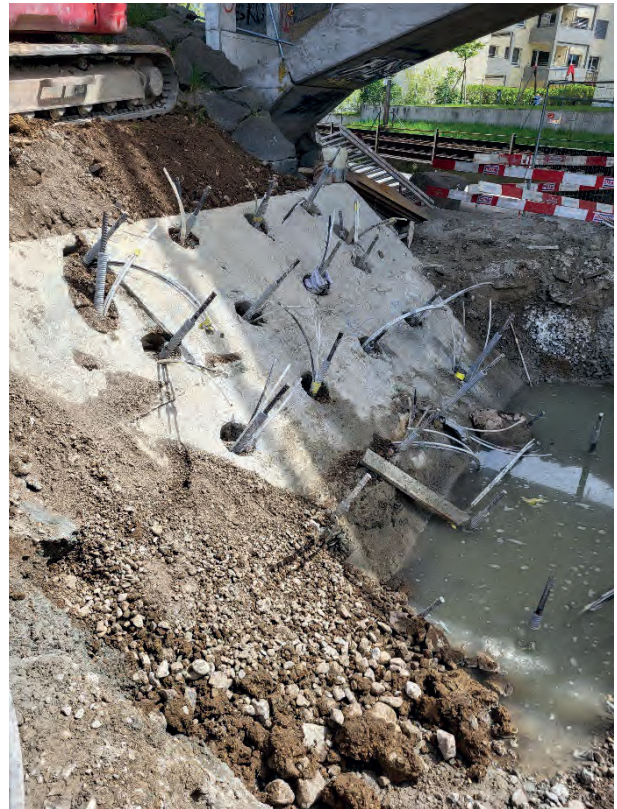


Abb. 12: Schnitt durch die Pfahlfundation

Die erste Schicht ist setzungsempfindlich und nicht tragfähig. Die zweite Schicht ist tragfähig und wäre für die Fundation geeignet. Jedoch ist diese Schicht nicht genügend mächtig. Die Pfähle würden vor dem Erreichen der Traglast durchstanzen. Aus diesen Gründen wurden die Gesamtlasten in der dritten Schicht fundiert.



Abb. 13: Mikropfahlfundation



4. Brückenelemente aus UHFB

4.1. Herstellung Elemente

Die Brücke besteht aus vier vorfabrizierten Elementen. Zwei Bogenelemente und 2 Randelemente.

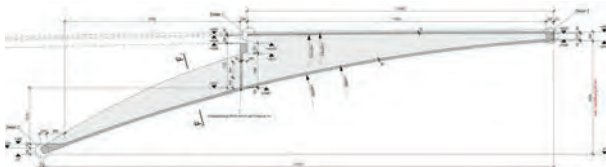


Abb. 14: Bogenelement Seite Lachen



Abb. 15: Bogenelement Seite Altendorf



Abb. 16: Randelement Seite Lachen



Abb. 17: Randelement Seite Altendorf

Die Bogenelemente haben ein Gewicht von 25 t und die Randelemente von 22.5 t. Dies ist für die Montage vor Ort über den Gleisen der SBB gerade noch möglich.

Die Randelemente mussten im Endzustand mit dem Bogen monolithisch verbunden sein. Dies hatte zur Folge, dass vor Ort die Fuge mit UHFB ausgegossen werden musste.

Die Bemessung wurde generell gemäss SIA Merkblatt 2052 vorgenommen. Auch die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen wurden gemäss erwähntem Merkblatt ohne thermische Nachbehandlung berücksichtigt.

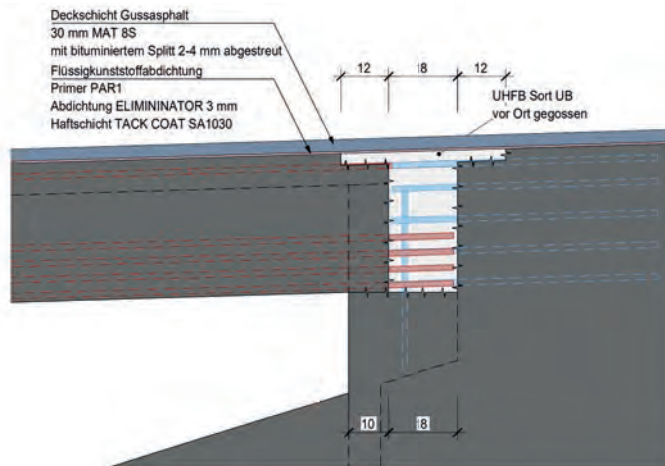


Abb. 18: Detail Fuge



Abb. 19: Fuge nach Einhub

Die einzelnen Elemente wurden in Ilanz produziert und danach nach Altendorf transportiert, um vor Ort montiert zu werden. Die UHFB-Frischbetoneigenschaften wurden dabei laufend geprüft. Die Fließfähigkeit wurde mittels Setzfließmass geprüft. Der Zielwert von 750 mm (5 Min.) konnte mit dem Mittelwert von 780 mm aus 15 erfolgten Messungen gut eingehalten werden. Einzelwerte wiesen aber Differenzen bis zu $\pm 20\%$ auf. Temperaturschwankungen der Umgebung wurden mit Regulierung der Verflüssigermenge bei Bedarf ausgeglichen. Um die angestrebte Genauigkeit für das Zusammensetzen der Elemente beim Einhub zu gewährleisten, wurden beide Bögen auf dem Lehrgerüst gegeneinander betoniert. Jede Bogenhälfte wurde in einem kontinuierlichen Guss gegossen. Um Unterbrüche des Betoniervorgangs zu vermeiden, wurden 2 Betonmischer à 460 Liter gleichzeitig eingesetzt. Die Nachbehandlung erfolgte während mindestens 7 Tage durch das Stehenlassen der Schalung bzw. durch luftdichtes Einpacken der frisch gegossenen Bauteile. Es ist dabei keine nennenswerte Rissbildung festgestellt worden. Der Beton tritt dunkler in Erscheinung als normaler Beton bzw. als der Beton der bestehenden Brücken. Es wurde über Farbgebung des UHFBs mit der Bauherrschaft diskutiert. Leider konnten wir sie nicht über die Wichtigkeit einer einheitlichen farblichen Erscheinung, vor allen der neuen Bauteile, wie Brücke, Kämpfer, Widerlager und anschließende Stützmauern überzeugen. Ein Unterschied zur Farbe der bestehenden Brücken von R. Maillart wurde hingegen als unproblematisch beurteilt.



Abb. 20: Vorfabrikation in Ilanz

4.2. Montage

Auf der Baustelle in Altendorf wurden provisorische Abstützungen ausserhalb der Bahngleise erstellt, auf welchen die Bögen abgestellt werden konnten. Als alle Elemente montiert, die Fugen geschlossen, die Kämpferstützen betoniert und die Kämpfergelenke untergossen waren, konnten die provisorischen Abstützungen demontiert werden.



Abb. 21: Bogenelement am Kran



Abb. 22: Bogenelemente auf Hilfsabstützungen

4.3. Fertigstellung



Abb. 23: Endzustand Brücke

Zum Abschluss wurden noch die Umgebungsarbeiten durchgeführt. Die komplexe Geometrie, der im Grundriss versetzt angeordneten Bogenkämpfer der alten sowie der neuen Brücke, wurde mit Hilfe einer präzisen angeordneten Steinrollierung bzw. Schotterschicht ausgebildet.

Die Gesamtbaukosten für die Brücke ohne Anschlussstrecken betragen ca. CHF 3.0 Mio. Wobei ein grosser Teil für die Aufwendungen in Zusammenhang mit der SBB erforderlich war. Für die UHFB-Arbeiten wurden gesamthaft CHF 700'000.- aufgewendet, was CHF 3'000.- pro m² Brücke entspricht.

5. Diskussion

Durch den Werkstoff UHFB ergeben sich neue Möglichkeiten in der Dimensionierung der Bauteile und in der Bauplanung. Durch die Möglichkeit der Vorfabrikation und das geringe Gewicht, können geometrisch und bauphysikalisch anspruchsvolle Bauwerke schneller und effizienter erstellt werden.

Der Werkstoff UHFB schliesst die Lücke zwischen dem Vor-Ort-Betonieren, mit dem Vorteil von Formfreiheit, und dem Werkstoff Stahl, welcher wegen seiner Leichtigkeit und schnellen Montage oft für Baustellen mit engen Zeitplänen eingesetzt wird.

Die Konstruktion in UHFB benötigt nur rund ein Drittel des Materials im Vergleich zu einer in Beton erstellten Brücke, was einen grossen Vorteil darstellt. Das geringe Gewicht der einzelnen Bauteile erleichtert Transport und Einhub und reduziert den Fundamentbedarf erheblich, was letztendlich die CO₂ Bilanz verbessert. Die UHFB-Erstellung ist CO₂ intensiv und die einzelnen Komponenten können später nicht getrennt werden. Das UHFB-Abbruchmaterial kann aber gut für die weitere Anwendung als Zuschlagsstoff für Recyclingbeton verwendet werden.

«Die Verarbeitung von UHFB erfordert höchste Präzision in der Herstellung und stellt hohe Anforderungen an Baustelle und Team: Schon geringe Temperaturänderungen oder Abweichungen bei Mischzeit und Dosierung der Zusatzmittel beeinflussen die Fliessfähigkeit stark. Erste 1:1-Muster zeigten unzureichende Resultate – erst durch Wiederholung und Erfahrung in der Verarbeitung verbesserte sich das Einbauverhalten. Allerdings erschienen die Sichtbetonflächen dunkler als erwartet, obwohl die Hersteller eine Aufhellung prognostizierten – ein Hinweis auf begrenzte Steuerbarkeit der Farbgebung, da eine Pigmentierung nur eingeschränkt möglich ist. Zudem entwickelte der UHFB einen hohen Frischbetondruck – in einem Fall bis zu 4 m – was zu leichten Schalungsverformungen und Massabweichungen führte. Diese Besonderheiten, kombiniert mit den noch eher geringen Erfahrungswerten in der Ausführung mit dem Baustoff in dieser Dimension – Gesamtbau statt nur Verstärkung –, machten eine sorgfältige Planung, intensive Vorbereitung und geschultes Personal unerlässlich.» (tec21 27. Juni 2025, cvr)

Zerstörungsfreie Bestimmung der Faserorientierung und des Fasergehalts im Fest-UHFB mittels Magnetoskopie

Matthias Lierenfeld

Dr. sc. ETH Zürich in
Erdwissenschaften
Valtest AG
Lalden, Wallis, Schweiz

Marc Blumer

MSc Baustoffingenieur-
wissenschaften
Valtest AG
Lalden, Wallis, Schweiz

Zusammenfassung

Die Faserorientierung und der Fasergehalt von UHFB sind entscheidend für die Tragfähigkeit von Bauteilen. Derzeit wird der Fasergehalt meist über Auswaschversuche am Frischbeton oder dem Brechen von Festbetonproben bestimmt. Eine flächige, zerstörungsfreie Erfassung ist jedoch für eine zuverlässige Bemessung unerlässlich. Im Schlussentwurf zur Revision des SIA-Merkblatts 2052 wird die Magnetoskopie als mögliche Prüfmethode vorgeschlagen [1]. Hierbei werden magnetische Signale zur Bestimmung von Fasergehalt und -orientierung genutzt. Praxisbeispiele der Valtest AG zeigen jedoch gewisse Einschränkungen auf. Zum Beispiel beeinflussen variierende Schichtstärken, unterschiedliche Faserdimensionen und das Vorhandensein von Bewehrungen die Messergebnisse. Daher sind die Entwicklung von robusten Kalibrierverfahren und Signalverarbeitungen notwendig. Trotz dieser Herausforderungen bietet die Magnetoskopie das Potenzial für die Qualitätssicherung von UHFB – vorausgesetzt, ihre methodischen Schwächen werden gezielt adressiert und behoben.

Stichworte: *Magnetoskopie, UHFB, Fasergehalt, Faserorientierung, Bewehrung*

1. Einleitung

Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) zählt zu den innovativsten Baustoffen im modernen Ingenieurbau. Durch die gezielte Zugabe von Stahlfasern lassen sich mechanische Eigenschaften wie Biegezugfestigkeit, Rissverteilung und Duktilität erheblich verbessern – und zwar ohne die klassische Bewehrung. Damit eröffnen sich neue Möglichkeiten in der Gestaltung filigraner und hochbelastbarer Bauteile. Die Leistungsfähigkeit von UHFB im Bauteil hängt jedoch wesentlich von zwei schwer erfassbaren Parametern ab: dem Fasergehalt und der Faserorientierung.

Während bei konventionell bewehrtem Beton die Lage und Menge der Bewehrung bekannt und kontrollierbar sind, ist die Faserverteilung im UHFB infolge der Frischbetonverarbeitung schwer vorherzusagen und zu prüfen. Die üblichen Verfahren zur Ermittlung des Fasergehalts – etwa Auswaschversuche oder das Brechen von Probekörpern – a) liefern nur (Bulk) Informationen, da keine Aussage über die Orientierung getroffen werden können, b) bedingen teilweise das Zerstören der Bauteile bzw. Proben und c) liefern ausschliesslich punktuelle Informationen, welche zudem nur mit erheblichem Aufwand erlangt werden können. Eine zerstörungsfreie, flächige und gleichzeitig präzise Erfassung dieser Parameter war bislang nicht Stand der Praxis.

In diesem Kontext rückte die Magnetoskopie als potenziell geeignetes Verfahren in den Fokus. Sie verspricht, den Fasergehalt und die Faserorientierung berührungslos und zerstörungsfrei durch die Detektion magnetischer Signale zu erfassen. Erste Anwendungen zeigten vielversprechende Ergebnisse. Doch wie zuverlässig ist die Methode im baupraktischen Massstab?

Die folgende Untersuchung geht diesen Fragen nach und stellt das magnetoskopische Messprinzip sowie dessen technische Umsetzung und Kalibrierung in der Praxis im Detail vor.

2. Methode

2.1. Theorie

Die magnetoskopische Methode beruht auf der Messung der elektrischen Induktivität einer Spule, die ein hochfrequentes Magnetfeld erzeugt. Gelangen ferromagnetische Stahlfasern in das Feld, verändern sie dessen magnetische Leitfähigkeit (Permeabilität). Dies beeinflusst die gemessene elektrische Induktivität der Spule, die in Henry (H) gemessen wird.

Die gemessene Impedanz hängt vom Volumenanteil der Fasern, deren Ausrichtung, Abstand zur Spule sowie von weiteren Faktoren wie Schichtstärke oder vorhandener Bewehrung ab. Zur Quantifizierung des Fasergehalts wird eine Eichgerade erstellt. Dafür werden Referenzproben mit definiertem Fasergehalt und bekannten Fasertypen verwendet. Die dazugehörigen Impedanzwerte werden aufgezeichnet und in Beziehung zum tatsächlichen Fasergehalt gesetzt. Diese Kalibrierung ist essential um die späteren Messungen an realen Bauteilen (richtig) zu interpretieren.

Allerdings mussten wir feststellen, dass kleinste Variationen in Geometrie, Fasertyp oder Fremdmetallanteilen das Messergebnis erheblich beeinflussen können.

2.2. Prüfgerät

Das verwendete Messgerät (Abb. 1), besteht aus einem U-förmigen Ferritkernsystem mit einer Öffnungsweite von 93 mm und einer Gesamthöhe von 76 mm. Die effektive Länge des Magnetkreises beträgt 189 mm. Die kompakte Bauform ermöglicht eine einfache Handhabung im Labor- und Baustellenbetrieb.

Im Inneren des Geräts ist eine Spule mit 1000 Windungen aus Kupferlackdraht verbaut (Klasse H, Typ C2.5, Durchmesser 0.56 mm). Die Spule ist auf dem Ferritkern vom Typ B67345B5X27 aufgewickelt, der für den Einsatz in magnetischen Messsystemen mit hoher Feldkonzentration geeignet ist. Die Wicklung ist thermisch und elektrisch isoliert, um auch bei längerem Betrieb eine stabile Signalqualität sicherzustellen.

Zur Auswertung der induktiven Signale wird das Gerät mit einem externen Präzisionsmessgerät vom Typ LCR6000 verbunden. Dieses misst die elektrische Induktivität des Magnetkreises bei definierter Frequenz und erlaubt so eine reproduzierbare Erfassung der Spuleneigenschaften in kompakter Bauweise. Die robuste Konstruktion des Sensors ermöglicht einen zuverlässigen Einsatz unter verschiedensten Umgebungsbedingungen.

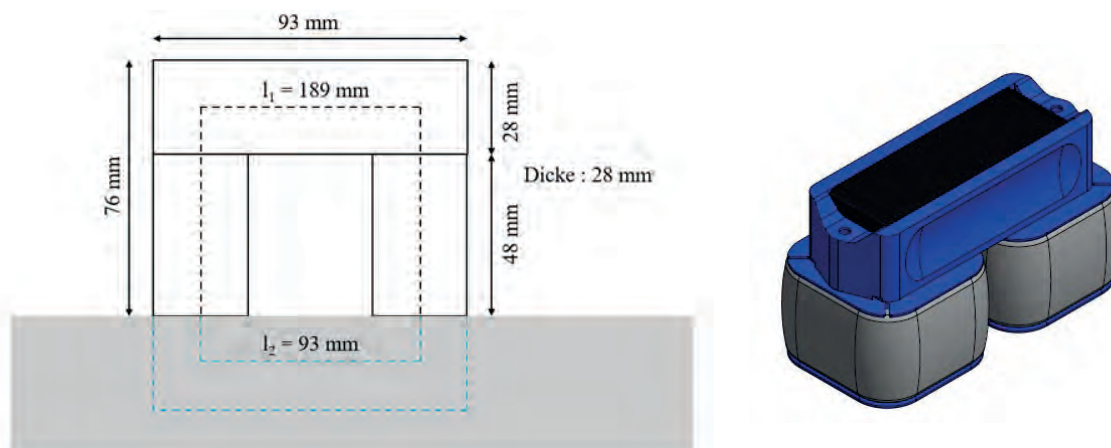


Abb. 1: Darstellung des Prüfgeräts; Links: Schematischer Aufbau des verwendeten Ferritkerns; Rechts: Magnetoskopische Sonde mit 1'000 Wicklungen Kupferlackdraht (Klasse H, Typ C2.5, Durchmesser 0.56 mm).

2.3. Prüfablauf

Zur Durchführung der Magnetoskopicprüfung wird zunächst die Oberfläche des Prüfkörpers gereinigt. Anschließend wird eine Messschablone auf dem zu untersuchenden Bereich befestigt. Diese Schablone enthält ein definiertes Messraster, welches als Grundlage für die systematische Erfassung der Impedanzdaten dient.

Das Prüfgerät wird mit der Messelektronik über entsprechende Kabel verbunden und vor Beginn der Messung wird überprüft, ob eine stabile Nullstellung des Systems vorliegt, um systematische Abweichungen zu vermeiden. Die eigentliche Messung erfolgt rasterbasiert entlang eines objektspezifischen Koordinatensystems. Dabei ist die x-Achse alphanumerisch von A bis zum jeweils letzten Rasterpunkt beschriftet und die y-Achse numerisch beginnend bei 0 bis zur maximalen Rasterhöhe. An jedem Schnittpunkt des Rasters wird das Prüfgerät jeweils einmal in x- und einmal in y-Richtung aufgesetzt, um die elektrische Induktivitätswerte in Millihenry (mH) zu erfassen. Der Abstand zwischen den Messpunkten sowie die Gesamtgröße des Messfeldes sind abhängig von der Geometrie und Dimension des Prüfkörpers und werden entsprechend den Anforderungen des jeweiligen Bauteils festgelegt.

3. Resultate und Diskussion

3.1. Kalibrierung und Einfluss von Fasertypen

Um den Einfluss unterschiedlicher Fasertypen zu bestimmen, wurden jeweils eine separate Kalibrierkurve für vier verschiedenen Fasertypen erstellt (Abb. 2). Hierfür wurden jeweils Kalibrierplatten mit einer Schichtstärke von 30 mm hergestellt. Die Induktivität wurde als Mittelwert über die gesamte Rasterfläche bestimmt. Alle vier Fasertypen zeigen einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen der mittleren Induktivität μ_r und dem Fasergehalt, wobei die Steigung der Kalibrierfunktion vom jeweiligen Faserparametern abhängig ist.

Die höchsten Messwerte und damit die stärkste Induktivitätszunahme mit zunehmendem Fasergehalt wurden für Fasertyp 1 (14 mm Länge, 0.2 mm Durchmesser) beobachtet. Mit einer Steigung von 0.0446 und einem R^2 von 1 zeigt diese Kalibrierkurve die höchste Sensitivität. Auch der Fasertyp 3 (13 mm Länge, 0.2 mm Durchmesser) und Fasertyp 4 (12.5 mm Länge, 0.2 mm Durchmesser) liefern eine sehr ähnliche Steigung von 0.0434 ± 0.003 bzw. 0.0427 ± 0.003 , was darauf hindeutet, dass die Messung in erster Linie vom Durchmesser und weniger von der exakten Faserlänge abhängt. Alle drei Fasertypen führen aufgrund ihres größeren Durchmessers zu einer höheren magnetischen Wechselwirkung im Vergleich zu Fasertyp 2.

Fasertyp 2, mit reduziertem Durchmesser von 0.175 mm und einer Länge von 12.5 mm, weisen mit einer Steigung von nur 0.0321 ± 0.003 eine signifikant geringere Sensitivität auf. Die niedrigere Induktivität bei gleichem Volumenanteil ist plausibel, da die dünneren Fasern ein geringeres magnetisches Moment erzeugen und somit das Feld des Sensors weniger stark beeinflussen.

Die hohe Regressionsgüte von $R^2 = 0.99$ für alle vier Fasertypen zeigt jedoch, dass der Zusammenhang (Induktivität vs. Fasergehalt) robust ist und sich gut für quantitative Auswertungen eignet – vorausgesetzt, die verwendete Kalibrierkurve passt exakt zum verbauten Fasertyp. Eine falsche Kalibrierfunktion kann sonst zu erheblichen systematischen Fehlern führen.

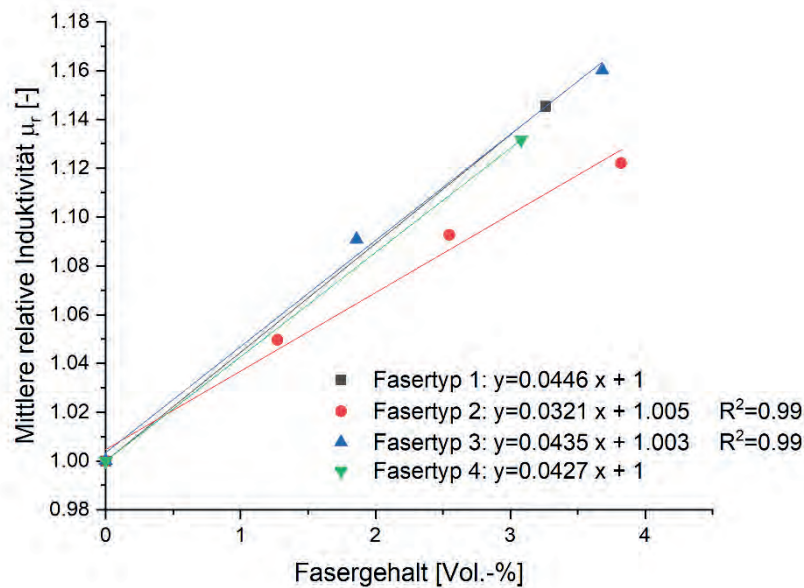


Abb. 2: Mittelwert relativer Induktivität μ_r geplottet gegen den Fasergehalt in Vol.-%.

Wenn beispielweise zur Auswertung eines Prüfkörpers mit einem Fasertyp 3-Gehalt von 3.14 Vol.-% die Kalibrierkurve des Fasertyps 2 verwendet wird, wird die gemessene Induktivität fälschlich einem höheren Fasergehalt zugeordnet. Konkret ergibt sich bei einer gemessenen relativen Induktivität von etwa 1.14 (realer Wert bei Fasertyp 3, 3.14 Vol.-%) mit der Kurve von Fasertyp 2 ein rechnerischer Fasergehalt von rund 4.18 Vol.-%, also eine Überbewertung um über 30 %. Dies verdeutlicht, wie kritisch die exakte Übereinstimmung zwischen Kalibrierkurve und verwendetem Fasertyp ist – selbst geringfügige Unterschiede in Geometrie oder Magnetisierbarkeit der Fasern können zu systematischen Fehleinschätzungen führen.

3.2. Einfluss der Schichtstärke

Neben dem genauen Kenntnisstand über die verwendeten Fasertypen, ist auch das Wissen über die Schichtstärke des verbauten UHFBs von zentraler Bedeutung. Hierfür wurden bei der Valtest AG eine Serie Prüfkörper mit Schichtstärke (30, 40, 50 mm) und einem Fasergehalt von 3.08 Vol.-% des Fasertyps 4 hergestellt.

Trotz identischer Zusammensetzung weist das Messergebnis einen deutlichen systematischen Zusammenhang mit der Schichtstärke auf (Abb. 3): Die gemessene relative Induktivität nimmt mit der Schichtstärke zu.

Der Anstieg bei Schichtstärken > 30 mm lässt sich dadurch erklären, dass die magnetoskopische Sonde nicht nur oberflächennahe Fasern erfasst, sondern, dass das Magnetfeld der Spule tiefer als 30 mm eindringt (siehe Kalibrierplatten mit Schichtstärke 30 mm 3.1). Daraus ergibt sich eine Überschätzung bei Schichtstärken, welche grösser sind als die der Kalibrierproben.

Diese Ergebnisse zeigen, dass bei der magnetoskopischen Fasergehaltsbestimmung eine Korrektur in Abhängigkeit der Schichtstärke der UHFB-Probe notwendig ist, sofern diese von der Schichtstärke der Kalibrierplatten abweicht. Die hier vorgestellten Ergebnisse bieten eine erste quantitative Grundlage für eine solche Korrektur. Alternativ könnten separate Kalibrierkurven für unterschiedliche Schichtstärkenbereiche erstellt werden, was jedoch mit erheblichem experimentellem Aufwand verbunden ist.

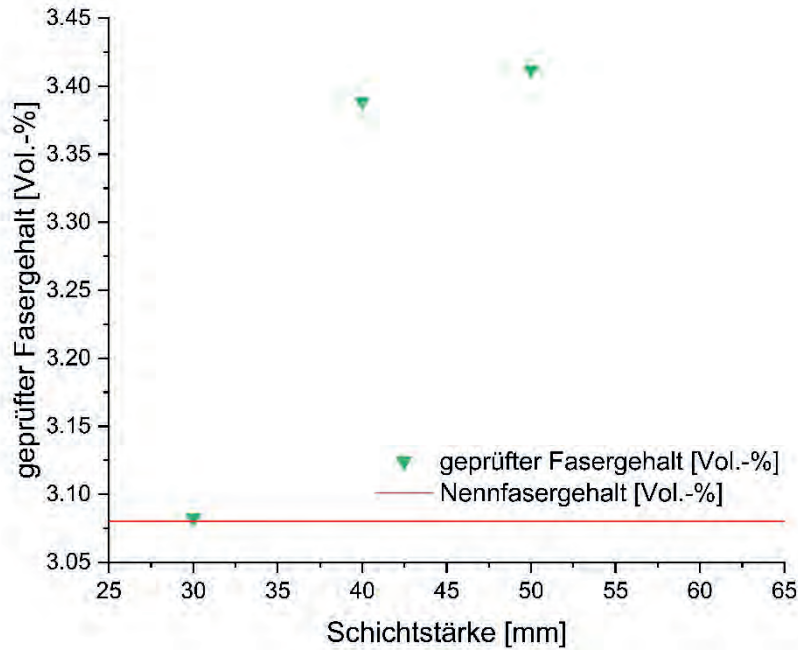


Abb. 3: Fasergehalt (Fasertyp 4) in Vol.-% geplottet gegen die Schichtstärke der Proben in mm.

3.3. Einfluss von Bewehrung

Zur Beurteilung des Einflusses von Bewehrungen auf die Bestimmung der Verteilung und Ausrichtung von Stahlfasern im Bauteil wurden zwei Probekörper bei der Valtest AG hergestellt und untersucht. Der UHFB wurde dabei mittig auf die Betonplatte eingebracht und konnte sich selbstständig verteilen. Einer der Probekörper enthält eine einachsige Bewehrung mit 8 mm Stäben in x-Richtung, mit einer Bewehrungsüberdeckung von 30 mm und einem Stababstand von 15 cm. Der zweite Probekörper weist eine zweiachsige Bewehrung mit senkrecht zueinander angeordneten Stäben auf, wobei die Bewehrung in y-Richtung oberhalb jener in x-Richtung liegt (Abbildung 4). Der rezeptierte Fasergehalt beträgt 2.88 Vol.-%.

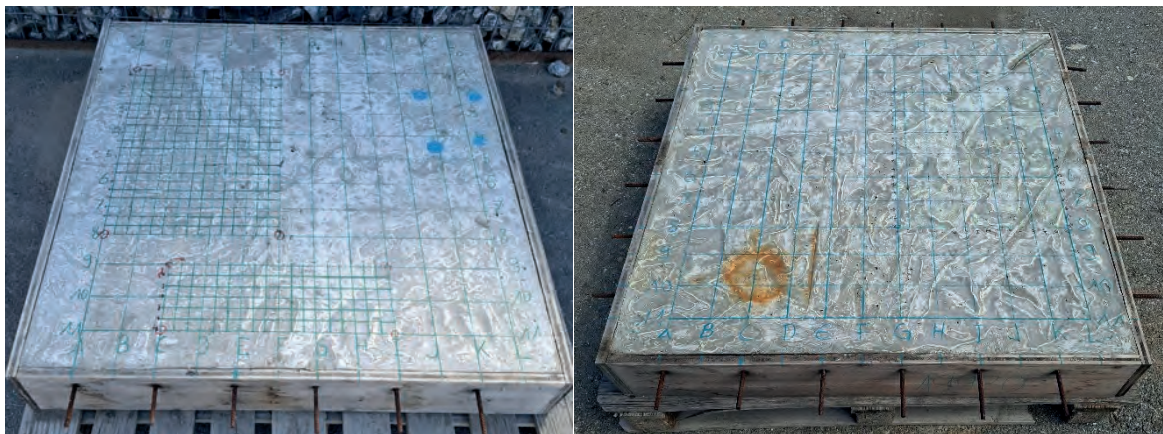


Abb. 4: UHFB-Proben mit Bewehrung, links: Einfachbewehrung; rechts: Zweifachbewehrung.

Die Messungen wurden zunächst in einem groben Raster von 75 mm durchgeführt. Auffällige Bereiche wurden anschließend gezielt mit einem feineren Raster von 25 mm nachuntersucht. Die Ergebnisse sind in vier Diagrammen dargestellt wobei die roten Linien die Lage der Bewehrungsstäbe und die schwarzen Punkte die Messpositionen kennzeichnen (Abb. 5 bis Abb. 8).

Die Fasergehaltsverteilungen (Abb. 5 und Abb. 7) liegen im Bereich zwischen 2.60 und 3.20 Vol.-%. Der Mittelwert stimmt mit 2.88 bzw. 2.86 Vol.-% für die einachsig respektive zweiachsig bewehrte Prüfprobe sehr gut mit dem Sollwert von 2.88 Vol.-% überein.

Im Probekörper mit der einachsigen Bewehrung (Abb. 5) zeigt sich im unteren Bereich ($y > 75$ cm) eine Zone mit deutlich reduziertem Fasergehalt (< 2.6 Vol.-%), was auf entmischungsbedingte Verluste beim Einbau hindeutet. Entlang einzelner Bewehrungslinien (z. B. bei $x \approx 15, 30$ und 45 cm) sind lokal leicht tiefere Fasergehalte zu erkennen, welche jedoch nicht systematisch auftreten. Dies deutet auf einen punktuellen Einfluss der Bewehrung auf die Faserverteilung hin.

Im Hinblick auf die Faserorientierung zeigt sich ein deutlich ausgeprägter Einfluss der Bewehrung. In Abbildung 6 (einachsige Bewehrung) dominieren in der linken Bauteilhälfte ($x < 45$ cm) zwischen den Bewehrungsstäben positive Orientierungswerte (ca. +10), was auf eine bevorzugte Faserausrichtung in x-Richtung hindeutet. Entlang der Bewehrungsstäbe ist hingegen eine Reduktion der Orientierungswerte zu beobachten, was auf eine lokal veränderte oder gestörte Ausrichtung schließen lässt. In der rechten Bauteilhälfte ($x > 60$ cm) treten vermehrt negative Werte auf, was eine bevorzugte Faserausrichtung in y-Richtung vermuten lässt – entgegen der Lage der Bewehrung.

Diese Muster deuten darauf hin, dass entweder die Bewehrung während des Einbaus eine kanalisierende Wirkung auf die Faserbewegung hatte und somit die Orientierung beeinflusst wurde oder, dass die Bewehrung selbst das magnetische Messsignal beeinflusst und insbesondere in y-Richtung zu einer erhöhten Induktivität führt.

Beim Probekörper mit doppelter Bewehrung (Abb. 7 und Abb. 8) ist der Fasergehalt insgesamt gleichmäßiger verteilt als bei einachsiger Bewehrung, jedoch treten im rechten Bereich des Messauschnitts ($x > 52.5$ cm) lokal reduzierte Werte < 2.7 Vol.-% auf. Diese Abweichungen konzentrieren sich in einem begrenzten Bereich innerhalb des überlagerten Bewehrungsgitters. Eine systematische Reduktion entlang einzelner Bewehrungslinien lässt sich jedoch nicht feststellen.

Die Faserorientierung zeigt einen höheren Gehalt an isotroper Ausrichtung im Vergleich zu dem einachsigen Probekörper. Es lassen sich hauptsächlich isotrope Ausrichtungen bzw. Ausrichtungen in y-Richtung entlang der Bewehrung erkennen. Entlang der Bewehrung in x-Richtung tritt keine klar bevorzugten Orientierungsrichtungen auf.

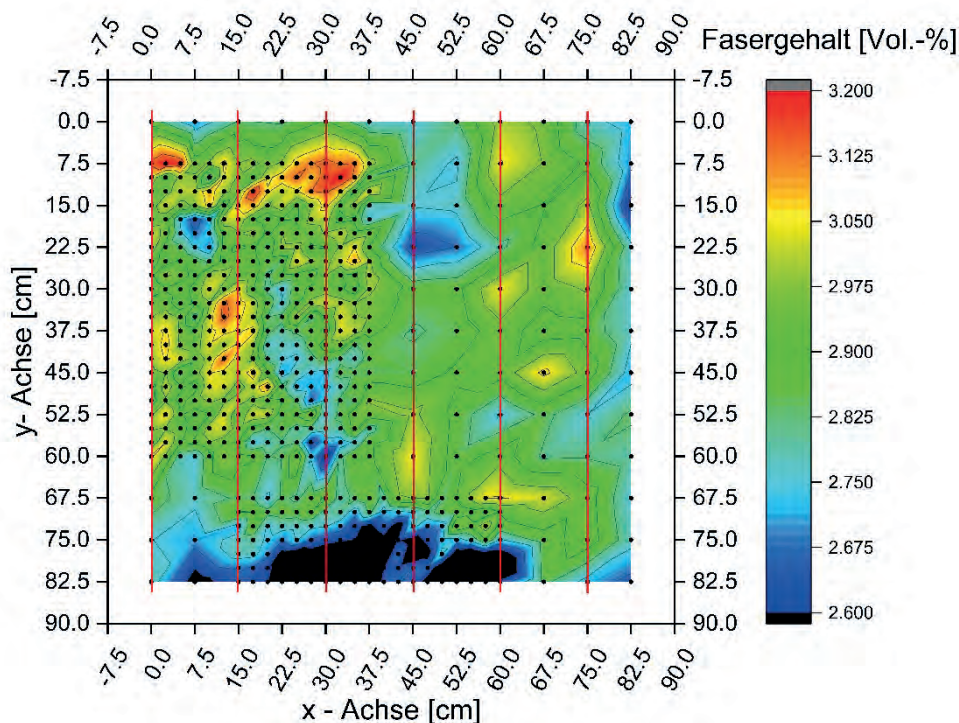


Abb. 5: Verteilung des Fasergehalts [Vol.-%]; Die roten Linien markieren die Lage der Bewehrung. Die schwarzen Punkte entsprechen den einzelnen Messpositionen. Der rezeptierte Zielwert beträgt 2.88 Vol.-%.

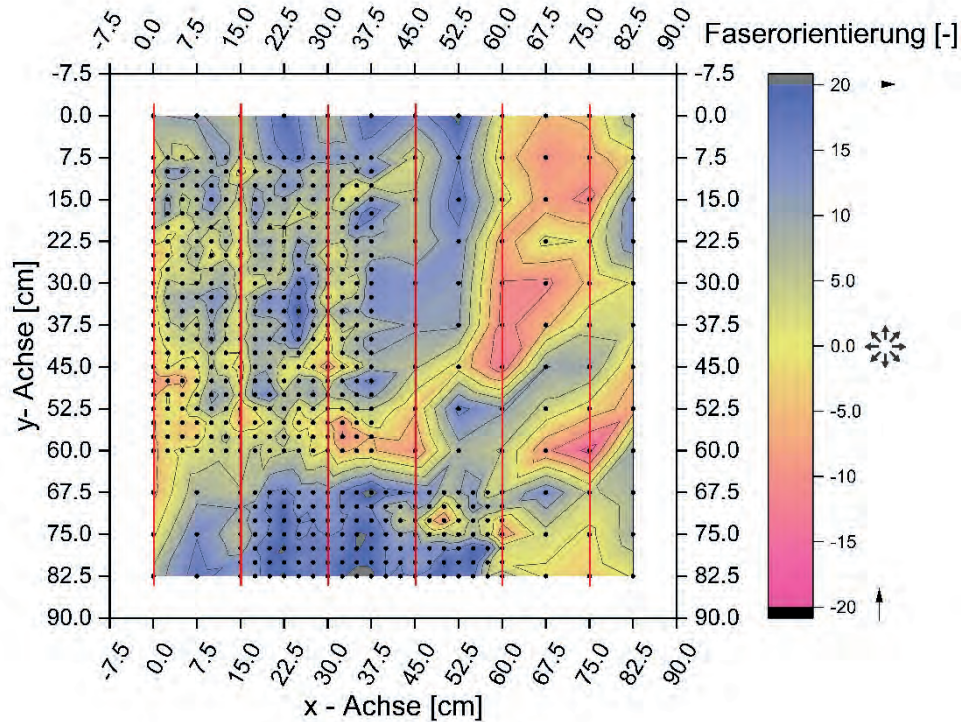


Abb. 6: Verteilung der Faserorientierung im untersuchten Bereich. Farbskala: rot: unidirektionale Faserausrichtung in y-Achse; gelb: isotrope Faserausrichtung; blau: unidirektionale Faserausrichtung in x-Achse. Die roten Linien markieren die Lage der Bewehrung. Die schwarzen Punkte entsprechen den einzelnen Messpositionen.

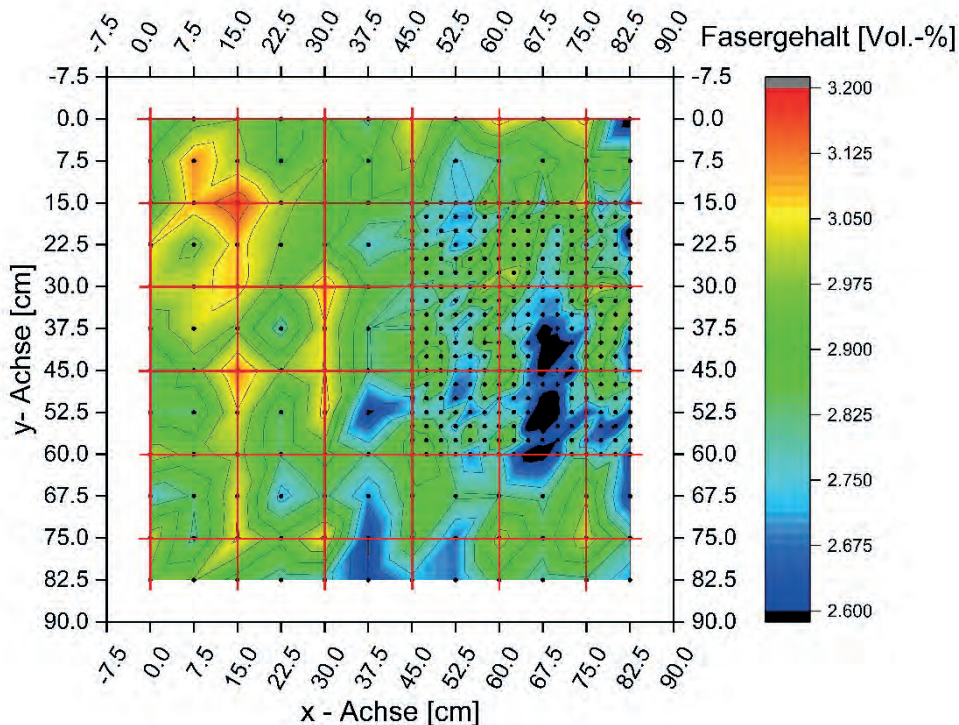


Abb. 7: Verteilung des Fasergehalts [Vol.-%] Die roten Linien markieren die Lage der Bewehrung. Die schwarzen Punkte entsprechen den einzelnen Messpositionen. Der rezeptierte Zielwert beträgt 2.88 Vol.-%.

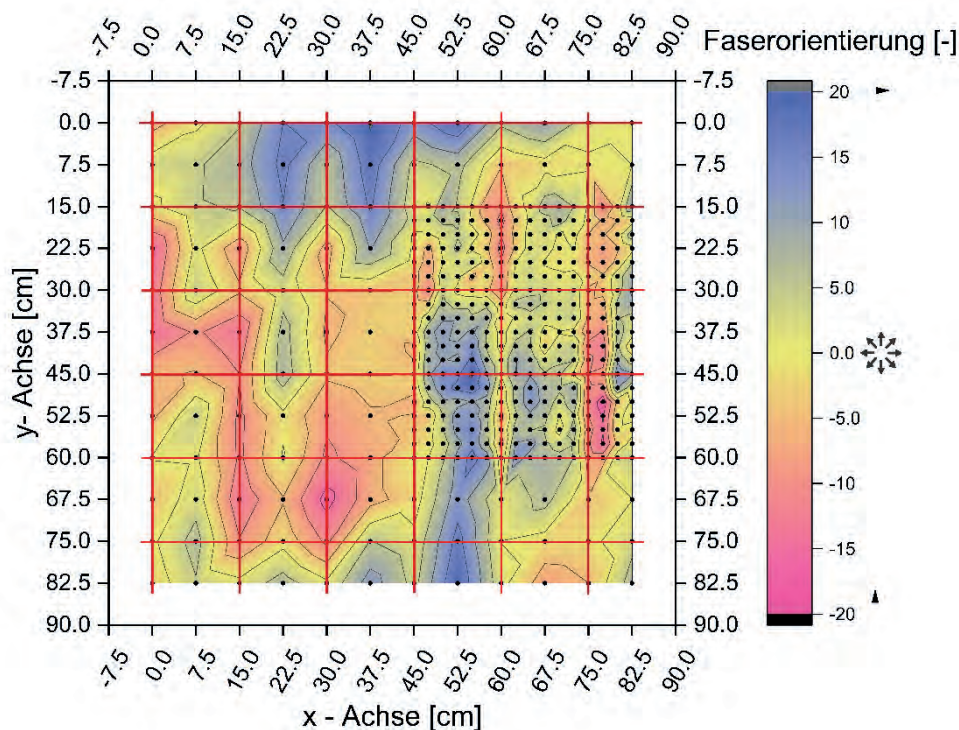


Abb. 8: Verteilung der Faserorientierung im untersuchten Bereich. Farbskala: rot: unidirektionale Faserausrichtung in y-Achse; gelb: isotrope Faserausrichtung; blau: unidirektionale Faserausrichtung in x-Achse. Die roten Linien markieren die Lage der Bewehrung. Die schwarzen Punkte entsprechen den einzelnen Messpositionen.

4. Fazit

Die durchgeführten magnetoskopischen Untersuchungen zeigen, dass die Magnetoskpie grundsätzlich geeignet ist, sowohl den Fasergehalt als auch die Faserorientierung in UHFB-Bauteilen flächendeckend und zerstörungsfrei zu bestimmen.

Die Ergebnisse verdeutlichen jedoch, dass Unterschiede in den Faserdimensionen bzw. im Fasertyp sowie Abweichungen der Schichtstärke gegenüber den verwendeten Kalibrierproben einen systematischen Einfluss auf die Messergebnisse haben können. Solche Abweichungen bergen das Risiko von Fehlinterpretationen, wenn sie bei der Auswertung nicht berücksichtigt werden.

Bewehrungselemente im UHFB zeigten in den untersuchten Proben keinen systematischen Einfluss auf den gemessenen Fasergehalt. Hinsichtlich der Faserorientierung wurde jedoch festgestellt, dass entlang der Bewehrung eine bevorzugte Ausrichtung in Bewehrungsrichtung gemessen wird. Ob diese gemessene Orientierung tatsächlich der physikalischen Faserorientierung entspricht oder ob die Bewehrung das Messergebnis beeinflusst, kann auf Basis der vorliegenden Untersuchungen nicht abschliessend beurteilt werden und erfordert weiterführende Studien.

5. Verweise

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Schlussentwurf FprSIA/TS 2052:2025-05*, Zürich: SIA Zurich, 2025.

Nachhaltigkeitsbetrachtung der Instandsetzung einer Fahrspur mit UHFB an einer Bushaltestelle in München

Leon UNEWISSE

Master of Engineering
Hochschule München
Karlstraße 6, München, DE

Andre STROTMANN

Master of Engineering
Hochschule München
Karlstraße 6, München, DE

Jörg JUNGWIRTH

Prof. Dr.
Hochschule München
Karlstraße 6, München, DE

Zusammenfassung

Im Rahmen eines Pilotprojekts wurde die Deckschicht einer stark frequentierten Bushaltestelle mit Ultra-hochfestem faserverstärktem Beton (UHFB) als Ultra-thin Whitetopping (UTW) ausgebildet. In dieser Arbeit wird das verursachte Treibhauspotenzial (Global Warming Potential, GWP) entlang eines prognostizierten Lebenszyklus mit einem Standardaufbau verglichen. Dazu wird eine umfangreiche Lebenszyklusanalyse (Cradle-to-Grave) durchgeführt. Es zeigt sich, dass sich die deutlich höheren initialen Emissionen im Herstellungsprozess der Bauweise UTW-UHFB durch die längere Nutzungsdauer in Kombination mit dem geringeren Wartungsaufwand nach etwa 12 Jahren amortisiert.

Stichworte: *Nachhaltigkeit, Instandsetzung, Busfahrspur, Ultra-thin Whitetopping, Straßenbau, GWP*

1. Einführung

Der Bausektor, insbesondere der Bereich der Verkehrsinfrastruktur, steht vor der unumgänglichen Herausforderung, nachhaltige Bauwerke zu konzipieren. Nachhaltigkeit ist in diesem Kontext als eine ganzheitliche Betrachtung von Baumaßnahmen zu verstehen, die ökologische, ökonomische und soziale Ziele vereint. Diese Veröffentlichung konzentriert sich auf die ökologische Komponente und setzt dabei insbesondere auf die Betrachtung des Treibhauspotenzials (Global Warming Potential, GWP).

Die Wahl der Materialien ist entscheidend für die Ressourceneffizienz eines Projekts. Während anorganische Hochleistungsmaterialien oft einen hohen initialen Ressourcenverbrauch aufweisen, bieten sie das Potenzial höherer Effizienz, etwa durch erhöhte Tragfähigkeiten, schlankere Querschnitte und eine höhere Nutzungsdauer. Die Bewertung einer Maßnahme hinsichtlich ihrer Nachhaltigkeit erfordert daher eine Analyse des gesamten Lebenszyklus, von der Herstellung, über die Errichtung und Nutzung bis hin zur Entsorgung und dem Recyclingpotenzials (Cradle to Gate). Die Grundlage hierfür bildet die Lebenszyklusanalyse (LCA).

Vor diesem Hintergrund wird im Folgenden ein Pilotprojekt zur Instandsetzung einer hochfrequentierten Bushaltestelle in München untersucht und mit einer standardisierten Bauweise (SBW) verglichen. Im Rahmen des Pilotprojekts wurde Ultra-Hochleistungs Faserverstärkter Beton (UHFB) als Ultra-Thin Whitetopping (UTW) eingesetzt. Das Verfahren verspricht eine hohe Widerstandsfähigkeit und zielt darauf ab, durch eine signifikant höhere Nutzungsdauer eine nachhaltigere Alternative zu konventionellen Instandsetzungsmethoden darzustellen.

2. Projektbeschreibung

Im Rahmen eines Pilotprojekts wurden in Kooperation mit der Landeshauptstadt München (LHM) zwei benachbarte, stark frequentierte Busspuren mit erheblicher Spurrillenbildung instandgesetzt [1]. Der bisherige Instandsetzungszyklus betrug 4 Jahre, mit einer Generalsanierung alle 12 Jahre.

Bei der Pilotmaßnahme wurde eine 7 cm starke, bewehrte Deckschicht aus UHFB als UTW aufgebracht (Abbildung 1). Stärke der UHFB Tragschicht wurde mit 7cm eher konservativ gewählt und mit Bemessungsansätzen des Straßenbaus für gebetete Platten nach Westergaard/Eisenmann/Eid nachgewiesen [2,3]. Aufgrund der tiefgehenden Schäden musste mehr vom bestehenden Aufbau abgetragen werden als ursprünglich geplant, sodass sich eine Abtragtiefe von durchschnittlich 13 cm ergab. Für die notwendige Griffigkeit wurde die Oberfläche mittels "Grinding and Grooving" behandelt. Im Rahmen des Pilotprojekts wurden aufgrund der neuartigen Bauweise großzügige zeitliche Puffer eingeplant, was zu einer Gesamtspernung der Spur von ca. 21 Tagen führte. In der Bauzeit wird ein hohes Optimierungspotenzial gesehen, sodass die Instandsetzung zukünftig in wenigen Tagen erfolgen kann. Für die neue Deckschicht wird nach Schmidt eine wartungsarme Nutzungsdauer von 54 Jahren erwartet, was eine signifikante Verbesserung gegenüber dem konventionellen Verfahren darstellt [4].

Um einen langfristig schadungsfreien Übergang von der bestehenden, weicheren Asphalttschicht auf die neu zu errichtende UHFB-Deckschicht sicherzustellen, wurde senkrecht zur Fahrtrichtung eine Übergangskonstruktion in Form eines Endbalkens mit Übergangskeil entwickelt. Der Aufbau ist in Abbildung 2 dargestellt. Parallel zur Fahrtrichtung wurde aufgrund der verhältnismäßig wenigen zu erwartenden Überfahrten auf eine solche Konstruktion verzichtet. Der Übergang erfolgt hier mit einer stumpfen Fuge. Weitere Informationen zur technischen Umsetzung des Projekts können [1] entnommen werden.

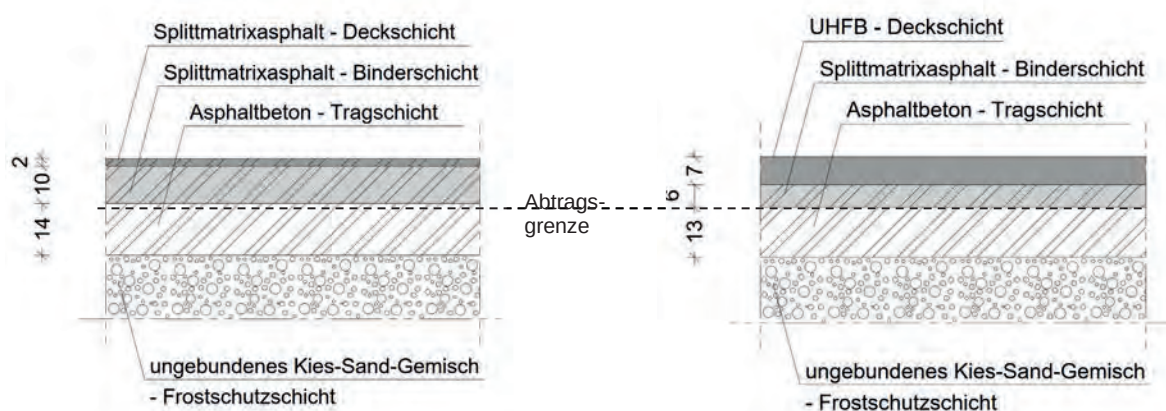


Abb. 1: Querschnitt der Busspur im Bestand (links) und nach der Instandsetzung

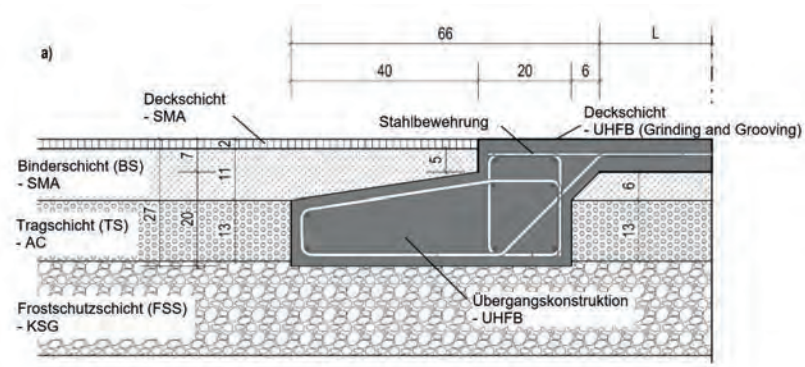


Abb. 2: Aufbau der Übergangskonstruktion zwischen bestehendem Asphalt und eingebrachtem UHFB

3. Methodik

3.1. Normativer Rahmen und Systemgrenzen

Die Untersuchung erfolgt als vergleichende Lebenszyklusanalyse (Life Cycle Assessment, LCA) der Standardbauweise (SBW) und der Bauweise des Ultra-Hochleistungs-Faserbeton als Ultra-Thin Whitetopping (UTW-UHFB, im Folgenden nur noch UTW) in Anlehnung an die Normen DIN EN ISO 14044 und DIN EN 15978 [5,6]. Dabei wird der aktuelle Entwurf der DIN EN 15978:2024-05 berücksichtigt, welcher mit dem Modul A0 die Emissionen aus der Planungsphase einbezieht. Die betrachtete funktionale Einheit entspricht dabei der instandgesetzten Busspur, welche ca. 3,0 m x 50,0 m umfasst. Die Systemgrenze der Untersuchung ist als „Cradle-to-Grave“ definiert, der Betrachtungszeitraum beträgt 54 Jahre, was der erwarteten Nutzungsdauer des UTW entspricht [4]. Die Untersuchung konzentriert sich auf die ökologische Dimension der Nachhaltigkeit mit einem Hauptaugenmerk auf dem Treibhauspotenzial (Global Warming Potential, GWP). Andere Umweltwirkungsindikatoren wie das Versauerungs- oder Ozonabbaupotenzial werden im Rahmen dieser Studie nicht betrachtet.

Die Emissionsdaten stammen primär aus der in Deutschland für die Ökobilanzierung gebräuchlichen Datenbank ÖkobaDat des BMWSB sowie weiteren Hersteller- und Literaturquellen [7]. Während für die SBW auf bestehende Umwelt-Produktdeklarationen (EPDs) zurückgegriffen wurde, musste der GWP für den UHFB mangels verfügbarer EPDs mittels einer Bottom-up-Analyse seiner Einzelkomponenten ermittelt werden. Die Analyse berücksichtigt neben den direkten Emissionen aus den Bauphasen und Recyclingpotenzialen auch Sekundäreffekte wie verkehrsbedingte Emissionen.

Viele ermittelte GWPs basieren auf Annahmen zum Strom- oder Dieserverbrauch. Die zugrunde gelegten GWPs können Tabelle 1 entnommen werden.

Tab. 1: Grundlegende GWP-Annahmen

Bezeichnung	Einheit	GWP	Quelle
Strom	[kg CO ₂ e / kWh]	0,323	[8]
Diesel	[kg CO ₂ e / l]	3,637	[7]
LKW-Transport	[kg CO ₂ e / to × km]	0,111	[7]

Die Ermittlung der GWPs der einzelnen Bauweisen erfolgt in den nachfolgenden Kapiteln, gegliedert nach Modulen aus DIN EN 15978:2024 [5]. Die Module umfassen die Bauvorbereitung (A0), Produktphase (A1-A3), den Bauprozess (A4-A5), die Nutzungsphase (B1-B8), das Ende der Nutzungsphase (C1-C4) sowie das Recycling (D). Anschließend erfolgt die Ermittlung des GWPs für die jeweilige Gesamtmaßnahme.

4. Lebenszyklusanalyse

4.1. Bauvorbereitung (Modul A0)

Für die Planungsleistung wurde für die Standardbauweise ein Aufwand von 40 Stunden angenommen, während für die neuartige UTW-Bauweise aufgrund des Pilotcharakters ein erhöhter Aufwand von 120 Stunden kalkuliert wurde. Der Energiebedarf der Planungsleistung wurde auf Grundlage einer hauseigenen Energiebilanz ermittelt. Die Bestandsaufnahme und geotechnische Untersuchungen wurden für beide Bauweisen identisch angenommen. Für die Bestandsaufnahme

wurde der Transport fachkundiger Personen mit einem einfachen Anfahrtsweg von 10 km und insgesamt zwei PKW berücksichtigt. Für die geotechnische Untersuchung wurde ein Transporter mit 1,5-fachem Verbrauchsfaktor und einem einfachen Anfahrtsweg von 25 km berücksichtigt. Hinzu kommt eine halbstündige Untersuchung mit einem elektrischen Handbohrgerät bei einer Leistung von 2 kW. Die sich hieraus ergebenden GWPs sind in Tabelle 2 zusammengefasst, die resultierenden Ergebnisse – getrennt nach Maßnahme – in Tabelle 3.

Tab. 2: Normierte GWPs im Modul A0

Bezeichnung	Modul	Einheit	normiertes GWP	Quelle
Planungsleistung	A0	[kg CO ₂ e / h]	0,189	Hausinterne Analyse; [8,9]
Bestandsaufnahme	A0	[kg CO ₂ e / km]	0,236	[7]
Geotechnische Untersuchung	A0	[kg CO ₂ e / km]	0,355	[7,8]
		[kg CO ₂ e / h]	0,646	

Tab. 3: Resultierende GWPs im Modul A0, getrennt nach Bauweise

Bezeichnung	GWP/ Einheit [kg CO ₂ e]	Einheiten SBW	Summe SBW [kg CO ₂ e]	Einheiten UTW	Summe UTW [kg CO ₂ e]
Planungsleistung	0,189 h ⁻¹	40 h	7,6	120 h	22,7
Bestandsaufnahme	0,236 km ⁻¹	100 km	23,6	100 km	23,6
Geotechnische Untersuchung	0,355 km ⁻¹	50 km	17,8	50 km	17,8
	0,646 h ⁻¹	0,5 h	0,3	0,5 h	0,3
Summe A0			49,3		64,4

4.2. Produktphase (Modul A1-A3)

In der Produktphase werden die im Rahmen der Herstellung entstehenden GWPs quantifiziert. Für die Standardbauweise wurden die Werte für Splittmatrixasphalt und Asphaltbeton direkt aus Ökobaudat entnommen.

Für UHFB wurden die GWPs der einzelnen Bestandteile basierend auf der Rezeptur M3Q aufsummiert und ein großzügiger Faktor von 1,2 zur Berücksichtigung des Transports der Bestandteile zum Hersteller des UHFB berücksichtigt [10]. In den nachfolgenden Phasen wird UHFB als eigenständiges Produkt betrachtet. Die Stabstahlbewehrung wurde separat berücksichtigt. Die normierten GWPs sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Tab. 4: Normierte GWPs im Modul A1-A3

Bezeichnung	Modul	Einheit	GWP	Quelle
SMA	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,092	[7]
AC	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,084	[7]
UTW (gesamt)	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,382	
- Portlandzement (CEM I)	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,665	[7]
- Quarzmehl	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,033	[7]
- Silikastaub	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,569	[11]
- Sand / GK	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,029	[7]
- Fließmittel	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,689	[7]
- Stahlfasern	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,257	[11]
Stabstahlbewehrung	A1-3	[kg CO ₂ e / kg]	0,642	[7]

Die resultierenden GWPs sind, getrennt nach Bauweise, in Tabelle 5 dargestellt. Die in der Tabelle dargestellten Gewichte ergeben sich basierend auf den in Abbildung 1 und Abbildung 2 dargestellten Aufbauten.

Tab. 5: Resultierende GWPs im Modul A1-A3, getrennt nach Bauweise

Bezeichnung	GWP/ Einheit [kg CO ₂ e]	Einheiten SBW	Summe SBW [kg CO ₂ e]	Einheiten UTW	Summe UTW [kg CO ₂ e]
SMA	0,092 kg ⁻¹	45000 kg	4140	22800 kg	2097,6
AC	0,084 kg ⁻¹	3750 kg	315	3750 kg	315
UHFB	0,382 kg ⁻¹	-	-	27015 kg	10319,7
Stabstahlbewehrung	0,642 kg ⁻¹	-	-	618 kg	396,8
Summe A1-3			4455		13129,1

4.3. Bauprozessphase (Modul A4-A5)

Die Bauprozessphase quantifiziert die Umweltwirkungen, die durch den Transport zur Baustelle (Modul A4) und die Errichtung bzw. den Einbau vor Ort (Modul A5) entstehen. In Anlehnung an den Normenentwurf der DIN EN 15978:2024-05 wird das Modul A5 wie folgt unterteilt [5]:

A5.1: Abbrucharbeiten zur Bauvorbereitung

A5.2: Bauarbeiten (Einbau der neuen Materialien)

A5.3: Abfall und Abfallmanagement auf der Baustelle

A5.4: Transport von Bauarbeitern

Für die Quantifizierung der Transportemissionen im Modul A4 wird zur Gewährleistung einer konsistenten Datenbasis einheitlich der GWP-Wert für LKW-Transporte von $0,111 \frac{kg\ CO_2e}{to \times km}$ verwendet (vgl. Tabelle 1). Die in der Ökobaudat zu den jeweiligen Materialien angegebenen Werte werden meist in $\frac{kg\ CO_2e}{m^3 \times km}$ angegeben, basieren allerdings ebenfalls auf dem in Tabelle 1 dargestellten Wert.

Zur Ermittlung der GWPs in den jeweiligen Modulen wurden teilweise prozessspezifische Annahmen getroffen, sofern der Ökobaudat keine Werte entnommen werden konnten. Diese Werte sind durch die Anmerkung „i.A.a.“ (in Anlehnung an) vor der jeweiligen Quellenangabe gekennzeichnet. Die in solchen Fällen zugrunde gelegten Annahmen werden im Folgenden erläutert.

Verkehrssicherung: Anlieferung (A4) mit einem Transporter (Dieselverbrauch 10l / 100 km) bei einer einfachen Strecke von 10 km. Keine berücksichtigten Emissionen durch die Aufstellung (A5.2).

UHFB: Anlieferung (A4) erfolgte aus der Schweiz, sodass eine einfache Strecke von 600 km angenommen wurde. Durch die zunehmende Verbreitung von UHFB ist für die Zukunft aufgrund einer größeren und dadurch lokaleren Verfügbarkeit mit deutlich geringeren Strecken zu rechnen. Betrachtung von Hin- und Rückweg (Leerfahrt). Für die Leerfahrten wurden die zu fahrenden km aller benötigten LKW bei einer Maximalladung von 7 to / LKW aufsummiert und ein Dieselverbrauch von 25 l / 100 km angenommen. Einbau (A5.2): vereinfacht nur Ansatz der Betonmischanlage (s.u.).

Betonmischanlage (UHFB): Annahme von 7 to Leergewicht, Anlieferung ebenfalls aus der Schweiz (600 km einfach). Betrieb (A5.2): Annahme strombetrieben, 100 kW bei 30 m³/h.

Asphaltfräse: Annahme von 10 to Leergewicht, Anlieferung einfach 50 km. Betrieb (A5.2): Annahme dieselbetrieben, 50 l/h, Fräsbreite 2,0 m; Frästiefe 0,13 m; Vorschubgeschwindigkeit 90 m/h.

Abtransport Asphalt (A4): Annahme einer einfachen Strecke von 50 km, Gewicht gemäß Aushub. Vereinfacht keine Betrachtung des Hinwegs (Leerfahrt).

HDW-Strahlen (Untergrundvorbereitung, handgeführt): Annahme von 50 kg Leergewicht, Anlieferung vernachlässigt (A4). Betrieb (A5.1): Leistung von 5 kW und 120 m²/h.

Bewehrung: Nur Transport berücksichtigt (A4), angenommener einfacher Weg der Anlieferung von 50 km.

UHFB-Fräse: Annahme von 30 to Leergewicht, Anlieferung einfach 30 km (A4). Betrieb (A5.2): Annahme dieselbetrieben, 60 l/h bei 100 m/h.

Pauschale Kleingeräte: Kein gesonderter Transport, werden von Handwerkern mitgenommen (A4). Betrieb (A5): Verbrauch überschlägig mit insgesamt 4 kW angesetzt, Einsatzzeit gesamt ca. 80h.

Sonstige Fahrten: Hiermit werden Handwerkerfahrten usw. überschlägig abgedeckt (A5.4). Annahme, dass Anreise mit Transportern (Dieselverbrauch 10l/100 km) mit 3 Transportern/Tag, durchschnittlich 30 km einfache Anfahrt.

Haltestellenverlegung: Annahme einer temporären Verlegung um 200 m, dadurch Umstieg von 5 % der Fahrgäste auf Individualverkehr. 5000 Fahrgäste / Tag, durchschnittlich zurückgelegte Strecke von 5 km. Entstehende Emissionen ergeben sich aus Differenz des GWP pro Personenkilometer zwischen Linienbus und PKW.

Verursachte Verkehrsbehinderung: Ermittlung der Emissionen der spezifischen GWP-Werte für unterschiedliche Geschwindigkeiten und Verkehrssituationen: 160 g CO_{2e}/km bei 50 km/h (fließend), 180 g CO_{2e}/km bei 30 km/h (zähfließend), 250 g CO_{2e}/km bei 15 km/h (Stop-and-Go) [12]. Durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen: 15.400 (i.A.a. [13]). Angenommene mittlere Staulänge: 1,6 km.

Tab. 6: Resultierende GWPs im Modul A4-A5, getrennt nach Bauweise

Bezeichnung	GWP/ Einheit [kg CO _{2e}]	Einheiten SBW	GWP SBW [kg CO _{2e}]	Einheiten UTW	GWP UTW [kg CO _{2e}]	Quelle
Verkehrs- sicherung						i.A.a. [7,8]
A4	0,364 km ⁻¹	40 km	14,6	40 km	14,6	
SMA						[7]
A4	0,278 (m ³ × km) ⁻¹	900 m ³ × km	250,2	456 m ³ × km	126,8	
A5.2	8,92E-04 kg ⁻¹	45000 kg	40,1	22800 kg	20,3	
AC						[7]
A4	0,278 (m ³ × km) ⁻¹	75 m ³ × km	20,9	75 m ³ × km	20,9	
A5.2	6,82E-04 kg ⁻¹	3750 kg	2,6	3750 kg	2,6	
UHFB						i.A.a. [7]
A4	0,111 (to × km) ⁻¹			16209 to × km	1799,2	
A5.2	8,00E-4 kg ⁻¹			27015 kg	21,6	
Rückweg Material- transport (Leerfahrt)						i.A.a. [7]
A4	0,909 km ⁻¹	700 km	636,3	2450 km	2227,1	
Asphaltfräse						
A4	0,111 (to × km) ⁻¹	500 to × km	55,5	500 to × km	55,5	

A5.1	$3,637 \times 10^{-1}$	43,8 l	159,4	43,8 l	159,4	
Bezeichnung	GWP/ Einheit [kg CO _{2e}]	Einheiten SBW	GWP SBW [kg CO _{2e}]	Einheiten UTW	GWP UTW [kg CO _{2e}]	Quelle
Abtransport Asphalt						
A4	0,111 (to × km) ⁻¹	2437,5 to × km	270,6	2437,5 to × km	270,6	
HDW-Strahlen						i.A.a. [7,8]
A5.1	0,323 kWh ⁻¹			7,5 kWh	2,4	
Betonmisch-anlage						i.A.a. [7,8]
A4	0,111 (to × km) ⁻¹			8400 to * km	932,4	
A5.2	0,323 kWh ⁻¹			50 kWh	16,2	
Bewehrung						i.A.a. [7]
A4	0,111 (to × km) ⁻¹			35,4 to * km	3,9	
UHFB-Fräse						i.A.a. [7]
A4	0,111 (to × km) ⁻¹			1800 to × km	199,8	
A5.2	$3,637 \times 10^{-1}$			90 l	327,3	
Haltestellen-verlegung						[14]
A5	96,375 d ⁻¹	21 d	2023,9	21 d	2023,9	
verursachte Verkehrs-behinderung						[12,13]
A5	1059,520 d ⁻¹	21 d	22249,9	21 d	22249,9	
Pauschale Kleingeräte						i.A.a. [8]
A5	0,323 kWh ⁻¹	320 kWh	103,4	320 kWh	103,4	

Handwerker fahrten					i.A.a. [7]
A4	$3,637 \times 10^{-1}$	175,5 l	638,3	175,5 l	638,3
Summe			26456,7		31216,1

4.4. Nutzungsphase (Modul B1-B5)

Die Nutzungsphase (Modul B) umfasst alle Prozesse, die nach der Fertigstellung der Baumaßnahme bis zum Beginn der Entsorgungsphase anfallen. Gemäß der Systemgrenze werden in dieser Analyse die Module B1 (Nutzung), B2 (Instandhaltung), B3 (Instandsetzung), B4 (Austausch) und B5 (Modernisierung) berücksichtigt. Die Module B6 (Energieeinsatz im Betrieb), B7 (Wassereinsatz im Betrieb) und B8 (sonstige gebäudebezogene Nutzeraktivitäten) sind für die betrachtete funktionale Einheit nicht relevant und werden daher nicht weiter einbezogen.

Für die vergleichende Analyse werden über den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren auf Projekteigenschaften und der Fachliteratur basierende Szenarien für die Instandsetzung angenommen. Basierend auf den Erfahrungen der Landeshauptstadt München wird für die SBW ein Instandsetzungszyklus von 4 Jahren angenommen, bei der die obersten 3,5 cm der Deck- bzw. Binderschicht erneuert werden, was einem Faktor von $3,5/12 = 0,292$ hinsichtlich der Materialmenge des Splittmatrixasphalt (SMA) entspricht. Für jede dieser Maßnahmen werden die Emissionen der Module A0 bis A5 erneut angesetzt, wobei für die Planungsleistung (A0) ein reduzierter Aufwand von einem Fünftel im Vergleich zur initialen Maßnahme kalkuliert wird. Rückbau, Baustelleinrichtung und Materialien werden nach Tabelle 7 angenommen. In der Bauprozessphase wurde davon ausgegangen, dass die Verkehrssicherung mit 1,0 faktorisiert wird, die Materialmenge (SMA), der Rückweg des Materialtransports, der Betrieb der Asphaltfräse sowie der Abtransport des Asphalts mit 0,292, Einflüsse aus geändertem Verkehr mit 0,25 (kürzere Bauzeit) und die Pauschale für Kleingeräte mit 0,2, woraus sich ein (gewichteter) mittlerer Faktor von 0,486 ergibt.

Alle zwölf Jahre wird eine Generalsanierung durchgeführt, die in ihrem Umfang der initial beschriebenen Baumaßnahme entspricht.

Tab. 7: Anteilige GWPs Instandsetzung SBW

Bezeichnung	Bezugstab.	Modul	Ursprungs-GWP [kg CO₂e]	Faktor	GWP [kg CO₂e]
Bauvorbereitung	Tabelle 3	A0	49,3	0,200	9,9
Produktphase (SMA)	Tabelle 5	A1-A3	4140	0,292	1208,9
Bauprozessphase	Tabelle 6	A4-A5	13750,9	0,486	6682,4
Summe		B3	17940,2	0,263	7901,2

Für die Variante UTW wird angenommen, dass alle 8 Jahre kleinere Instandhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden müssen, beispielsweise zur Wartung der Übergangsfugen. Auch hier wird ein Fünftel der Planungsleistung angesetzt. Im Rahmen der Fugensanierung wird angenommen, dass diese über 50% der Fugenlänge oberflächlich (5 mm) mit epoxidharzbasiertem Mörtel vergossen wird. Da diese Arbeiten mit temporären Einrichtungen bei geringem Verkehrsaufkommen außerhalb der Stoßzeiten ausgeführt werden können und keine Materialien aus der Schweiz erforderlich sind, wurde überschlägig angenommen, dass 5% des GWP der Bauprozessphase während der Herstellung

entstehen, woraus sich für die Variante UTW im Modul B3 ein GWP von 1560,8 kg CO₂e ergibt. Eine Erneuerung, die der initialen Maßnahme entspricht, wird nach 54 Jahren erforderlich [4].

4.5. Ende der Nutzungsphase und Recycling

Am Ende des Lebenszyklus werden die Emissionen aus der Entsorgungsphase (Modul C) sowie die Gutschriften und Lasten aus der Wiederverwertung (Modul D) betrachtet.

Die Prozesse im Modul C umfassen den Rückbau (C1), den Transport (C2), die Abfallbehandlung (C3) und die Beseitigung (C4). Für die Asphaltkomponenten können die GWP-Werte für den Rückbau (C1) sowie die Gutschriften für das Recyclingpotenzial (D) direkt aus der Ökobaudat entnommen werden. Die Module C2 und C3 werden nicht gesondert erfasst, was das GWP der SBW in der Gesamtbilanz reduziert und somit eine konservative Annahme für den Vergleich mit der Variante UTW darstellt.

Tab. 8: Resultierende GWPs im Modul A4-A5 für SBW

Bezeichnung	Modul	GWP/Einheit [kg CO ₂ e / kg]	Einheiten [kg]	GWP [kg CO ₂ e]	Quelle
SMA	C1	8,197E-04	45000	36,9	[7]
	D	-0,023	45000	-1035	[7]
AC	C1	6,96E-04	3750	2,6	[7]
	D	-0,023	3750	-86,3	[7]
Summe				-1081,8	

Für UHFB stellt sich die Situation komplexer dar. Das gewonnene Rezyklat kann als Gesteinskörnung für neuen UHFB verwendet werden, die in [15] durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass dabei nur geringe oder keine Anpassungen der Rezeptur nötig sind. Die mechanischen Eigenschaften des recycelten UHFB (R-UHFB) sind nahezu identisch zu denen von nicht recycelten UHFB, die rheologischen Eigenschaften nur minimal schlechter. Eine Herausforderung stellt jedoch die materialhomogene Trennung der Stahlfasern von der Betonmatrix dar, die mit einem erhöhten Energiebedarf verbunden ist. Da eine standardisierte Methodik zur Quantifizierung dieses Prozesses und des daraus resultierenden Recyclingpotenzials derzeit nicht etabliert ist, wird das Wiederverwertungspotenzial des UHFB im Sinne einer konservativen Annahme in Modul D nicht quantitativ angesetzt.

4.6. Vergleich der Bauweisen

Addiert man alle berücksichtigten Emissionen über den Betrachtungszeitraum auf, zeigt sich, dass das GWP der Variante SBW mit $GWP_{SBW} = 233.915 \text{ kg CO}_2\text{e}$ unter den angenommenen Bedingungen etwa um den Faktor 4,5 höher liegt als das der Variante UTW mit $GWP_{UTW} = 52.278 \text{ kg CO}_2\text{e}$. Der Break-Even-Point wird nach 12 Jahren erreicht. Der kumulative Verlauf über die Zeit ist in Abb. 3 dargestellt.

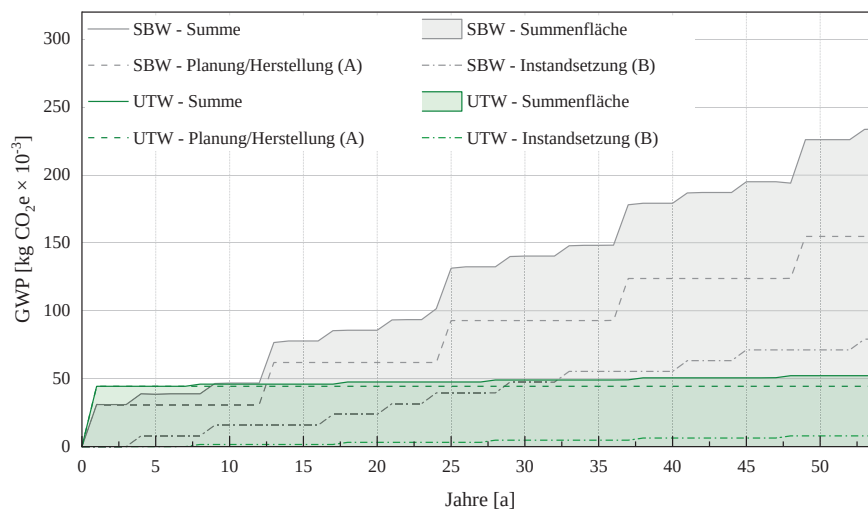


Abb. 3: Kumulatives Treibhauspotenzial (GWP) der beiden Bauweisen über den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren

Die vergleichende Analyse zeigt die grundlegend unterschiedlichen Emissionsprofile für die beiden Technologien auf. Während der primäre Emissions-Hotspot der Bauweise UTW-UHFB in der Produktphase liegt, ist der größte Emissions-Hotspot der Standardbauweise in der wiederkehrenden Instandsetzung und Erneuerung auszumachen. Abbildung 3 zeigt, wie gering das GWP aus Instandsetzung des UHFB ist.

Dieser Vergleich verdeutlicht einen klassischen Zielkonflikt im nachhaltigen Bauen: Die Investition in ein langlebiges, aber in der Herstellung aufwendiges Produkt entgegen einem in der Herstellung günstigerem Produkt, das jedoch hohe Folgekosten – in diesem Fall in Form von Emissionen abgebildet – in der Nutzungsphase verursacht. Die Lebenszyklusanalyse zeigt, dass sich die hohe Anfangsinvestition des UHFB durch seine Langlebigkeit und den geringen Instandhaltungsaufwand über die Zeit amortisiert.

Im Rahmen dieser Veröffentlichung wurde aus Gründen des Umfangs keine Sensibilitätsanalyse durchgeführt. Insbesondere bei der Bauweise UTW handelt es sich allerdings noch um ein Verfahren mit geringen Erfahrungswerten, weshalb diese für eine umfassende Bewertung angestrebt werden sollte. Es sollten insbesondere Grenzbetrachtungen hinsichtlich der Nutzungsdauer und des Recyclingpotentials des UHFB durchgeführt werden, um eine umfassende Bewertung vornehmen zu können.

5. Fazit

In der vorliegenden Arbeit wurde die Instandsetzung einer Busspur durch eine Standardbauweise (SBW) und der Bauweise Ultra-Thin Whitetopping (UTW) aus Ultra-hochfestem Faserverstärktem Beton (UHFB) im Rahmen einer Lebenszyklusanalyse (LCA) verglichen. Es wurde festgestellt, dass die Instandsetzung einer Busspur mit UTW-UHFB trotz hoher initialer Emissionen langfristig eine ökologisch vorteilhafte Lösung darstellen kann. Über den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren verursacht die Standardbauweise (SBW) mehr als viermal höhere Gesamtemissionen als die UTW-Variante, obwohl die getroffenen Annahmen hinsichtlich der UTW-Variante als konservativ einzustufen sind. So wurde etwa ein hohes Global Warming Potential für die Instandsetzung, eine große Transportdistanz und keine Recyclingmöglichkeit für den UHFB angesetzt.

Als entscheidender Faktor wurden die Langlebigkeit und der geringe Wartungsbedarf ausgemacht. Die hohen Emissionen im Rahmen der Herstellung des UHFB amortisieren sich nach etwa 12 Jahren. Die Analyse verdeutlicht damit einen klassischen Zielkonflikt im nachhaltigen Bauen, bei dem sich die Anfangsinvestition in ein langlebiges Produkt über den Lebenszyklus auszahlt.

Die Studie unterstreicht das Potential innovativer und dauerhafter Baustoffe. Für eine detailliertere Analyse sollte allerdings eine Sensibilitätsanalyse durchgeführt werden, um die Ergebnisse zu validieren und Grenzen aufzeigen zu können. Ein erhebliches Potential liegt in der Entwicklung eines standardisierten Recyclingverfahrens für stahlfaserverstärkten UHFB. Wenn dadurch eine effiziente Aufbereitung sichergestellt werden kann, würde sich die Ökobilanz weiter verbessern.

6. Literatur

- [1] J. Jungwirth, A. Strotmann, O. Sikorski, M. Braun, S. Vogt, Durable retrofitting for highly loaded bus lanes using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC) as Ultra-Thin White-topping (UTW), 2024.
- [2] W. H.M., Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis, Public Roads (1926). <https://scispace.com/papers/stresses-in-concrete-pavements-computed-by-theoretical-447nvxgdl2> (accessed September 13, 2025).
- [3] J. Eisenmann, G. Leykauf, Betonfahrbahnen, 2. Aufl., Ernst, Berlin [u.a.], 2003.
- [4] C. Schmidt, Konstruktion und Wirtschaftlichkeit von Whitetopping aus Hochleistungsbeton für Fahrbahnen, kassel university press GmbH, 2012.
- [5] DIN EN 15978:2024-05, Nachhaltigkeit von Bauwerken - Bewertung der Umweltleistung von Gebäuden - Methodik, (n.d.). <https://doi.org/10.31030/3536984>.
- [6] DIN EN ISO 14040:2021-02, Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen, (n.d.). <https://doi.org/10.31030/3179655>.
- [7] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen, ÖKOBAUDAT - Informationsportal Nachhaltiges Bauen, (n.d.). <https://www.oekobaudat.de/>.
- [8] Stadtwerke München, Stromherkunftsnachweis 2024, (2025). <https://www.swm.de/dam/doc/strom/stromkennzeichnung.pdf> (accessed July 8, 2025).
- [9] Landeshauptstadt München, Förderprogramm Klimaneutrale Gebäude (FKG) - Vorschlag zur Ermittlung des CO₂e-Faktors Fernwärme im Stadtgebiet München für den Nachweis der betriebsbedingten Emissionen im Rahmen der Lebenszyklus-GWP-basierten Fördermaßnahmen im FKG - Anlage 1, (2025). <https://risi.muenchen.de/risi/dokument/v/8071675> (accessed July 8, 2025).
- [10] Verein Deutscher Zementwerke e.V., Abschlussbericht für das BMBF Vorhaben „Kalt härtende Keramik durch nanotechnologische Gefügeoptimierung“ - BMBF Vorhaben Förderkennzeichen 03X0067 F, (2012).
- [11] ECO Platform, (n.d.). <https://www.eco-platform.org/> (accessed July 8, 2025).
- [12] M. Lange, M. Hendzlik, M. Schmied, Klimaschutz durch Tempolimit, (2022).
- [13] Landeshauptstadt München, Mobilitätsreferat, Verkehrsmengenkarte 2022, (2022). <https://stadt.muenchen.de/infos/verkehrsdaten.html> (accessed July 10, 2025).
- [14] M. Mottschall, T. Bergmann, Treibhausgas-Emissionen durch Infrastruktur und Fahrzeuge des Straßen-, Schienen- und Luftverkehrs sowie der Binnenschifffahrt in Deutschland, (2023).
- [15] M. Roig-Flores, R.P. Borg, C. Ruiz-Muñoz, E.J. Mezquida-Alcaraz, E. Giménez-Carbó, A.M. Lozano Násner, P. Serna, Preliminary study on the fresh and mechanical properties of UHPC made with recycled UHPC aggregates, European Journal of Environmental and Civil Engineering 26 (2022) 7427–7442. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1997826>.

Renforcement d'une dalle nervurée de 1914 par un système mixte acier-CFUP

Jérôme JEANNERET

Ing. civil HES
OPAN concept SA
Neuchâtel, Suisse

Blaise FLEURY

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

Fanny GRETILLAT

Ing. environnement EPF
OPAN concept SA
Neuchâtel, Suisse

Résumé

Le changement d'affectation de deux salles de classe, situées au 4ème étage d'un collège, en salle de spectacle munie de gradins, a nécessité un renforcement de la structure existante constituée d'une dalle nervurée datant de 1914. La variante initiale de dalle massive, d'environ 25 cm d'épaisseur en béton armé, a été abandonnée au profit d'un système mixte acier-CFUP, constitué de profilés métalliques IPE 200 insérés entre les nervures existantes et d'une surcouche de CFUP armé de 4 à 9 cm d'épaisseur. Cette solution innovante, nettement plus légère que le projet initial, respecte le bâti historique et le système statique, tout en étant très favorable des points de vue sismique et rapidité d'exécution. Concernant les aspects du développement durable, elle limite la déconstruction, la consommation de ressources naturelles, le transport de matériaux et les nuisances en milieu urbain. Toutefois, elle est pratiquement équivalente à la variante d'origine vis-à-vis du bilan des gaz à effet de serre.

Mots clefs : *Renforcement, mixte acier-CFUP, bâtiment, dalle nervurée, développement durable*

1. Contexte

Le collège des Parcs est l'un des plus grands collèges de la Ville de Neuchâtel en termes de capacité d'accueil. Son bâtiment principal, classé au patrimoine et construit au début du XX^{ème} siècle, présentait des dégradations dues au vieillissement naturel. Il nécessitait un assainissement en profondeur et des mises aux normes. Ces travaux ont débuté en été 2022, avec les relocalisations des élèves et des enseignants dans d'autres collèges, pour se terminer à la rentrée scolaire d'août 2025.

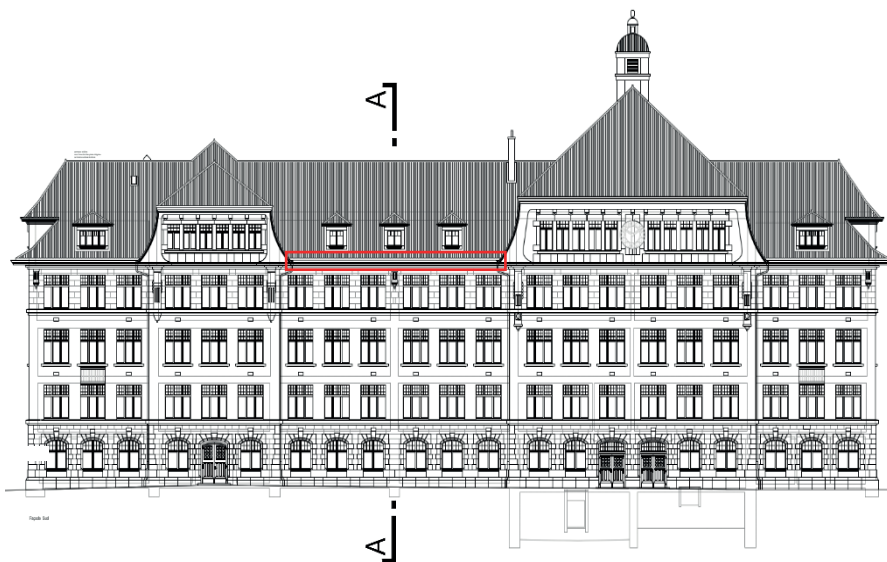


Fig. 1 : Elévation de la façade Sud [1]

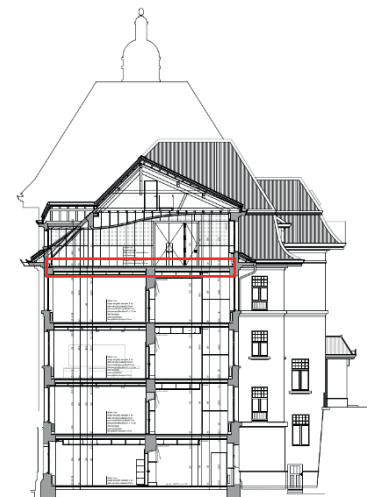


Fig. 2 : Coupe A-A [1]

N.B. : La zone de dalle concernée par le projet est encadrée en rouge.

Le bâtiment, constitué d'un sous-sol partiel, d'un rez-de-chaussée et de 4 étages chauffés, possède une structure porteuse verticale en maçonnerie relativement hétéroclite (pierres naturelles, briques de toutes sortes, éléments en terre cuite tels que tuiles et déchets de chantier). Les porteurs horizontaux sont des dalles nervurées en béton armé.

Au 4^{ème} étage, la structure est constituée de cadres en béton armé. Les montants Sud des cadres sont biaux et intégrés dans la pente du toit. Cette structure particulière sert de support aux combles composées d'une charpente traditionnelle en bois massif avec ferrures métalliques.

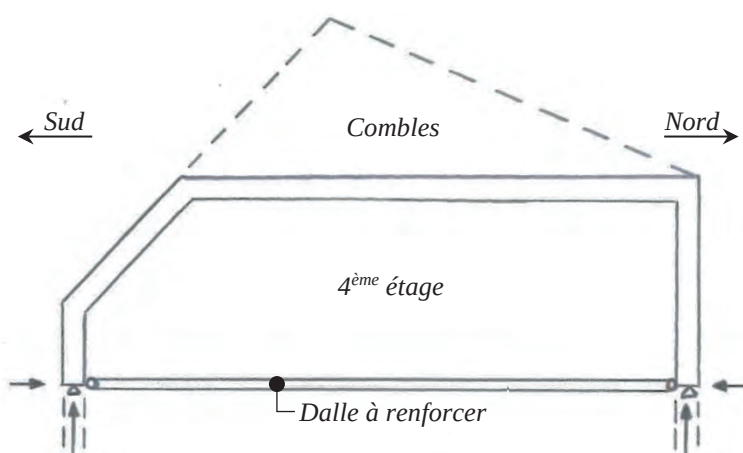


Fig. 3 : Principe statique des cadres du 4^{ème} étage (à gauche) et photo du montant Sud des cadres (à droite)

La dalle nervurée présente une hauteur statique de 25 cm. Chaque nervure est munie d'une armature flexionnelle constituée de 2 barres lisses Ø14 mm, ainsi que d'étriers ouverts Ø6 mm $e = 30$ cm. La résistance du béton en place peut être assimilée à celle d'un béton de classe C25/30. L'entraxe des nervures est de 35 cm. Des treillis Ø6 mm $e = 30$ cm sont disposés dans la table de compression. Les portées des champs de dalle sont respectivement de 7 m et 5 m, pour une largeur totale de 12 m entre les façades Sud et Nord.



Fig. 4 : Champs de dalle nervurée

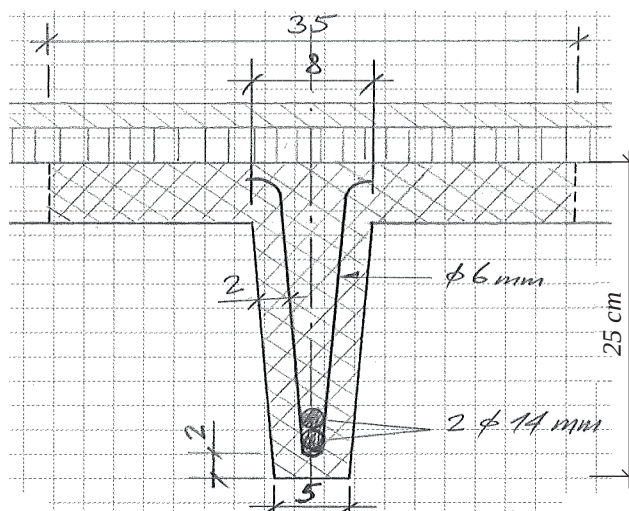


Fig. 5 : Armature selon sondage [2]

Dans le cadre des travaux d'assainissement et de rénovation, deux salles de classe situées au 4^{ème} étage ont été réaffectées en une salle de spectacle munie de gradins (charge utile : 500 kg/m²). Ce changement d'utilisation nécessitait un renforcement sur une zone d'environ 220 m².

L'intrados de la dalle renforcée ne devait pas être plus bas que la dalle en place, afin de permettre la mise en place des installations CVS, ainsi que le faux plafond. L'extrados pouvait être légèrement plus haut que celui de la dalle en place, mais la surépaisseur était limitée à maximum 5 cm en raison des rampes pour personnes à mobilité réduite.

2. Etude de variantes

2.1. Nouvelle dalle pleine en béton armé

La première variante envisagée consiste à déconstruire 3 champs de dalle et à les remplacer par une dalle pleine en béton armé de 25 cm reposant sur les murs intérieurs et appuyée, au moyen d'empochements, dans les murs des façades Sud et Nord.

En plus de l'armature flexionnelle, cette dalle doit être munie d'armature d'effort tranchant au droit des empochements.

Un étayage sur les 4 étages inférieurs est nécessaire lors du bétonnage.

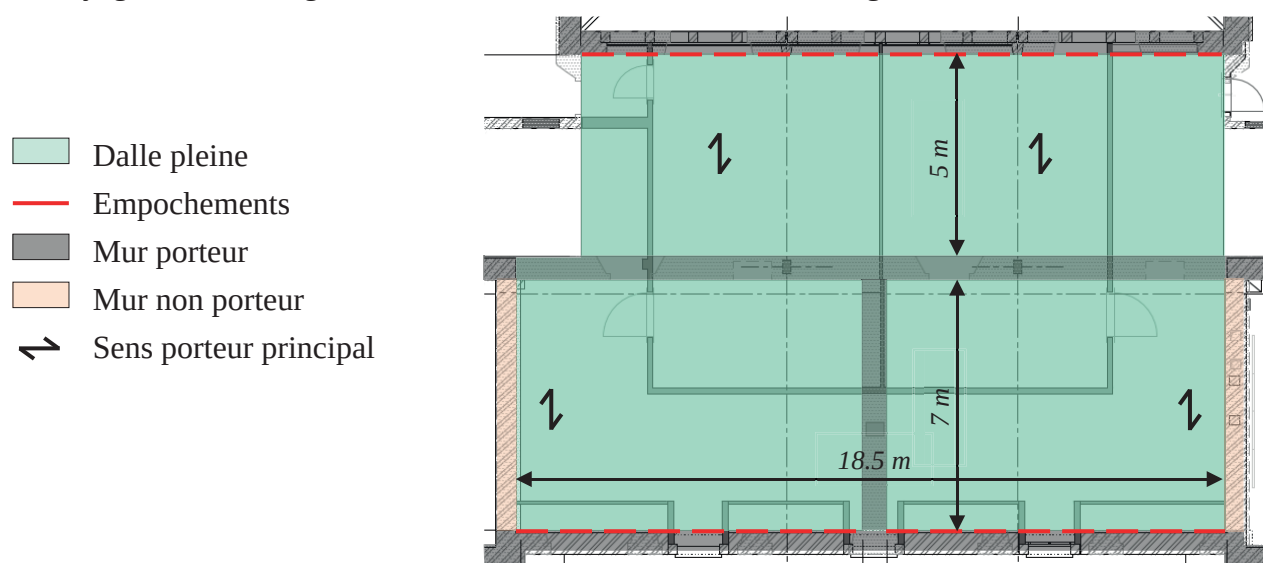


Fig. 6 : Situation de la variante de dalle pleine, Nord en haut de l'image [3]

Les principales raisons pour lesquelles cette variante a été abandonnée sont les suivantes :

- Des sondages ont montré que deux murs perpendiculaires aux façades principales (indiqués en orange dans la figure ci-dessus) sont très hétérogènes et qu'ils ne peuvent pas être considérés comme porteurs. Cette configuration rend la dalle pleine pratiquement unidirectionnelle et peu efficace.
- L'augmentation de la masse de la dalle péjore fortement le comportement sismique du bâtiment et pourrait engendrer des tassements et une fissuration des murs.
- La dalle nervurée du plancher du 4^{ème} étage fonctionne en tirant sous les sollicitations horizontales des pieds de cadres. Elle assure également la stabilisation horizontale des façades. Sa déconstruction temporaire aurait mis en péril la stabilité des étages supérieurs et des façades. Ce risque était accru par la composition hétéroclite des murs et l'absence d'informations relatives à l'armature des éléments en béton.
- En phase réalisation, la création des empochements aurait affaibli les linteaux en béton armé situés au-dessus des vitrages du 3^{ème} étage.

2.2. Renforcement de la dalle nervurée

La variante retenue conserve les âmes et une partie de la table de compression de la dalle nervurée en la renforçant à l'aide d'un système mixte acier-CFUP.

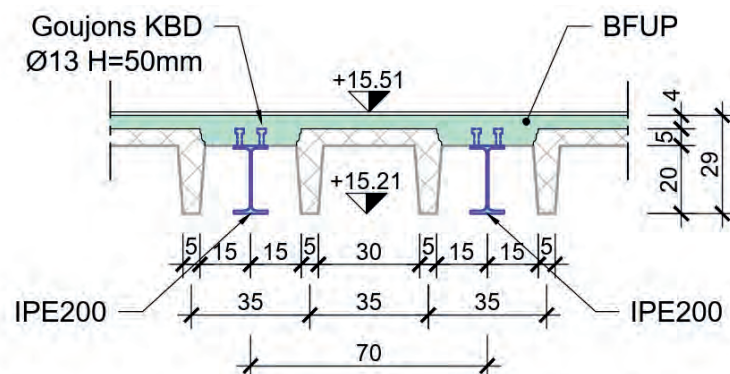


Fig. 7 : Coupe type du renforcement à l'aide d'un système acier-CFUP [5]

Cette variante consiste à :

1. Disposer un étayage sur deux niveaux (2^{ème} et 3^{ème} étages)
2. Déconstruire partiellement la table de compression
3. Disposer des profilés métalliques IPE 200 munis de goujons à tête entre les nervures
4. Coffrer les bandes de part et d'autre de l'aile supérieure des profilés
5. Ferrailler et couler la surcouche en CFUP

Un étayage est indispensable afin d'éviter que les profilés métalliques, plus souples que les parties conservées en béton armé, ne présentent des déformations différentielles (pianotage) sous la charge du CFUP frais. Il permet également une mise en charge optimale des éléments mixtes.

Les IPE 200, déterminés sur la base d'un critère de rigidité, présentent l'avantage d'avoir une hauteur similaire à celle des âmes de la dalle nervurée. Ils peuvent ainsi être posés directement sur des poutrelles doka® qui servent d'étayage, tout en limitant à 9 cm les surépaisseurs locales de la surcouche en CFUP. A noter que ces surépaisseurs permettent le positionnement des connecteurs, constitués de goujons à tête.

L'épaisseur de 4 cm de la surcouche en CFUP correspond au minimum requis pour disposer les barres d'armatures transversales ($\varnothing 8$ mm $e=15$ cm) et leurs barres longitudinales de support.



Fig. 8 : Surface supérieure de la dalle avant la mise en œuvre du CFUP

Le renforcement d'une surface de 220 m² a nécessité 14.0 m³ de CFUP et 7.25 to d'acier de charpente. Le CFUP mis en œuvre est un Ductal® UA intégrant 250 kg/m³ de fibres métalliques 14 x 0.20 mm.

3. Dimensionnement et détails constructifs

L'application de la surcouche en CFUP augmente la hauteur statique de 25 à 29 cm ce qui permet un accroissement d'environ 16 % de la résistance flexionnelle à mi-travée (M+) de la partie conservée de la dalle nervurée.

Les efforts engendrés par les charges appliquées lors du retrait de l'échafaudage et ultérieurement (poids propre du CFUP, chape et charge utile) sont répartis dans la poutre mixte et dans la dalle nervurée au prorata de leur rigidités, qui sont respectivement de 46 % et 54 %. Tous les efforts repris par le système mixte additionnel constituent un soulagement de la dalle nervurée existante. Il en résulte ainsi une augmentation de 85 % de la capacité portante de la dalle nervurée munie de la surcouche en CFUP.

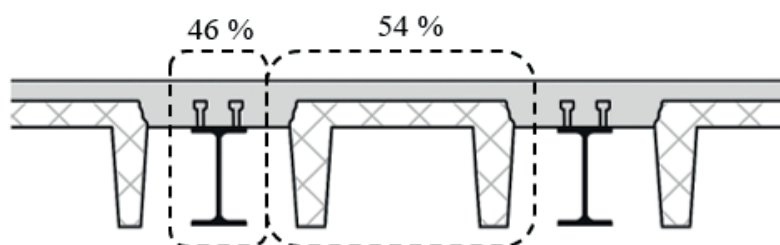


Fig. 9 : Distribution des efforts au stade définitif [5]

Ces deux effets combinés permettent une augmentation de la capacité portante d'un facteur 2.15 si l'on considère uniquement la section à mi-portée. Cette valeur constitue toutefois une borne inférieure, car elle ne prend pas en compte la résistance au moment négatif sur appuis (M-) obtenue grâce à la continuité de la surcouche en CFUP armé.

Le profilé IPE 200 a été choisi en fonction de la géométrie et sur la base du critère de rigidité exposé ci-dessus. La résistance en section de la poutre mixte n'est pas déterminante car la contrainte à la fibre inférieure, obtenue par un calcul EE, vaut $\sigma_d = +64 \text{ N/mm}^2$.

Dans le sens transversal, la surcouche de CFUP renforce la table de compression de la dalle nervurée en doublant pratiquement son épaisseur (9 cm au lieu de 5 cm) et assure des pontages entre les zones renforcées.

Au droit du mur central, la continuité de la surcouche en CFUP permet de mobiliser un moment négatif, à condition d'assurer le transfert de l'effort normal de compression en partie inférieure des âmes des dalles nervurées des deux travées adjacentes. Cet effet a été obtenu par un remplissage en CFUP.

La longueur des profilés métalliques a été limitée à celle d'un champ de dalle afin de réduire leur masse et permettre leur manutention dans un espace restreint. L'interruption des profilés sur l'appui central permet également de couvrir les tolérances dimensionnelles liées à la géométrie de l'ouvrage existant.

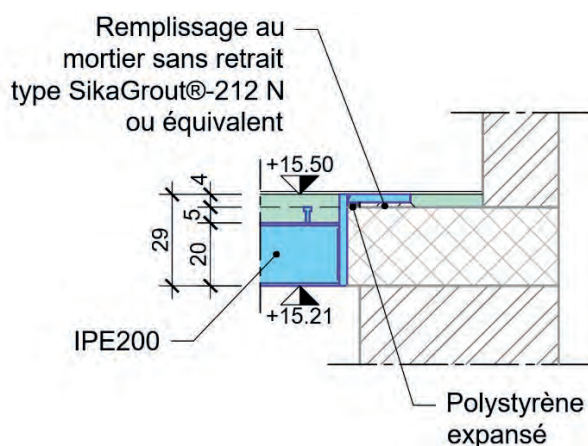


Fig. 10 : Détail de l'appui en façade des profilés [5]

En façade, les profilés sont appuyés à l'aide de fers plats soudés en forme de L inversé (plaque frontale et plaque d'appui), afin de conserver la section et préserver la résistance des linteaux de façades situés au-dessus des vitrages du 3^{ème} étage.

4. Réalisation

Le procédé de réalisation est décrit ci-après et illustré dans l'ordre chronologique.



Fig. 11 : Déconstruction partielle de la table de compression, puis mise en place des profilés métalliques



Fig. 12 : Le malaxeur a été mis en place sur une plateforme située au niveau de réalisation afin de limiter la manutention du CFUP frais



Fig. 13 : Mise en œuvre du CFUP



Fig. 14 : Cure à l'aide de feuilles plastiques



Fig. 15 : Dalle finalisée

5. Développement durable

Un bilan carbone a été réalisé pour les 2 variantes en considérant les hypothèses du tableau ci-après. Les facteurs d’émissions cités correspondent à la fabrication des matériaux, sauf le béton armé démoli pour lequel il s’agit de son élimination. La démolition, la mise en place et les transports sont admis négligeables dans cette estimation centrée sur les matériaux.

Matériaux / procédés	Facteur d’émission utilisé	Références
Béton NPK C	204.7 kgCO ₂ -eq/m ³	[6]
Armature	0.773 kgCO ₂ -eq/kg	[6]
Coffrage	0.414 kgCO ₂ -eq/kg	[6]
Béton armé démoli (élimination)	29.9 kgCO ₂ -eq/m ³	[6]
Acier de charpente	0.730 kgCO ₂ -eq/kg	[6]
CFUP	850 à 1’500 kgCO ₂ -eq/m ³	Fourchette issue de [7] et [8]

Les résultats obtenus pour la variante de dalle pleine en béton armé et ceux du renforcement avec un système acier-CFUP sont donnés dans le graphique ci-après. Le bilan CO₂ de la variante béton armé est de 89 kg de CO₂-eq par mètre carré et celui de la variante CFUP est estimé entre 78 et 116 kg de CO₂-eq par mètre carré.

Ces valeurs ne concernent que l’intervention sur la structure porteuse. Elles ne prennent pas en compte la démolition et l’élimination en fin de durée de service.

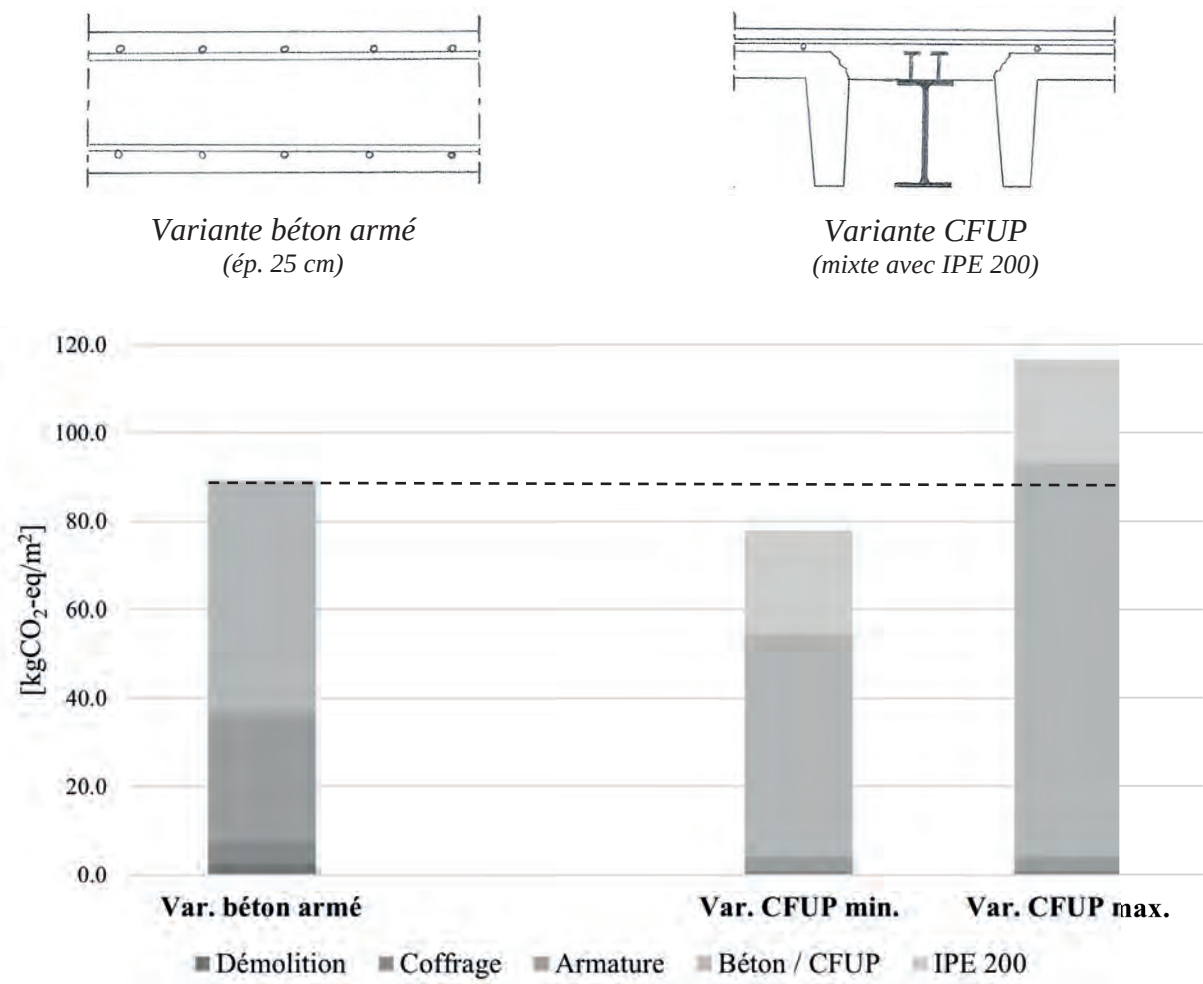


Fig. 16 : Synthèse du bilan carbone des variantes

Cette analyse met en évidence les points suivants :

- Dans la littérature, les données disponibles pour les émissions de gaz à effet de serre générées par la fabrication du CFUP présentent de grandes variations, entre 850 et 1'500 kg de CO₂-eq par mètre cube. Une valeur précise et spécifique au produit mis en œuvre dans le cas présent est difficile à établir car elle dépend de la formulation du prémix, de l'origine de ses constituants et du mix énergétique utilisé par les fabricants ; informations non transmises par les fournisseurs.
- Le dosage en fibres métalliques joue un rôle non négligeable sur le bilan CO₂ du CFUP et il constitue le seul facteur que les projeteurs peuvent influencer. Dans le cas du collège des Parcs, nous avons spécifié un CFUP de sorte UA, qui se rapproche de la borne inférieure CFUP_{min}.
Selon nos estimations, la variante CFUP est donc pratiquement équivalente à la variante de dalle massive en béton armé du point de vue bilan CO₂.
- La variante CFUP a permis de conserver une grande partie de la dalle nervurée historique, de limiter l'évacuation de gravats et le volume des matériaux d'apport. Il en résulte une économie des ressources naturelles et une diminution drastique des transports et des nuisances en milieu urbain.

6. Conclusions

La variante CFUP s'est imposée des points de vue technique et constructif, tout en étant plus sûre en phase de réalisation.

L'utilisation innovante du CFUP avec des profilés métalliques travaillant en mixte permet d'élargir le domaine d'application du CFUP tout en augmentant son efficience.

Bien que généralement employé pour des éléments fortement exposés aux intempéries ou très sollicités mécaniquement, le CFUP est également adapté lors de travaux de rénovation de bâtiments et de préservation du patrimoine construit.

Le bilan CO₂ d'une réalisation en CFUP est actuellement difficile à établir car il dépend très fortement des hypothèses relatives aux constituants et au dosage en fibres du CFUP. Idéalement, les fournisseurs de CFUP devraient fournir des déclarations environnementales de produits selon [9]. Dans le cas du collège des Parcs, nous estimons que le bilan CO₂ de la variante mixte acier-CFUP est équivalent à celui de la variante de base en béton armé. En revanche, la variante mixte acier-CFUP a permis de limiter la consommation en ressources naturelles et de réduire drastiquement les transports et les nuisances en milieu urbain.

7. Intervenants

Maître d'ouvrage

Ville de Neuchâtel
Service des bâtiments

Entreprise de construction

Zuttion Construction SA
CH-2000 Neuchâtel

Bureau d'étude

OPAN concept SA
CH-2000 Neuchâtel

Personnes clés

Chef de projet : Blaise Fleury
Ingénieur de projet : Jérôme Jeanneret

8. Références

- [1] Ad'A architecture Sàrl, extraits des plans du dossier de soumission du 08.08.2022
- [2] OPAN concept SA, avant-projet, extrait de la note de calcul du 07.05.2021
- [3] OPAN concept SA, extrait du plan provisoire n°04030.200-121 du 23.01.2023
- [4] Ad'A architecture Sàrl, extrait du plan n°2113/8, version du 04.09.2023
- [5] OPAN concept SA, extrait du plan n°04030.200-120 du 15.11.2023
- [6] KBOB, Données écobilans dans la construction, version 7.0, 25.06.2025
- [7] CFF Infrastructure, Facteurs d'émission, version 2025
- [8] Environmental Assessment of Ultra-High-Performance Concrete Using Carbon, Material, and Water Footprint, Sameer et al., 2019
- [9] Norme EN 15804:2012+A2:2019 - Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction

Verstärkung von bestehenden Stahlrohr-Funkmasten mit bewehrtem UHFB-Querschnitt

Michael BAUR
Dr.-Ing.
Hochschule Luzern T&A
CH-6048, Horw

Hansruedi TRACHSLER
Geschäftsführer
HT-INFRA SERV AG
CH-6028 Oberkirch

Michael FISCHER
MBA HSLU/FHZ
SBB AG
CH-3000 Bern 65

Zusammenfassung

In dem Beitrag wird zunächst die Ausgangslage von bestehenden Stahlrohrfunkmasten infolge zukünftiger neuer Antennenbelegungen und somit erhöhten Windeinwirkungen aufgezeigt. Aus den Randbedingungen hat sich die Verstärkung mit einem innenliegenden bewehrten UHFB-Querschnitt als effizient erwiesen. Für die Nachweise im GZG und GZT wurde ein detailliertes FEM-Modell erstellt, wo die nichtlinearen Materialeigenschaften abgebildet werden. Die Ergebnisse wurden mit einem Querschnittsprogramm plausibilisiert. Hierbei zeigte sich eine gute Übereinstimmung.

Mit der bewehrten UHFB-Lösung lässt sich der Querschnittswiderstand merklich erhöhen, zudem werden durch die Dämpfungseigenschaften die Windeinwirkungen wesentlich reduziert. Beide Massnahmen führen zu einer sehr wirtschaftlichen Verstärkungsmassnahme. Abschliessend werden die Anwendung und bauliche Umsetzung an einem anspruchsvollen Pilotprojekt aufgezeigt.

Stichworte: Verstärkung, Stahlrohr-Funkmasten, UHFB, NLFEA, Nachhaltigkeit

1. Einführung

Im Rahmen der Umrüstung auf das zukünftige FRMCS-Kommunikationssystem für den Schienenverkehr (Future Railway Mobile Communication System), welches das bisherige Mobilfunksystem GSM-R (Global System for Mobile Communications-Rail) schrittweise ersetzen soll, sind die bestehenden Funkmasten im Streckennetz der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) hinsichtlich den Grenzzuständen für die Tragfähigkeit (GZT) und die Gebrauchstauglichkeit (GZG) auf den zukünftigen FRMCS-Antennen-Rollout zu überprüfen. Das bisherige GSM-R-Mobilfunknetz umfasst ca. 1400 Standorte, womit ca. 2200 km Hauptstreckennetz versorgt werden. Die Funkmast-Standorte befinden sich inner- und ausserorts entlang der Bahnstrecken. Sie sind als standardisierte Teleskop-Stahlrohrmasten mit Höhen von 21 m - 29 m projektiert. Ein Beispiel für einen Standort zeigt Abb. 1. Hier wird zudem deutlich, dass die Funkmasten durch die angrenzenden Bahnstrecken und Stromtrassen ein erhöhtes Gefährdungspotential aufweisen.

Da die Umstellung vom GSM-R- zum FRMCS-Kommunikationssystem schrittweise erfolgen soll, ist angedacht beide Systeme zunächst parallel zu betreiben. Bei der Nachrechnung von bestehenden Stahlrohrmasten für die zukünftigen Antennengenerationen zeigte sich, dass die Nachweise für die Tragfähigkeit (GZT) und die Gebrauchstauglichkeit (GZT) infolge der Windeinwirkungen nicht mehr erfüllt werden. Ein einfacher Ersatzneubau kommt wegen zeitaufwendigen Genehmigungsverfahren und der bereits installierten Telekommunikation-Technik meist nicht in Betracht. Eine vor Ort durchführbare Verstärkungsmassnahme ist somit erforderlich.



Abb. 1: Beispiele für einen Standort (links) und eine Antennenkonfiguration (rechts)

2. Verstärkungssystem MR-HT-SYSTEM®

Als effiziente und nachhaltige Massnahme wurde mit verschiedenen Projektpartnern die Verstärkung mit einem innenliegenden bewehrten UHFB-Querschnitt (UHFB – Ultra-Hochleistungs-Faserbeton) erarbeitet und projektiert (MR- HT-SYSTEM®). Der verwendete UHFB, welcher auf der Stoffzusammensetzung des Ductal® von Holcim basiert, beinhaltet 2%-Volumen Stahlfasern. Dies gewährleistet ein duktilen Rissverhalten und erhöht somit die Dämpfung bei zyklischer Belastung über die Masthöhe. Der dynamische Vergrößerungsfaktor kann dadurch wesentlich reduziert werden.

Das statisch gekoppelte Tragsystem bildet der bestehende Stahlrohrmast mit einem innenliegenden bewehrten UHFB-Querschnitt, welche beide auf dem bestehenden Fundament eingespannt sind. Einige Vorteile der entwickelten Verstärkungsmassnahme mit dem MR-HT-SYSTEM® sind nachfolgend aufgelistet:

- keine Veränderung der Mastgeometrie - Angriffsfläche für Windeinwirkung bleibt unverändert
- höhere Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
- höhere Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
- höhere mechanische Dämpfung mit einer Reduktion der dynamischen Windeinwirkung
- durch die Reduktion der dynamischen Windkräfte sind keine Fundamentverstärkungen notwendig.
- Die Tragrohre, die Verbundanker am Mastfuss und Schrauben in den Ringflanschverbindungen werden durch die neue Stahlbewehrung entlastet. Der bewehrte innenliegende UHFB-Querschnitt nimmt einen Teil des Biegemoments auf.
- bestehende Zugangsleitungen im Untergrund bleiben erhalten, so dass keine Tiefbauarbeiten erforderlich sind. Das Risiko einer möglichen Durchtrennung von bestehende Zugangsleitung besteht somit nicht.

2.1. Ausgangslage bestehender Funkmast

Die Tragkonstruktion der Teleskop-Funkmasten besteht aus Stahlrohren unterschiedlicher Längen und Durchmessern. Die Einspannung am Mastfuss erfolgt auf einem Einzelfundament. In Abb. 2 ist ein Beispiel für einen bestehenden 27 m hohen Funkmasten gezeigt. Die einzelnen Stahlrohre bzw. Rohrschüsse sind über Ringflanschkonstruktionen biegesteif verbunden. Die Verankerung auf dem Fundament am Mastfuss erfolgt über einen Ringflansch mit Verbundankern (Swiss-Gewi).

Für eine neue projektierte Antennenbelegung, die in Abb. 2 angedeutet ist, wurden für den Masten die Einwirkungen nach [1] und [2] berechnet. Da es sich bei den Funkmasten um schlanke Tragkonstruktionen handelt, hat der dynamische Vergrößerungsfaktor c_d einen entscheidenden Einfluss. Mit letzterem werden die statischen Windlasten für die Rohrquerschnitte und die Antennen multipliziert. Aus Gleichung (1) ist ersichtlich, dass die mechanische Dämpfung ξ einen entscheidenden Einfluss auf den dynamischen Faktor c_d hat.

Die Eingangsgrößen für den dynamischen Vergrößerungsfaktor c_d nach [2] sind:

$$c_d = \frac{1}{c_{pic} \cdot c_{red}} \cdot \left(1 + \sqrt{(c_{pic} \cdot c_{red} - 1)^2 + \frac{c_{dim} \cdot c_{spec}}{\xi} \cdot (c_{pic} - 1)^2} \right) \quad (1)$$

c_d = dynamischer Faktor
 c_{pic} = Spitzenfaktor
 c_{red} = Reduktionsfaktor
 c_{dim} = Grössenfaktor
 c_{spec} = spektrale Dichte
 ξ = mechanische Dämpfung

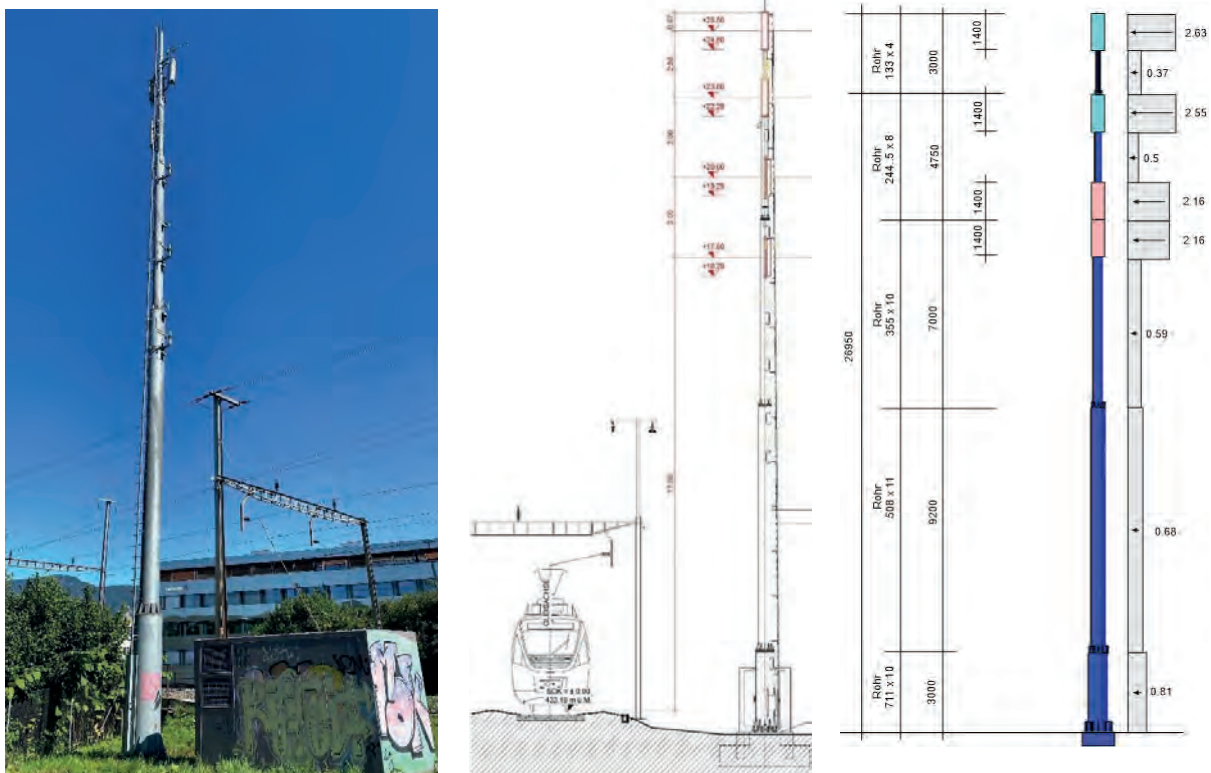


Abb. 2: Stahlrohr-Teleskop-Funkmast 27 m, Tragkonstruktion mit Antennenebenen und charakteristischer Windeinwirkung

Für den bestehenden Stahlrohr-Funkmasten ergeben sich diese, mit weiteren Berechnungsgrößen, nach Tabelle 1. Auf die Definitionen und Erläuterungen zu den einzelnen Parametern wird auf die Angaben in [2] verwiesen. Die Stahlbaunachweise im GZT nach SIA 263 [4] zeigten, dass die elastischen Festigkeitsnachweise in nahezu allen Rohrschüssen um ca. 25% überschritten werden. Zudem werden die Nachweise für das Einzelfundament, insbesondere die Stabilitätsnachweise, nicht erfüllt.

Tab. 1: Systemgrößen für den unverstärkten Funkmasten nach [1] und [2]

Bauwerkshöhe	26.95 m	Unverstärkter bestehender Stahlrohr- Teleskopmast nach Abb. 2	
Gesamtmasse	3.3 to		
Mittlerer Rohrdurchmesser	0.40 m		
Mech. Dämpfungsbeiwert ξ	0.002		
Nutzungsdauer	40 Jahre		
Berechnungsgrößen und Systemparameter			
z	26.95 m	C _{dim}	0.13
Z _g	450 m	C _{pic}	2.95
α _r	0.23	C _{red}	0.92
ξ _a	0.000207	C _d	2.07
q _{p0}	900 N/m²	v _{m,cr}	0.64 m/s
v _m	26 m/s	q _{m,cr}	0.24 N/m²
Ch,max	1.29	q _k /Ch	994 N/m²
B	1.48	q _{k2}	2 N/m²
C _{spec}	0.07	T ₁	1.04 s
		T ₂	0.32 s



Die Verformungsnachweise im GZG werden ebenfalls nicht erfüllt. Die horizontale Verformung an der Mastspitze beträgt 445 mm mit einer Tangentenneigung im Antennenbereich von 2.2°.

2.2. Verstärkungsmassnahme mit bewehrtem UHFB-Querschnitt

Zu einer Überschreitung der zulässigen elastischen Spannungen im Stahlrohrmasten kommt es lokal im kleineren Durchmesser bei den Rohrschüssen. Es wurden im Vorfeld diverse Ertüchtigungs- und mögliche Verstärkungsmassnahmen evaluiert. Mit lokalen Ertüchtigungen an den Rohrschüssen ist eine Reduzierung der Bauteilspannungen möglich, jedoch bleiben die anderen Systemparameter nach Tabelle 1, insbesondere der dynamische c_d -Faktor, unverändert. Eine externe Konstruktion zur Verstärkung ist durch die begrenzten Platzverhältnisse, die Anbindung an die bestehende Konstruktion und weiteren ungünstigen Randbedingungen in den meisten Fällen ebenfalls nicht zielführend.

Als effiziente Massnahme wurde eine Lösung mit einem innenliegenden bewehrten UHFB-Querschnitt entwickelt. Die Vorteile dieser Lösung wurden bereits erläutert. Die bewehrten UHFB-Querschnitte in den 5 Rohrschüssen sind in Abb. 3 gezeigt. Im Vorprojekt wurden zusammen mit der Holcim AG die Festigkeitswerte für den UHFB festgelegt, welche bei der Projektausführung durch Betonprüfungen im Labor verifiziert wurden. Hierbei zeigte sich eine gute Übereinstimmung.

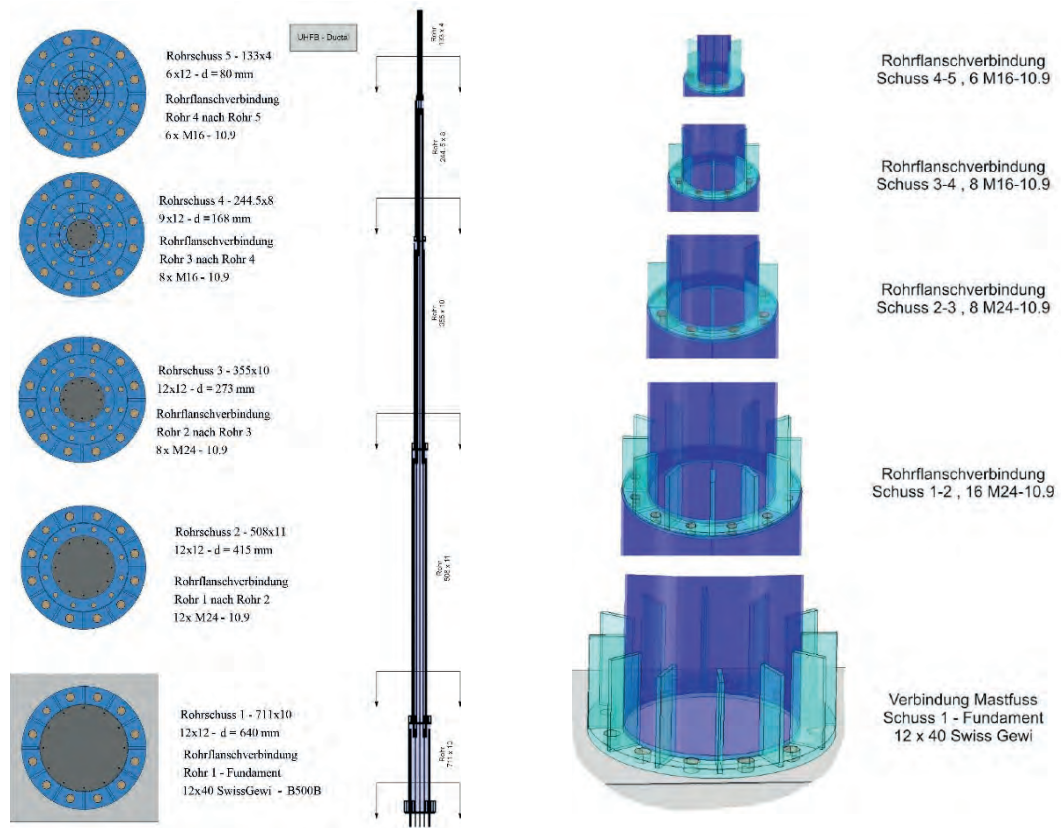


Abb. 3: 3D-Finite Element Modell mit Bewehrungsquerschnitten (links) und den Details für die Rohrflanschverbindungen (rechts)

Mechanisch handelt es sich um keine Verbundstütze, sondern über die gleichen horizontalen Verschiebungen um ein gekoppeltes Tragsystem (Stahlrohr und bewehrter UHFB-Querschnitt). Zum Verbundtragverhalten wurden an der Hochschule Luzern T&A im Vorfeld Pull-Out Versuche an mit UHFB befüllten Rohrsegmenten durchgeführt. Die weggesteuerte Prüfung erfolgte nach 28 Tagen Lagerung, bei der das autogene Schwinden weitestgehend abgeschlossen war.

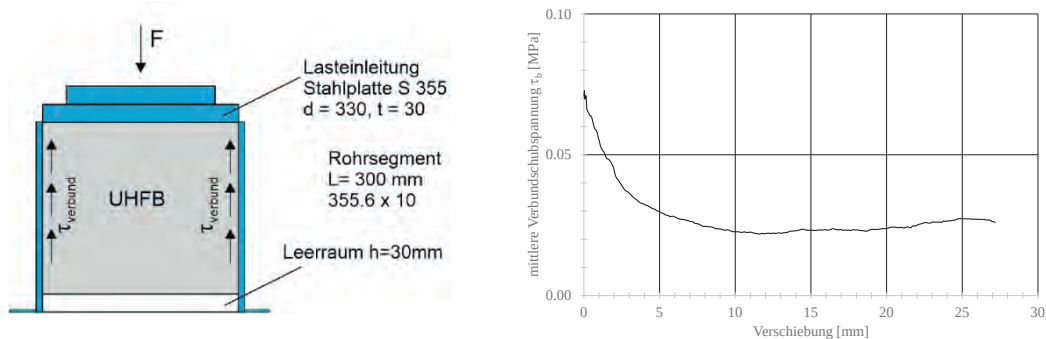


Abb. 4: Pull-Out Versuch an Rohrsegmenten zur Ermittlung der Verbundspannungen

Die Verbundspannungen in Abb. 4 gehen nach einer anfänglichen Haftreibung in eine Gleitreibung über. Der geringe Wert der Verbundspannungen kann in der weiteren Untersuchung vernachlässigt werden. Anzumerken ist, dass bei grossen Normalspannungen es infolge der Querdehnung des UHFB zu Pressungen auf die Stahlwandung kommt, wodurch die Schubspannungen zunehmen.

2.3. Materialeigenschaften

UHFB

Vor Ort wurden Materialproben während dem Betoniervorgang entnommen. Aus den durchgeführten Laborversuchen nach 28 Tagen ergaben sich der Mittelwert der elastischen Grenzzugspannung zu $f_{Ute} = 8 \text{ MPa}$, der Mittelwert der Druckfestigkeit zu $f_{Ucm} = 136 \text{ MPa}$ und der mittlere E-Modul zu $E_U = 45000 \text{ MPa}$. Der mittlere E-Modul E_{Uc} in Abhängigkeit der Druckfestigkeit f_{Ucm} zeigte eine sehr gute Übereinstimmung mit den normativen Angaben in [7].

Nach [7] ist der UHFB im Zugbereich aufgrund dem Faservolumen von 2% der UHFB der Sorte U0 und im Druckbereich der Druckfestigkeitsklasse C 120 zuzuordnen. Durchgeführte Biegeversuche an Proben mit ähnlichen Materialeigenschaften und Faservolumen zeigen keine signifikante Verfestigung im Zugbereich [9]. In den weiteren Betrachtungen werden auf der sicheren Seite die normativen Werte nach [7] zugrunde gelegt.

Während die Druckfestigkeit bis zum Plateauwert ein lineares Verhalten aufweist, ist die Zugfestigkeit von mehreren Faktoren abhängig. Der abfallende Ast der Spannungsdehnungslinie im Zugbereich ist abhängig von der Faserlänge. Im vorliegenden Projekt beträgt diese 14 mm. Die max. Rissbreite $w_{Ut,max}$ entspricht der halben Faserlänge. Des Weiteren wird eine charakteristische Länge l_c in Abhängigkeit der Bauteilhöhe H_U und Beanspruchungsart definiert.

Die charakteristische Druckfestigkeit f_{Uck} beträgt 120 MPa. Mit den Widerstandsbeiwerten nach [7] ergeben sich die Bemessungswerte für die Druckfestigkeit zu $f_{Ucd} = 61.2 \text{ MPa}$ und für die elastische Grenzzugspannung zu $f_{Uted} = 4.3 \text{ MPa}$.

Ohne Verfestigung ergibt sich beispielhaft für den UHFB-Kreisquerschnitt $D = 335 \text{ mm}$ die in Abb. 5 gezeigte Spannungs-Dehnungslinie. Der nichtlineare Verlauf des abfallenden Astes wurde in Anlehnung an [8] definiert. Die Bauteilhöhe H_U für den Kreisquerschnitt wurde mit einem flächengleichen quadratischen Querschnitt angenähert.

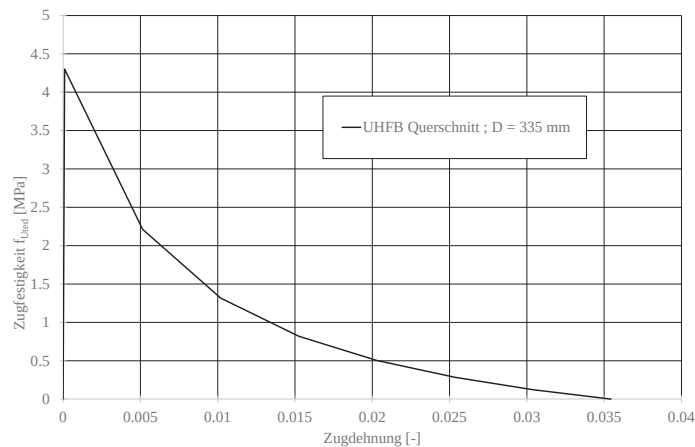


Abb. 5: Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessungszugfestigkeit $f_{Ute,d}$ UHFB-Querschnitt $D = 335 \text{ mm}$

Betonstahl und Baustahl

Die Festigkeitswerte und Spannungs-Dehnungslinien für den Betonstahl B500B, den Baustahl S235 (Rohrquerschnitte) und den Baustahl S355 (Rohrflansche und Steifen) entsprechen den Angaben in [3] und [4].

2.4. Biegewiderstand UHFB-Querschnitt

Die UHFB-Kreisquerschnitte werden auf Biegung beansprucht. Der Einfluss der geringen Normalkraft kann vernachlässigt werden. Die Stahlspannungen in den Stahlrohren sind auf die Bemessungsfließgrenze $f_{y,d} = 224 \text{ MPa}$ (S 235) begrenzt, da die Nachweise für die Stahlrohre nach dem Verfahren E-E bei Funkmasten zu führen sind. Durch die max. Randdehnung der Stahlrohre sind die Dehnungen im Druckbereich beim UHFB-Querschnitt ebenfalls auf 1.1 ‰ begrenzt. In Abb. 6 ist beispielhaft das Momenten-Krümmungsdiagramm für einen bewehrten UHFB-Kreisquerschnitt ($d = 335 \text{ mm}$, $12\emptyset 12$, $d_{\text{Bew}} = 273 \text{ mm}$) dargestellt, welcher im Stahlrohr 355x10 zu liegen kommt.

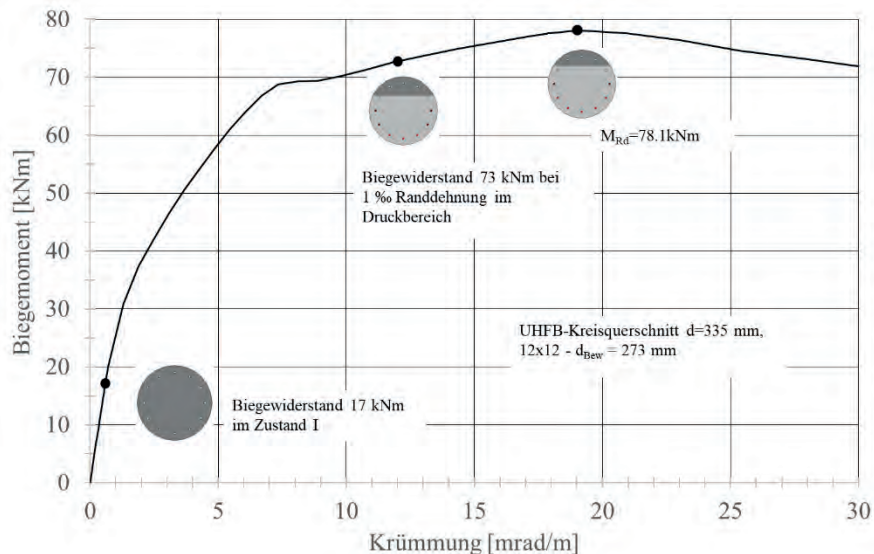


Abb. 6: Momenten-Krümmungsdiagramm für UHFB-Kreisquerschnitt 335 mm

3. Berechnung mit 3D-FEM Modell

Im Rahmen eines SBB-Forschungsprojekts an der Hochschule Luzern T&A und einer Masterthesis [6] wurde für eine Machbarkeitsstudie ein detailliertes 3D-FEM Modell im FEM-Code Abaqus [12] erstellt. Im Fokus stand die Interaktion zwischen den Stahlrohr- und bewehrten UHFB-Kreisquerschnitten und deren Auswirkung auf die Stahlbauverbindungen zu untersuchen. In diesem Berechnungsmodell können alle Nachweise für den Stahlrohrmasten, die Stahlbauverbindungen, die bewehrten UHFB-Querschnitte und die Verankerung auf dem bestehenden Fundament geführt werden.

3.1. Modellierung

Die Rohrschüsse, Steifen, Kopf- und Fussplatten werden mit 4-knotigen Schalenelementen modelliert. Die Elementabmessung beträgt ca. 30mm. Der UHFB-Querschnitt wird mit der in Abb. 3 dargestellten Bewehrung modelliert. Die Bewehrung wird im Gegensatz zur späteren Ausführungsplanung ohne die Verankerungslängen modelliert, da im FEM-Modell die Bewehrungsstäbe sofort im UHFB verankert sind. Der UHFB-Querschnitt wird mit 3-D Volumenelementen (8-knotige Elemente, reduziert integriert) und einer Elementgröße von ca. 30 mm abgebildet. Die Bewehrungen werden als Fachwerkstäbe modelliert. Im FEM-Code werden diese über eine «Embedded-Funktion» im Betonelement berücksichtigt, was einem starren Verbund entspricht.

Die Materialien werden mit Ihren nichtlinearen Eigenschaften abgebildet. Da es sich bei dem Funkmast um ein statisch bestimmtes System handelt, wird für die Materialfestigkeiten mit den Bemessungswerten für den UHFB, den Betonstahl und den Baustahl gerechnet.

Für den UHFB wird das CDP-Modell (Concrete-Damage-Plasticity) verwendet [11]. Der Bewehrungsstahl und der Baustahl werden mit einem von-Mises-Stoffgesetz abgebildet. Für eine detaillierte Darstellung der verwendeten Stoffgesetze wird auf [12] verwiesen. Neben der materiellen wird die geometrische Nichtlinearität, Effekte aus Theorie 2ter Ordnung, implizit berücksichtigt. Wegen der geringen Normalkraft und der erhöhten Biegesteifigkeit sind diese Effekte gering. Das Bewehrungslayout im FEM-Modell für die verschiedenen Rohrschüsse und den Angaben der Bewehrungsdurchmesser ist in Abb. 3 dargestellt. Zwischen den Stahlrohrwandungen und dem UHFB-Querschnitt werden in tangentialer Richtung reibungsfreie Kontaktelemente eingefügt, so dass eine Relativverschiebung möglich ist. Zudem werden durch die Kontaktelemente nur Druckspannungen übertragen.

Die Schrauben und Verbundanker in den Rohrflanschverbindungen werden mit linearen Federn abgebildet. Zwischen den Rohrflanschen und am Mastfuss (Rohrflansch-Fundament) sind ebenfalls Kontaktelemente modelliert, die nur Druckspannungen übertragen. Bei Zugspannungen gehen die Kräfte auf die Schrauben und Verbundanker bzw. die modellierten Federelemente über.

3.2. Einwirkungen

Wie in Abschnitt 2.1 sind die charakteristischen Windeinwirkungen vorwiegend vom dynamischen Faktor c_d nach Gleichung (1) abhängig. Für den Stahlmasten beträgt die mechanische Dämpfung nach [4] $\xi_{\text{Stahl}} = 0.2 \%$. Für vorgespannte Stahlbetonmasten, im ungerissenen Zustand I, beträgt die mechanische Dämpfung $\xi_{\text{Stahlbeton}} = 0.5 \%$. Da es sich bei dem verstärkten Mast um 2 entkoppelte Dämpfungsmechanismen handelt, dürfen diese addiert werden. Somit ergibt sich die Gesamtdämpfung des Systems zu $\xi = 0.7\%$. Die Eigenfrequenzen bleiben nahezu gleich, da sich das Verhältnis Steifigkeit zur Masse nicht ändert. Durch den UHFB-Querschnitt erhöht sich die Masse von 3.3 t auf 12.5 t, welche beim Stabilitätsnachweis der Foundation einen positiven Einfluss hat.

Infolge der erhöhten Dämpfung von $\xi = 0.7 \%$ reduziert sich der dynamische Faktor c_d nach Gleichung (1) von 2.07 auf 1.42 bei der verstärkten Variante, was einer Reduktion der Windlasten nach Abb. 2 bzw. der resultierenden Schnittgrößen um ca. 30 % entspricht. Die nachfolgenden Auszüge aus den Berechnungsergebnissen beziehen sich auf die reduzierten Windlasten.

3.3. Simulationsergebnisse

Beispielhaft werden die Berechnungsergebnisse im Stossbereich von Rohr 510x11 auf Rohr 355x10 nach Abb. 3 in knapper Form diskutiert. Die Ergebnisse im GZT für die Betonstahlbewehrung und die Hauptspannungen im UHFB sind in Abb. 7 gezeigt. Die Spannungen im Betonstahl und die Zugspannungen im UHFB-Querschnitt sind in guter Übereinstimmung. Die Zugdehnungen im HFB liegen unter 1‰, so dass von einem weitestgehend ungerissenen Querschnitt ausgegangen werden kann. Das berechnete Teilmoment vom bewehrten UHFB-Querschnitt in Anlehnung Abb. 6 beträgt 54 kNm.

Die berechneten Stahlspannungen mit und ohne Rohrflanschverbindungen sind in Abb. 8 dargestellt. Die max. lokale von-Mises Spannungen im Stahlrohr (355x10, S235) liegt bei 175 MPa. Ausserhalb der Spannungsspitzen im Bereich der Steifen beträgt die max. Mises-Spannung ca. 130 MPa. Das Teilmoment für den Rohrquerschnitt 355x10 (S235) ergibt sich hieraus zu 120 kNm.

Das resultierende Gesamtmoment aus beiden Querschnitten mit 174 kNm entspricht aus Gleichgewichtsgründen der Auswirkung M_{Ed} aus der statischen Berechnung. Der bewehrte UHFB-Kreisquerschnitt übernimmt im betrachteten Rohrquerschnitt ca. 30 % vom Gesamtbiegegewiderstand. Die Festigkeitsnachweise zeigen zudem, dass noch Tragreserven für weitere Antennenbelegungen vorhanden sind. Die Momentenverteilung wurde mit einer nichtlinearen Stabstatik-Software verifiziert.

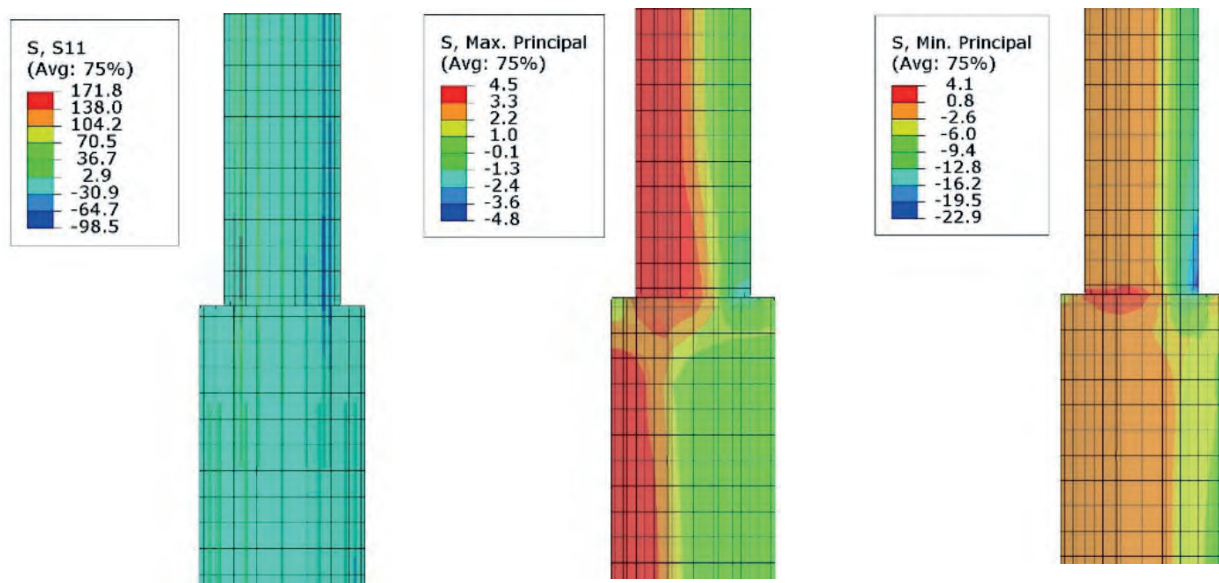


Abb. 7: Spannungen in der Bewehrung (links), max. Hauptspannungen (mitte) und min. Hauptspannungen (rechts) im UHFB-Querschnitt [MPa]

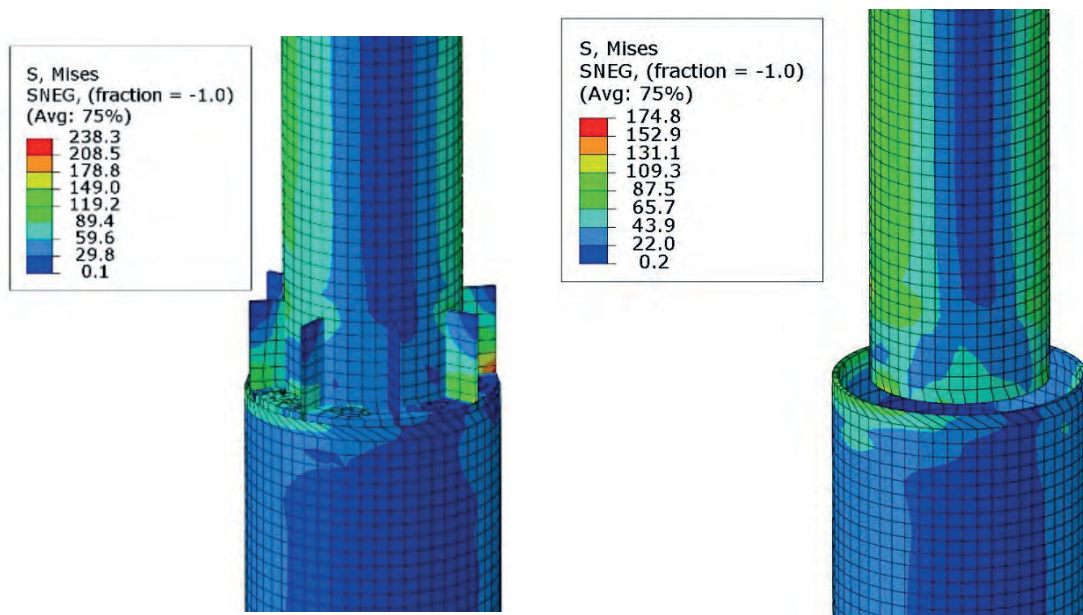


Abb. 8: von Mises Vergleichsspannungen Stahlrohre: mit Rohrflanschverbindung und Steifen S355 (links) und Stahlrohre S235 (rechts)[MPa]

Neben der Erhöhung des Querschnittswiderstandes, hat der UHFB-Querschnitt einen wesentlichen Anteil an den Verformungen bei der Gebrauchstauglichkeit im GZG. Die Verformungen an der Mastspitze betragen durch die erhöhte Biegesteifigkeit 134 mm. Im Vergleich zu den Verformungen beim Stahlrohrmasten von 445 mm beträgt die Reduktion ca. 300 %. Dies ist für den störungsfreien Antennenbetrieb und die Ermüdungsnachweise im Stahlbau von entscheidender Bedeutung.

4. Ausführung Pilotprojekt

Mit dem Verstärkungssystem wurde im Jahr 2024 ein anspruchsvolles Pilotprojekt der SBB in Solothurn unter Bahnbetrieb an dem in Abb. 2 gezeigten 27 m hohen Funkmasten erfolgreich ausgeführt. Für die Machbarkeit wurden im Vorfeld auf dem Betriebsgelände der Stahlbaufirma Inauen-Schätti AG Betonierversuche an einem bewehrten 20 m Masten durchgeführt.

In Abb. 9 ist die Situation vor Ort in Solothurn mit der Baustelleneinrichtung gezeigt. Die Bewehrung wurde von der Stahlbaufirma Inauen-Schätti AG vorgängig eingebaut. Die Biegebewehrung am bestehenden Fundament wurde mit Hilfe von Hilti-Hit[®] bzw. eingeklebten Bewehrungsstäben voll verankert. Die Zugänglichkeit in den Masten ist durch mehrere bestehende Servicetüren über die Höhe gewährleistet. Der UHFB wurde als Premix von der Firma Holcim AG geliefert. Zum Einsatz kam das von der Firma a3-Betonpumpen AG neu entwickelte Mischfahrzeug mit Betonpumpe. Der UHFB wurde direkt vom Mischfahrzeug zum Einfüllstutzen am Masten gepumpt, bis dieser vollständig befüllt war. Das Mischen und der Pumpvorgang liefen kontinuierlich und störungsfrei. Die Umsetzung der Baumassnahmen vor Ort wurde in ca. 2-3 Arbeitstagen durchgeführt.



Abb. 9: Verstärkung Pilotprojekt mit dem MR-HT-SYSTEM[®], Baustelleneinrichtung (links) und Pumpvorrichtung bzw. Einfüllstutzen am Masten (rechts)

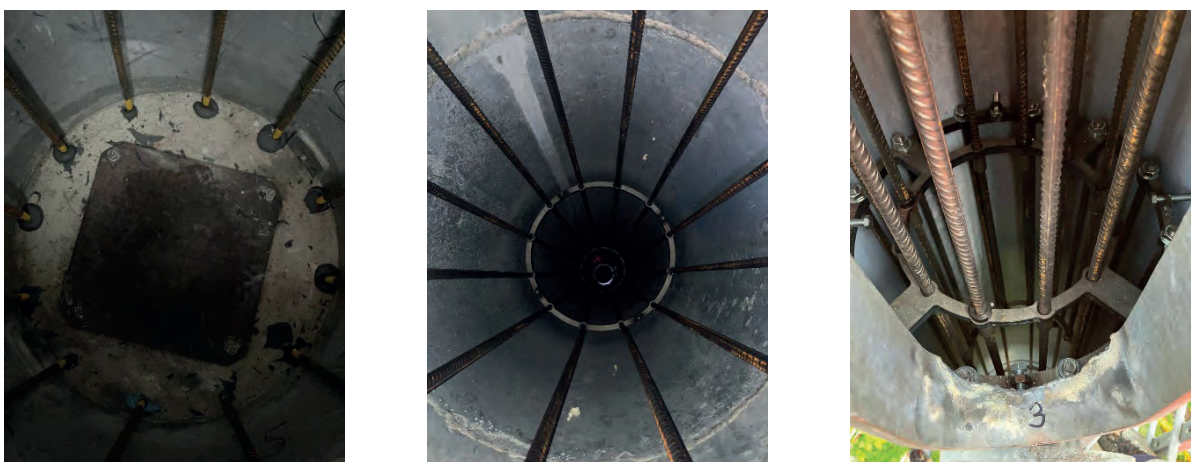


Abb. 10: Bewehrungslayout: Verankerungsbewehrung auf bestehendem Fundament (links), Bewehrung im Stahlrohr (mitte) und Bewehrung an einem Rohrstoss (rechts)

5. Diskussion und Ausblick

Bei der notwendigen Verstärkung von Stahlrohrfunkmasten aufgrund zukünftiger höherer Einwirkungen durch zusätzliche Antennenbelegungen hat sich ein innenliegender bewehrter UHFB-Querschnitt als effizient erwiesen. Für die Machbarkeit waren im Vorfeld einige Tastversuche in Hinblick auf den Bewehrungseinbau und die Betonierbarkeit erforderlich. Von der Idee bis zur Umsetzung des Pilotprojekts in Solothurn war eine rollende Planung und das Fachwissen aller Projektbeteiligten notwendig. Hier sind insbesondere die Firmen Inauen-Schätti AG, a3-Betonpumpen AG, Holcim (Schweiz) AG und HT-Infraserv AG zu nennen. Für die Möglichkeit der Durchführung des anspruchsvollen Pilotprojekts in Solothurn sei der SBB AG gedankt.

Mit Hilfe der Verstärkung durch einen innenliegenden bewehrten UHFB-Querschnitt konnte sowohl die Biegesteifigkeit in Hinblick auf die Verformungen als auch die Systemdämpfung erhöht werden. Letztere führt zu einer Reduzierung des dynamischen Vergrößerungsfaktors bzw. der Windwirkung. Wie Tastrechnungen mit zyklischen Materialgesetzen für den UHFB-Querschnitt gezeigt haben, ergeben sich höhere mechanische Dämpfungswerte als in [4] ausgewiesen, wodurch sich der dynamische Vergrößerungsfaktor weiter reduzieren liesse. Um das Dämpfungsverhalten bei zyklischer Verformung zu quantifizieren ist ein Forschungsprojekts mit Bauteilversuchen geplant.

Abschliessend ist dem Forschungsteam an der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) mit ihren wegweisenden Arbeiten zum Materialverhalten und zur Bemessung von bewehrtem UHFB gedankt. Die Anwendbarkeit und Effizienz von UHFB-Lösungen wurden hierdurch in den letzten 15 Jahren bei zahlreichen Projekten aufgezeigt und haben sich in der Praxis etabliert.

6. Literaturverzeichnis

- [1] SIA 261:2020: "Einwirkung auf Tragwerke", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [2] D0188, 2003: "Wind – Kommentar zum Kapitel 6 der Normen SIA 261 und 261/1 – Einwirkung auf Tragwerke", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [3] SIA 262, 2013: "Betonbau", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [4] SIA 263, 2013: "Stahlbau", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [5] SIA 2052, 2016: "Ultra-Hochleistungs-Faserbeton – Baustoffe, Bemessung und Ausführung", Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [6] Wismer, T., 2025: "Beitrag zum Nachweis bestehender Funkmasten bei Windeinwirkung", Masterthesis, Institut für Bauingenieurwesen (IBI), Hochschule Luzern T&A.
- [7] prSIA 2052, 2023-02: "Ultra-Hochleistungs-Faserbeton – Baustoffe, Bemessung und Ausführung", Vernehmlassungsentwurf vom 17.01.2025, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [8] Redaelli, D., 2009: "Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives", Thèse No 4298, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- [9] Leutbecher, T., Rebling, J., 2019: "Predicting the postcracking strength of ultra-high performance fiber reinforced concrete by means of three-point bending tests according to EN 14651", Structural Concrete. 2019;20:2081–2095.
- [10] EN 1991-1-4:2025 (E): "Actions on structures - Part 1-4: Wind actions", Draft version 2025-02-23.

- [11] Lubliner, J., Oliver, J., S. Oller, S., Oñate, E. 1989: “A plastic-damage model for concrete“, Vol. 25, International Journal of Solids and Structures, Elsevier.
- [12] ABAQUS, 2022: “ABAQUS (2022) Documentation“, Dassault Systèmes, Vélizy-Villacoublay, France.

Renforcement en CFUP du plancher-dalle en béton armé d'un centre commercial

Anh Khoa PHUNG
Directeur adjoint
MGI Ingénieurs SA
Villars-sur-Glâne

Frederico DOMINGUES
Ingénieur civil HES
MGI Ingénieurs SA
Villars-sur-Glâne

Baptiste VINCENS
Ingénieur civil EPFL
HES-SO, HEIA-FR
Fribourg

Dario REDAELLI
Professeur
HES-SO, HEIA-FR
Fribourg

Resumé

Le projet de rénovation du centre commercial Coop Fribourg Sud a nécessité le renforcement d'un plancher-dalle en béton armé de grande portée afin d'en augmenter la capacité portante. La solution retenue a consisté en l'application d'une couche collaborante en Composite cimentaire Fibré Ultra-Performant (CFUP) armé sur la face supérieure de la dalle existante, permettant d'éviter une démolition complète tout en respectant les contraintes d'exploitation et de délais. En l'absence de recommandations normatives pour le dimensionnement au poinçonnement de telles dalles mixtes, une campagne expérimentale a été réalisée, qui a permis d'observer les modes de rupture possibles et d'évaluer l'applicabilité de modèles théoriques de littérature. L'application de cette stratégie de renforcement au projet Coop Fribourg Sud a confirmé la faisabilité, la pertinence et les avantages de cette solution. Ce retour d'expérience confirme le potentiel du CFUP pour prolonger la durée de vie d'ouvrages existants, tout en soulignant l'importance d'accroître les connaissances expérimentales et théoriques sur le comportement structurel des structures mixtes béton-CFUP.

Mots clefs : *CFUP, renforcement, plancher-dalle, poinçonnement, essais*

1. Introduction

1.1. Contexte

Le projet de rénovation et transformation du centre commercial Coop Fribourg Sud, situé à Villars-sur-Glâne, concerne un bâtiment construit en 1974 et transformé à plusieurs reprises au fil des décennies. Le bâtiment s'étend sur une longueur de 300 mètres et une largeur de 70 mètres.

Afin de maintenir l'exploitation continue du centre commercial pendant les travaux, le projet a été divisé en deux phases, réalisées entre 2020 et 2023. La phase 1 portait sur la partie Ouest du bâtiment, conservée et renforcée conformément au projet initial. En revanche, la phase 2 concernait la partie Est, majoritairement en béton armé, dont la structure s'est révélée inadaptée à une transformation. Le projet initial prévoyait de démolir complètement cette partie du bâtiment jusqu'au niveau de la dalle du rez-de-chaussée incluse, tout en conservant les deux niveaux de parking souterrain, puis de reconstruire une nouvelle dalle en béton armé au rez-de-chaussée et deux nouveaux étages supérieurs en structure mixte acier-béton.

1.2. Plancher-dalle du rez-de-chaussée

Ce plancher-dalle en béton armé présente des portées de 9.6 m x 8.4 m et une épaisseur constante de 35 cm. Le Maître d'Ouvrage souhaitait augmenter sa charge utile de 500 kg/m² à 1'000 kg/m².

Les plans d'exécution d'époque étant incomplets, des sondages ont été réalisés pour déterminer la disposition et les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales. Les calculs initiaux ont révélé que les résistances à la flexion et au poinçonnement du plancher sous charge utile augmentée étaient insuffisantes.

La solution initiale, consistante à démolir entièrement la dalle existante et à la reconstruire avec une épaisseur de 50 cm, s'est révélée problématique pour plusieurs raisons :

- la démolition/reconstruction aurait nécessité plusieurs mois, impactant le planning du chantier notamment sur le chemin critique et retardant la fin des travaux ;

- le maintien d'un nombre important de places de stationnement accessibles en tout temps, exigé par le Maître d'Ouvrage, devenait difficile en raison de l'étaiyage nécessaire pour le coffrage de la nouvelle dalle et pour la réalisation d'autres travaux au sous-sol.

Compte tenu de la date d'ouverture imposée pour le centre commercial, une solution alternative a été étudiée.

1.3. Stratégie d'intervention CFUP

Les possibilités étaient restreintes par la géométrie du bâtiment et les hauteurs minimales à préserver dans les parkings souterrains. La solution qui s'est imposée consistait à renforcer la dalle existante en appliquant sur sa face supérieure une couche collaborante en Composite Cimentaire Fibré Ultra-Performant (CFUP).

La variante CFUP permettait d'éviter la démolition complète de la dalle, de maintenir l'exploitation du parking durant les travaux et de réduire la durée globale du chantier. Elle permettait également d'augmenter à la fois la résistance de la dalle existante au poinçonnement ainsi qu'à la flexion négative et positive.

Cependant, des incertitudes subsistaient quant au dimensionnement de cette variante. Le cahier technique SIA 2052 [1] proposait une méthode de calcul pour la résistance à l'effort tranchant, mais aucune pour la résistance au poinçonnement des dalles béton/CFUP et notamment pour celle des dalles disposants d'armatures de poinçonnement.

Le bureau MGI Ingénieurs SA a collaboré avec l'Institut des Technologies de l'Environnement Construit (iTEC) de la HEIA-FR pour identifier les approches de modélisation existantes et réaliser des essais en laboratoire sur des dalles similaires à celle de la Coop Fribourg Sud.

1.4. État de l'art sur le renforcement au poinçonnement avec des couches en CFUP

Les normes suisses et internationales [1-5] ne fournissent pas d'indications exhaustives sur le dimensionnement au poinçonnement des dalles en béton armé renforcées avec une couche de CFUP. À connaissance des auteurs, au moment où le projet Coop Fribourg Sud a été réalisé, la seule étude théorique et expérimentale portant sur cette thématique avait été réalisée dans le cadre d'une thèse de doctorat de l'EPFL [6, 7]. Cette étude comprend une série d'essais de poinçonnement sur dalles mixtes béton-CFUP, ainsi que le développement d'un modèle analytique qui généralise la théorie de la fissure critique [8] aux dalles mixtes béton-CFUP, permettant de tenir compte d'une contribution de la couche en CFUP au comportement structural $V_{c+U}(\psi)$ et au critère de rupture $V_{R,c+U}$ (Fig. 1-a).

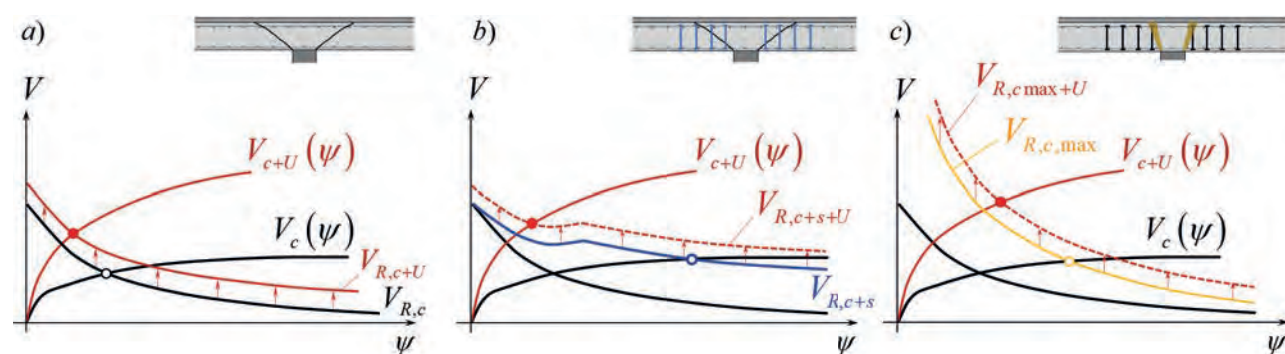


Fig. 1 : Contribution d'une couche en CFUP au comportement structural et à la résistance au poinçonnement d'une dalle en béton armé. a) dalles sans armatures de poinçonnement [6, 7] ; b) dalle avec armatures de poinçonnement et rupture par ouverture de la fissure critique dans la zone renforcée ; c) dalles avec armatures de poinçonnement et rupture par écrasement de la première bielle comprimée. En noir, bleu et jaune : comportement de la dalle en béton seule. En rouge, comportement des dalles mixtes béton-CFUP.

Les résultats de [6, 7] se limitent à des dalles caractérisées par des taux d'armature flexionnelle relativement faibles et par l'absence d'armatures de poinçonnement (Fig. 1-a). La dalle du projet Coop Fribourg Sud contient d'importantes armatures de flexion et de poinçonnement, conduisant à des niveaux de sollicitation de poinçonnement élevés et à des modes de rupture par ouverture de la fissure critique dans la zone renforcée (Fig. 1-b) ou par écrasement de la première bielle comprimée de béton (Fig. 1-c) [9]. Dans la littérature scientifique, aucune étude ne fournit d'informations

expérimentales ou théoriques sur ces modes de rupture pour des dalles renforcées avec une couche et CFUP et, plus particulièrement, sur les questions suivantes :

- le comportement des dalles mixtes béton-CFUP peut-il être considéré monolithique jusqu'à la rupture, en présence d'un état de sollicitation plus élevé ?
- en cas de rupture par ouverture de la fissure critique dans la zone renforcée, est-il possible de cumuler les contributions à la résistance au poinçonnement fournies par le béton ($V_{R,c}$, [8]), par les armatures ($V_{R,s}$, [9]) et par la couche en CFUP ($V_{R,U}$, [6, 7]) ?
- quelle est la contribution de la couche en CFUP à la résistance au poinçonnement en cas de rupture par écrasement de la première bielle comprimée de béton ($V_{R,max}$) ?

En l'absence d'évidences expérimentales ou théoriques, il a été décidé de procéder à la réalisation d'une série d'essais de poinçonnement sur des dalles en béton armé pourvues d'armatures de poinçonnement et renforcées avec une couche de CFUP armé.

2. Campagne expérimentale

Le modèle de la fissure critique pour des dalles avec armatures transversales [9] et le modèle de comportement mixte béton-CFUP [7] ont été implémentés dans une feuille de calcul et ont été utilisés pour la conception de la série d'essais, en admettant : (i) un comportement monolithique des dalles mixtes jusqu'à la rupture par poinçonnement ; (ii) la possibilité de superposer les contributions à la résistance au poinçonnement du béton, des armatures de poinçonnement et de la couche en CFUP ($V_{R,c+s+U}$). Selon ces hypothèses, la dalle de la Coop Fribourg Sud devrait atteindre une rupture au poinçonnement par écrasement de la première bielle comprimée (Fig. 1-c).

La dalle de la Coop Fribourg Sud présente des dimensions et une résistance théorique au poinçonnement qui dépassent les capacités de levage et de chargement (4 MN) des infrastructures expérimentales de la HEIA-FR. Les essais de poinçonnement ont été donc réalisés sur des dalles à échelle réduite. Les dalles d'essais ont été conçues pour respecter des critères de similitude géométrique (mêmes taux d'armatures, même rapport entre la hauteur de la couche en CFUP et la hauteur de la dalle en béton) et pour atteindre des ruptures par poinçonnement affines à celles de la dalle de la Coop Fribourg Sud (mêmes modes de rupture attendus, même résistance au poinçonnement et même rotation ultime dans un diagramme force-rotation normalisé).

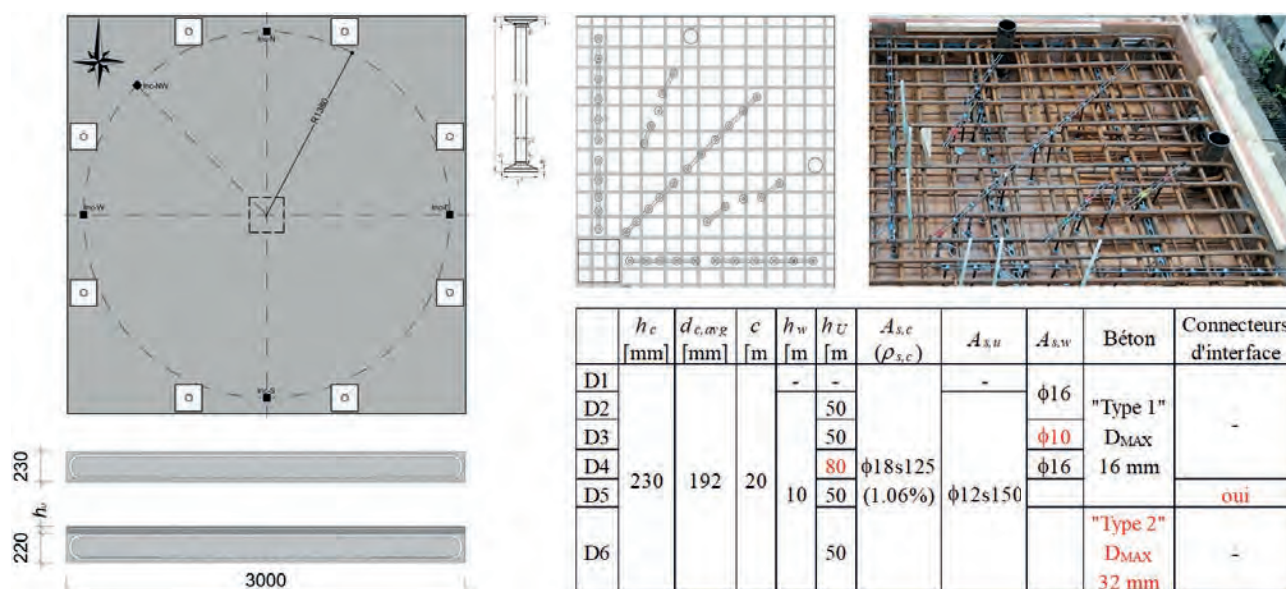


Fig. 2 : Géométrie, armatures de poinçonnement et caractéristiques principales des dalles d'essais.

2.1. Description de la série d'essais

La figure 2 présente une synthèse des caractéristiques géométriques des dalles d'essais. Au total, six dalles ont été fabriquées et testées dans le but d'étudier différents modes de rupture et l'effet de variations de certains paramètres de projet. Toutes les dalles avaient les mêmes dimensions en

plan et ont été testées avec le même montage d'essais, constitué d'un appui central et de huit points de mise en charge périphériques (Fig. 2, gauche). Le dalle de référence D1 sans CFUP et la dalle D2 étaient les plus représentatives de la dalle de la Coop Fribourg Sud, respectivement sans et avec couche de renforcement en CFUP. La dalle D3 était pourvue d'une moindre quantité d'armatures de poinçonnement, dans le but de promouvoir une rupture de la fissure critique dans la zone renforcée (Fig. 1-b), alors que la dalle D4 présentait une couche en CFUP plus épaisse. La dalle D5, quant à elle, était pourvue d'armatures de liaison entre la partie en béton armé et la couche en CFUP, sous forme de barres en « L » scellées dans la dalle en béton à proximité de l'appui central. Pour toutes les dalles, l'armature de poinçonnement était constituée de goujons non nervurés avec doubles têtes forgées, dont la disposition est illustrée dans la partie supérieure droite de la figure 2.

Les dalles ont été bétonnées sur le site du chantier de la Coop Fribourg Sud par Implen SA avec des bétons de classe de résistance C40/50, puis elles ont été soumises à hydrodémolition à l'extrados sur une épaisseur nominale $h_w = 10$ mm. Le CFUP utilisé pour la couche de renforcement était le Smart-Up de la société Vicat, autoplaçant et renforcé avec 2.5% en volume de fibres métalliques droites.

2.2. Résultats et observations principales

Les résultats de la campagne expérimentale ont été consignés dans un rapport d'essais [10] et sont décrits plus en détail en [11]. Conformément aux attentes, la rupture s'est produite par écrasement de la première bielle comprimée (Fig. 1-c) pour toutes les dalles, sauf la D3 pour laquelle la rupture s'est produite par ouverture de la fissure critique dans la zone renforcée (Fig. 1-b). Le présent article se concentre sur le comportement des dalles D1-D2-D4, dont les caractéristiques et le mode de rupture sont les plus représentatifs de la dalle de la Coop Fribourg Sud.

La figure 3 présente l'état de fissuration après rupture sur des coupes transversales des dalles, ainsi que des diagrammes force-rotation permettant de comparer les prévisions des modèles théoriques au comportement expérimental pour les dalles D2 et D4. Le comportement de la dalle de référence D1 (sans CFUP) est également représenté à titre de comparaison sur ces diagrammes. La rupture par écrasement de la première bielle comprimée s'est produite en présence d'une délamination prononcée à proximité de la zone d'interface entre béton ordinaire et CFUP, s'étendant sur plusieurs dizaines de centimètres autour de la colonne, ainsi que d'un phénomène d'écrasement du béton comprimé à l'intrados de la dalle, déjà observé pour des dalles en béton armé ordinaire (sans CFUP) fortement armées vis-à-vis du poinçonnement [12].

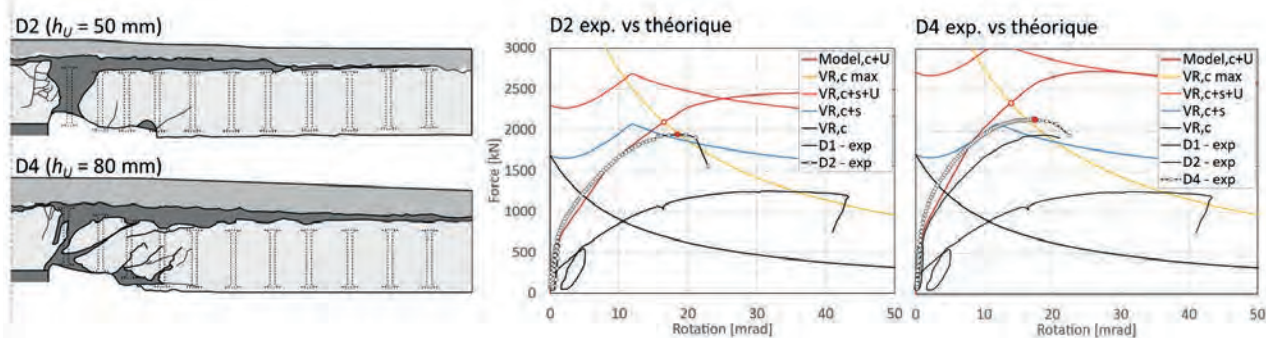


Fig. 3 : Résultats des essais D2 et D4. À gauche, images après la rupture. À droite, comparaison entre les courbes force-rotation mesurées, les courbes théoriques [7] et le comportement de la dalle de référence D1.

Dans les diagrammes force-rotation les lignes jaunes représentent le critère de rupture par écrasement de la première bielle comprimée de la dalle en béton ordinaire seule, évalué avec un facteur $k_{sys} = 3.0$ et sans tenir compte d'une contribution supplémentaire de la couche en CFUP à la résistance au poinçonnement.

Les résultats expérimentaux ont permis de tirer les conclusions suivantes.

- La mise en place d'une couche de CFUP permet d'augmenter de manière significative la rigidité flexionnelle de la dalle.
- À partir d'un certain niveau de sollicitation, à cause de l'effet combiné de la délamination à proximité de l'interface béton-CFUP et de l'écrasement du béton à l'intrados de la dalle, la rigidité de la dalle diminue par rapport aux prévisions du modèle théorique proposé dans [7].

- La rupture est atteinte lorsque la courbe du comportement structurel mesurée croise le critère de rupture par écrasement de la première bielle comprimée de la dalle en béton seule.
- La couche en CFUP ne semble donc apporter aucune contribution de résistance vis-à-vis de ce mode de rupture.
- La résistance au poinçonnement est nettement plus élevée que celle de la dalle non renforcée. Néanmoins, elle est inférieure à la résistance théorique proposé dans [7].

La dalle d'essai D2 présente une similitude géométrique avec la dalle de le Coop Fribourg Sud renforcée avec une couche de CFUP armé. Les résultats de la campagne expérimentale montrent (Fig. 3, centre) que, pour une dalle avec ces caractéristiques, la résistance effective au poinçonnement est approximativement 10% inférieure à la valeur de résistance théorique déterminée par le point de croisement entre la courbe du comportement structurel de la dalle mixte (ligne rouge, modèle proposée dans [7]) et le critère de rupture par écrasement de la première bielle comprimée de béton de la dalle en béton seule (ligne jaune, [9]). Cette information pragmatique a été prise en compte lors du dimensionnement de la solution de renforcement retenue pour le projet définitif (section 3.1).

2.3. Modélisation

Les essais de laboratoire réalisés dans le cadre de cette campagne expérimentale et ceux présentés dans la littérature [6,13,14] ont également fait l'objet d'une approche de modélisation numérique aux éléments finis non linéaires (NLFEM). Dans ce contexte, 13 essais de poinçonnement de dalles en béton renforcées avec une couche de CFUP ont été modélisés avec le logiciel aux élément finis ABAQUS FEA (Dassault Systèmes), permettant de tenir compte du comportement constitutif non linéaire des matériaux (béton, CFUP et armatures), de l'influence des armatures de flexion et de poinçonnement sur le mode de rupture, ainsi que de la perte progressive du comportement monolithique due à la délamination à proximité de l'interface béton-CFUP.

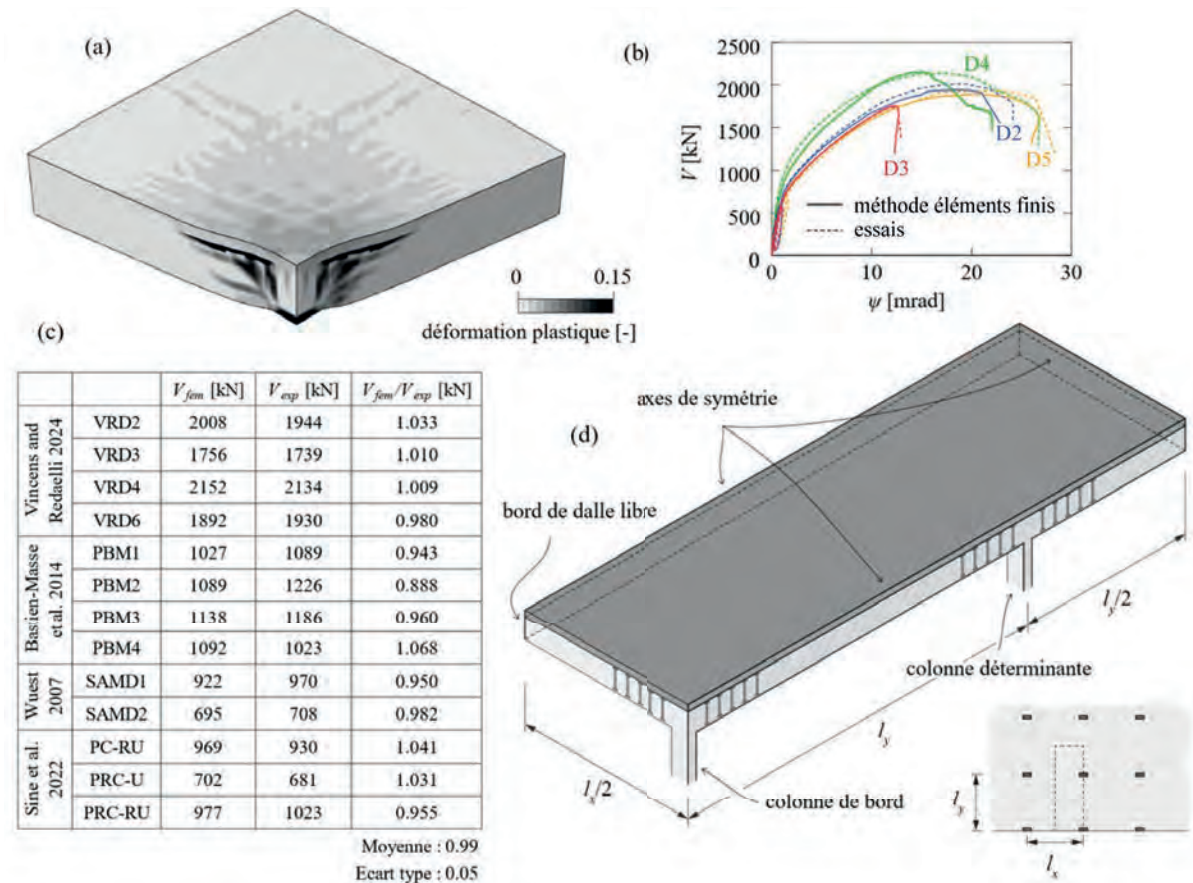


Fig. 4 : Modélisation aux éléments finis non linéaires des dalles d'essais et de la dalle Coop Fribourg Sud : a) Déformations plastiques à la rupture prévues par modèle numérique d'une dalle d'essais ; b) comparaison entre les courbes force-rotation expérimentales et numériques pour les dalles D2-D5 testées à la HEIA-FR ; c) comparaison des valeurs de résistance au poinçonnement expérimentales et numériques pour 13 dalles d'essais ; d) modèle numérique d'une partie de dalle fortement sollicitée du bâtiment Coop Fribourg Sud.

L'approche de modélisation adoptée montre une très bonne correspondance avec les résultats des essais de laboratoire, aussi bien en termes de mode de rupture prévu, que d'allure des courbes force-rotation (Fig. 4-b) et de prédiction des valeurs de résistance au poinçonnement (tableau en Fig. 4-c). La sensibilité de modèle à des variations des paramètres numériques, géométriques et mécaniques a également été évaluée par une étude paramétrique.

La Figure 4-d présente le modèle numérique d'une partie de la dalle de la Coop Fribourg Sud, incluant une colonne de bord de dalle (non critique) et une colonne de l'avant dernière rangée, considérée comme l'une des plus critiques vis-à-vis de la résistance au poinçonnement. Le modèle numérique intègre l'ensemble des armatures de flexion et poinçonnement de la dalle en béton armé existante, ainsi que les couches de renforcement en CFUP armé, dont l'épaisseur et les armatures correspondent à celles du projet de renforcement définitif (section 3.1).

Le modèle numérique a été utilisé pour évaluer la valeur de dimensionnement de la résistance au poinçonnement de la dalle, R_d , selon une approche au « facteur de sécurité global » [5] :

$$R_d = R_m / \gamma_R \quad (1)$$

où R_m est la résistance au poinçonnement de la dalle évaluée avec des propriétés moyennes des paramètres mécaniques et géométriques, et γ_R est le facteur de sécurité global, qui tient compte des incertitudes liées au modèle d'analyse, à la variabilité des propriétés des matériaux et aux paramètres géométriques. Suivant [5], l'incertitude liée au modèle d'analyse a été calibrée avec une approche probabiliste en se basant sur le ratio entre les résistances obtenues numériquement et expérimentalement (voir Figure 4-c). Tout en adoptant des hypothèses de modélisation généralement sécuritaires, cette approche de modélisation montre une réserve de dimensionnement d'environ 10% ($R_d/E_d = 3'000 \text{ kN}/2640 \text{ kN} \approx 1.13$) pour la colonne critique considérée.

3. Projet d'exécution et mise en œuvre

3.1. Projet d'exécution

Lors du dimensionnement, un CFUP de type UB avec 3,5 % de fibres métalliques a été considéré. Sur les zones d'appuis, une couche de 6 cm de CFUP avec des armatures passives de $\varnothing 16s100$ a été exécutée pour augmenter la résistance au poinçonnement ainsi qu'à la flexion négative de la dalle existante. Cette solution a permis d'augmenter la résistance au poinçonnement d'environ 20 % (approximativement 400 kN de différence) par rapport à l'état existant. Dans les zones en travée, une couche de 3 cm de CFUP avec des armatures passives de $\varnothing 8s150$ a été mise en œuvre afin d'augmenter la résistance à la flexion positive.

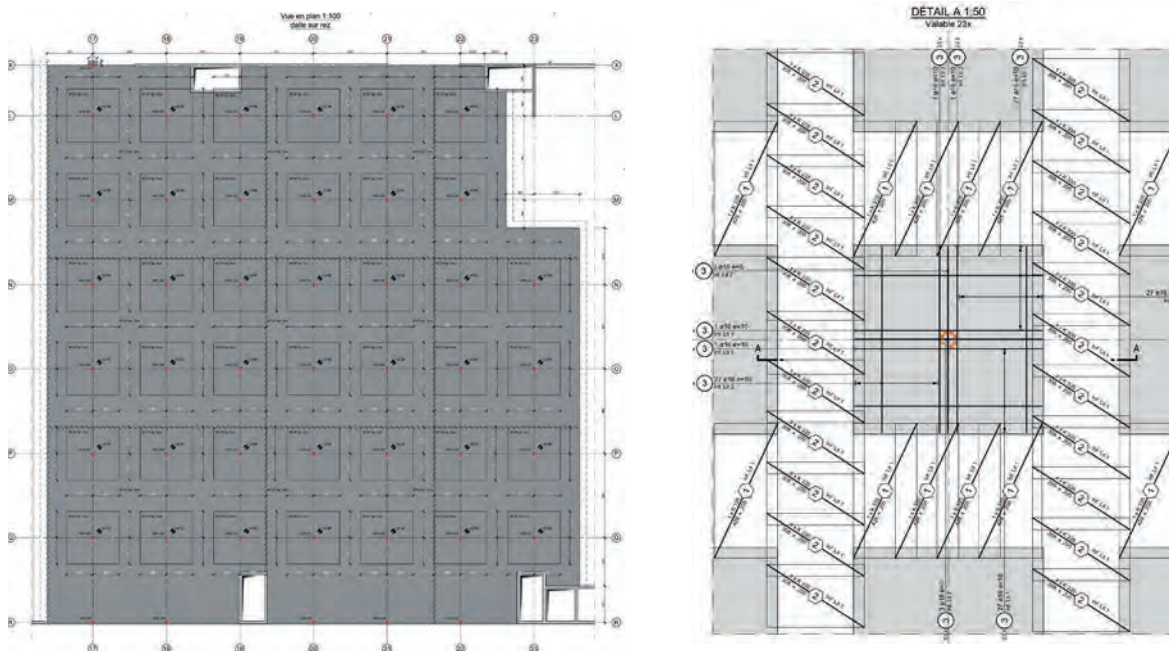


Fig. 5 : Vue en plan de la dalle du rez-de-chaussée renforcée avec du CFUP (gauche) ; extrait de la vue en plan des armatures passives ajoutées (droite).

La mise en place du CFUP a été réalisée une fois les travaux de charpente métallique et de façade des étages supérieurs entièrement terminés. Des cales métalliques ont été placées sous les plaques de bases des piliers s'appuyant sur la dalle du rez-de-chaussée, permettant la mise en œuvre du CFUP et des armatures passives sous les piliers. Ce phasage de travaux a permis d'effectuer les travaux de renforcement à l'abri des intempéries et du vent.

Au total, 150 m³ de CFUP ont été mis en œuvre sur une surface de 3 600 m².

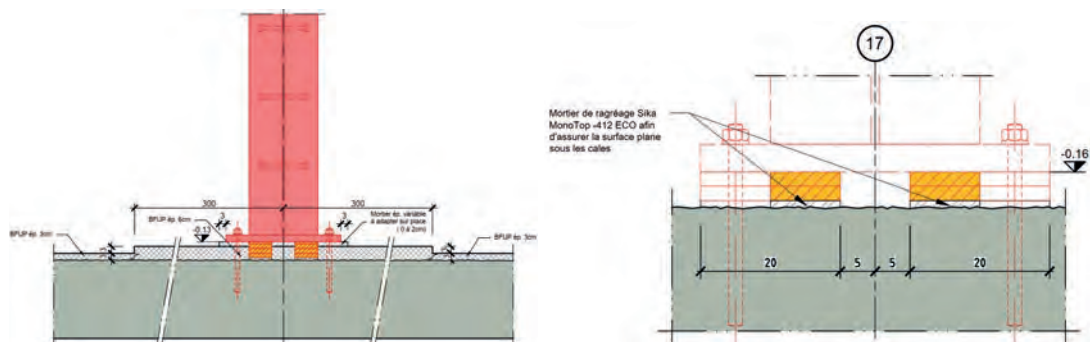


Fig. 6 : Coupe type du renforcement en CFUP au droit d'un appui (gauche) ; détail de la disposition des cales sous la plaque de base (droite).

3.2. Mise en œuvre

Le CFUP Smartup a été fourni par Vigier Ciments SA sous forme de sacs de prémix contenant l'ensemble des composants solides, à l'exception des fibres. Les *big bags* ont été entreposés puis répartis sur la dalle du rez-de-chaussée. La fabrication du mélange a été réalisée directement sur le chantier par l'entreprise Implen SA. Sur place, le prémix a été mélangé à l'eau, au superplastifiant et aux fibres, conformément à la procédure et aux dosages préconisés par le fournisseur.

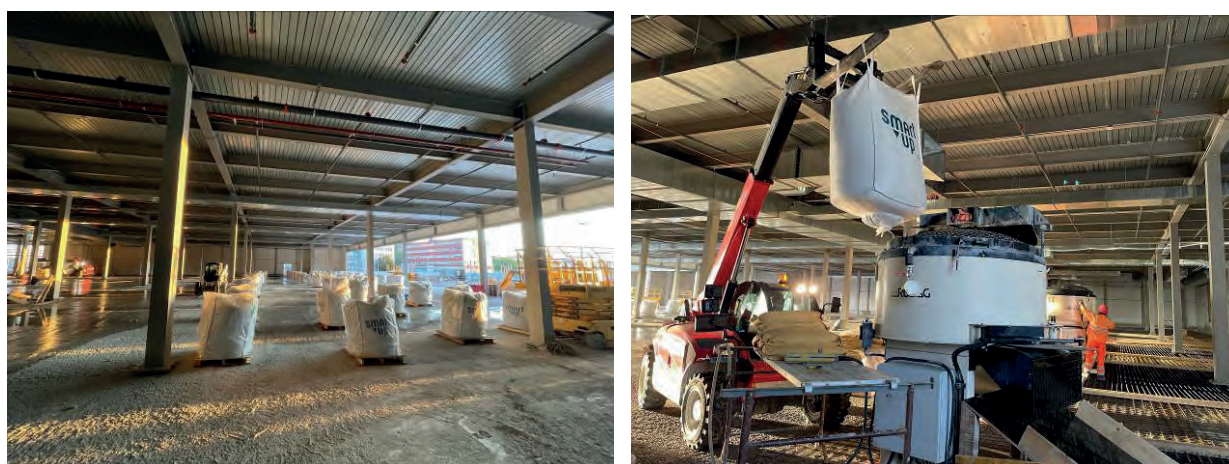


Fig. 7 : Entreposage des big bags sur la dalle du rez-de-chaussée (gauche) et transport du big bag jusqu'au malaxeur (droite)

Les maçons ont reçu une formation spécifique pour acquérir les connaissances nécessaires à la mise en œuvre du CFUP. Un représentant du fournisseur était présent sur le chantier pour superviser la préparation du mélange, contrôler sa qualité et accompagner sa mise en œuvre.

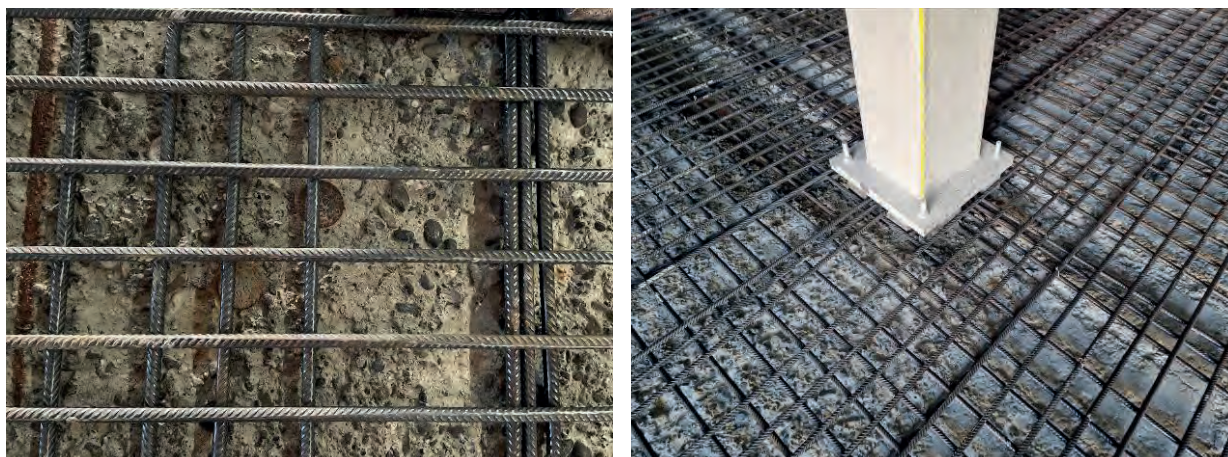


Fig. 8 : Hydrodémolition de la surface sur une profondeur d'environ 1 centimètre

La préparation du support consistait en une hydrodémolition de la surface sur une profondeur d'environ 1 centimètre, qui était ensuite nettoyée et saturée d'eau avant le bétonnage. L'armature passive a été préalablement mise en place sur de grandes surfaces. La mise en œuvre du CFUP s'est déroulée en plusieurs phases de bétonnage, les joints de reprise ayant été positionnés dans des zones faiblement sollicitées.



Fig. 9 : Préparation du mélange et malaxage (gauche) ; armature passive mise en place (droite)

Deux malaxeurs mobiles ont été utilisés et déplacés devant chaque zone à bétonner. Après malaxage, le CFUP était directement déversé dans les zones à bétonner. Il était ensuite mis en place sur l'ensemble de l'étape à l'aide de râteliers en veillant à verser le CFUP en amont de la gâchée précédente. Il s'agit d'une technique moins aisée mais offrant un meilleur résultat. Le béton était ensuite directement protégé contre une dessiccation trop rapide.



Fig. 10 : Mise en place du CFUP à l'aide de râpeaux (gauche) ; bétonnage d'une étape terminée avant protection (droite)

Un CFUP avec fibres synthétiques a par ailleurs été utilisé pour le reprofilage de plusieurs zones de la dalle inférieure du parking dont les armatures étaient fortement corrodées et le béton d'enrobage contaminé par des teneurs élevées en chlorures. Ces concentrations dépassaient les seuils admissibles et représentaient un risque important de corrosion accélérée des aciers. Une hydrodémolition du béton dégradé a donc été réalisée pour éliminer toutes les parties contaminées. Les armatures existantes ont ensuite été brossées et celles présentant une corrosion trop avancée ont été remplacées.

Dans la plupart de ces zones, l'enrobage résiduel ne permettait plus de garantir une protection adéquate des armatures. Le reprofilage a donc été effectué à l'aide d'une couche de CFUP avec fibres synthétiques. Ce choix s'explique d'une part par les propriétés intrinsèques du matériau dont la matrice cimentaire est nettement moins poreuse que celle des mortiers de réparation traditionnels de classes R3 ou R4 et permet de limiter la migration éventuelle des ions chlorures résiduels encore présents dans la dalle. D'autre part, il répondait également à une contrainte de délais qui ne pouvaient être respectées avec les produits traditionnels habituellement utilisés pour ce type de réparation. Le support a ensuite été poncé mécaniquement à l'aide d'une meuleuse d'angle équipée d'un disque diamanté afin de préparer la surface à la réception d'une résine PMMA qui garantit l'étanchéité du système notamment vis-à-vis des sels de déverglaçage apportés par les véhicules.

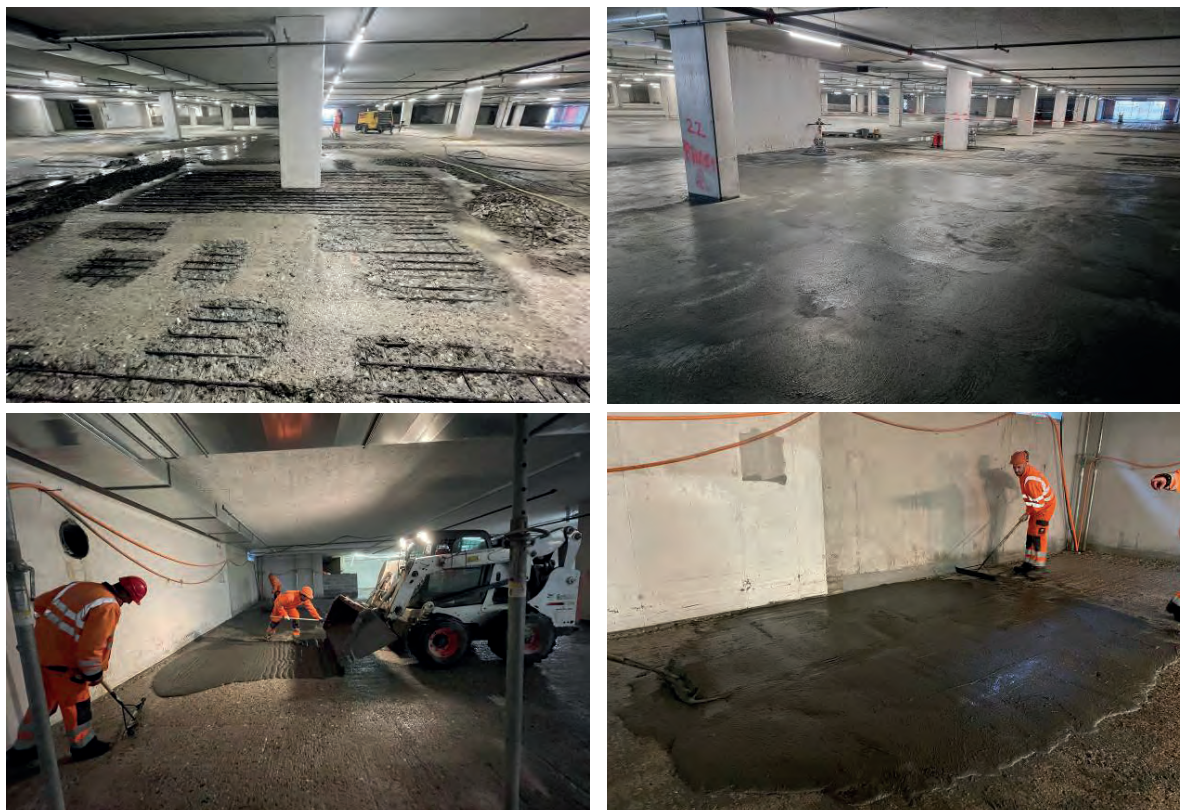


Fig. 11 : Mise en place du CFUP de reprofilage sur la dalle du parking

4. Conclusions

Le recours au CFUP dans le cadre du projet Coop Fribourg Sud a permis de répondre efficacement à des contraintes techniques particulièrement exigeantes. Bien que cette variante CFUP ait engendré un coût légèrement supérieur à la solution initiale, elle a permis de respecter les délais du chantier et de garantir en tout temps un nombre important de places de stationnement disponibles.

Ce projet constitue une application concrète et réussie du renforcement avec du CFUP, démontrant son potentiel pour prolonger la vie d'ouvrages existants.

Cependant, cette solution a aussi mis en évidence les limites des normes actuelles concernant le dimensionnement du renforcement au poinçonnement avec une couche de CFUP. Des essais et des modèles spécifiques restent nécessaires pour garantir la sécurité des solutions proposées.

La campagne d'essais réalisée dans le cadre de ce projet montre notamment que l'hypothèse de comportement monolithique d'une dalle mixte béton-CFUP ne s'applique pas jusqu'à rupture pour des dalles pourvues d'armatures flexionnelles et de poinçonnement importantes et que, dans ce cas, les modèles théoriques existants en littérature ne permettent pas de décrire correctement le comportement observé lors des essais.

5. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier vivement : Implenia Suisse SA – Division Buildings et en particulier Monsieur Jean-Paul Berset pour le financement de la campagne expérimentale ; Monsieur Loran Albertoni pour la première implémentation des modèles de calcul analytiques ; Messieurs Noé Schranz, Amedeo Agustoni et Jonathan Moix pour la réalisation de la campagne d'essais de laboratoire.

6. Références bibliographiques

- [1] SIA CT2052 – Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution, SIA, 2016
- [2] NF P 18-470 – Bétons – Bétons fibrés à Ultra Hautes Performances – Spécification, performances, production et conformité, 2016
- [3] NF P 18-710 – Complément national à l'Eurocode 2 – Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP), 2016
- [4] Richtlinie UHPC, Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV), 2022
- [5] *fib* Model Code 2020, Fédération Internationale du Béton, 2024
- [6] Bastien-Masse M. et Brühwiler E., Experimental investigation on punching resistance of R-UHPFRC–RC composite slabs, *Mater Struct*, vol. 49, n° 5, p. 1573-1590, May, 2016, doi: 10.1617/s11527-015-0596-4
- [7] Bastien-Masse M. et Brühwiler E., Composite model for predicting the punching resistance of R-UHPFRC–RC composite slabs, *Engineering Structures*, vol. 117, p. 603-616, June, 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.017
- [8] Muttoni A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, *SJ*, vol. 105, n° 4, p. 440-450, July, 2008, doi: 10.14359/19858.
- [9] Fernández Ruiz M. et Muttoni A., Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, *ACI Structural Journal*, 2009, doi: 10.14359/56614
- [10] Agustoni A., Schranz N., Redaelli D., Coop Fribourg Sud – Renforcement au poinçonnement de plancher-dalles en béton armé au moyen de couches en BFUP, Rapport d'essais, iTEC, HEIA-FR, HES-SO, 2022
- [11] Vincens B., Redaelli D., Punching-shear strength of concrete slabs reinforced with a layer of UHPC, *RILEM-fib-IABSE-ACI-AFGC Int. Symp. On Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2024*, October 21-23, Menton, France, 2024

- [12] Lips S., Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcements, Thèse n° 5409, EPFL, Lausanne, 2012
- [13] Wuest J., Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés, Thèse n° 3987, EPFL, Lausanne, 2007
- [14] Sine A., Pimentel M., et Nunes S., Experimental investigation on punching shear behaviour of RC-(R)UHPFRC composite flat slabs without transverse reinforcement, Engineering Structures, vol. 255, p. 113951, March, 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.113951

Passage supérieur mixte CFUP-béton de Chenaule sur l'A9

Julien LEBET

Ingénieur civil
GVH Ingénieurs civils
La Chaux-de Fonds, NE

Jean-Michel ZWEIACKER

Ingénieur civil
GVH Ingénieurs civils
St-Blaise, NE

Ana SPASOJEVIC

Ingénieure civile, Phd
Office fédéral des routes
Ittigen, BE

Résumé

Dans le cadre du projet d'entretien du tronçon Vennes-Chexbres de l'autoroute A9, le passage supérieur de Chenaule a été reconstruit en 2024, en remplacement d'un ancien ouvrage mixte acier-béton. Le nouvel ouvrage adopte également une structure mixte, combinant des poutres préfabriquées en composite cimentaire fibré ultra performant (CFUP) précontraint pour la travée centrale, et du béton traditionnel pour les travées de rives et la sur-dalle. Cette conception résulte d'une étude de variantes, visant à allier au mieux performance structurelle et efficacité de la mise en œuvre dans un contexte contraignant. Grâce aux propriétés mécaniques exceptionnelles du CFUP, la structure préfabriquée de la travée centrale a pu être allégée de manière significative (une épaisseur équivalente de 21 cm pour une portée de 31 m), tout en garantissant la robustesse de l'ouvrage dans son ensemble. L'article met également en lumière les défis rencontrés lors de la réalisation de l'ouvrage, en particulier ceux liés à la prabrication des éléments en CFUP et à la gestion des contraintes techniques et logistiques spécifiques à ce matériau.

Le projet constitue une référence en matière de construction optimisée et montre comment les matériaux innovants permettent de moderniser l'infrastructure avec un impact réduit.

Mots-clefs : *Passage supérieur, CFUP, préfabriqué, mixte*

1. Introduction et contexte

1.1. Situation Générale



Fig. 1 : Nouveau passage supérieur de Chenaule

Le passage supérieur (PS) de Chenaule se situe à l'est de l'agglomération lausannoise, sur la commune de Pully. Il permet à la route de Chenaule de franchir l'autoroute A9 (Fig.1). L'ouvrage est la propriété de l'Office fédéral des routes (OFROU), et son remplacement s'inscrit dans le cadre du projet de planification de l'entretien des routes nationales (UPlaNS), en l'occurrence pour le tronçon Vennes-Chexbres.

1.2. Motivation, contraintes du site et du projet de remplacement

L'ancienne structure du passage supérieur, construite en 1972, était composée d'un tablier mixte acier-béton (Fig. 2), continu sur trois travées, 20.8 m - 21.2 m - 9.9 m de portée, avec un appui intermédiaire situé dans le terre-plein central et un autre sur l'accotement côté Alpes. La hauteur des poutres maitresses métalliques était de 1,1 m et l'épaisseur de la dalle en béton variait entre 28 cm et

20 cm, résultant ainsi à un élanement maximal d'environ $L/15$, mais avec un tablier relativement léger. Malheureusement, la superstructure a subi un niveau élevé de dégradation, tant au niveau des pathologies de la dalle en béton que de la corrosion des poutres maitresses en acier, et de l'équipement, principalement en raison du manque d'étanchéité de la dalle (Fig. 2).



Fig. 2 : Ancien PS de Chenaule, démoli en 2024 : vue depuis la culée côté lac, vue sous le tablier, détail de l'interface détériorée entre la poutre maitresse et la dalle en béton

La dégradation avancée et son accélération observée au cours du temps ont motivé un projet anticipé d'intervention sur l'ouvrage. La maintenance nécessaire pour garantir la sécurité de l'ouvrage et du maintien de la substance était trop coûteuse et disproportionnée au regard de la durée de vie restante. Cela s'explique en partie par les contraintes spécifiques du site et du projet, notamment le gabarit très restreint sous l'ouvrage et l'obligation de maintenir la circulation sur l'autoroute A9 avec un minimum de perturbations.

La nécessité de conserver ce passage étant confirmée, le projet de remplacement intégral a été validé en 2018 par la commission de pilotage.

Un contexte exigeant a ainsi guidé les contraintes pour la conception du nouveau passage supérieur :

- **Maintien de la circulation sur l'autoroute A9**, très fréquentée (trafic journalier moyen supérieur à 90'000 véhicules) ;
- **Minimisation du temps de construction** liée à la fermeture restreinte de la route de Chenaule, ce qui impliquait de limiter au strict minimum l'ampleur des interventions sur les ouvrages spéciaux, les fondations et les rampes d'accès. La pose d'un pont provisoire a été exclue pour des raisons de coût et de contraintes liées au site ;
- **Respect du gabarit autoroutier**, imposant, en lien avec la contrainte précédente, une structure à faible hauteur ;
- **Suppression de la pile située dans le terre-plein central** entraînant une augmentation significative de la portée. Combinée à la contrainte d'une faible hauteur disponible pour la structure, cette configuration conduit à un élanement sensiblement plus important ;
- **Présence d'une ligne aérienne de haute tension** (125 kV) limite l'usage de moyens de levage lourds ; pour une pose rapide et sûre, la travée centrale doit donc être limitée en poids ;
- **Réduction des besoins de maintenance futures**, afin de limiter les coûts ainsi que les perturbations du trafic sur la route nationale.

Ainsi, la conception du nouveau PS va rechercher une structure élancée, légère et rapide à mettre en œuvre, tout en étant la plus robuste possible.

2. Etude de variantes de structure et choix des matériaux

Dans le respect des contraintes évoquées précédemment et du principe de proportionnalité des coûts d'investissement, il s'agissait d'identifier une solution structurelle et constructive efficiente, garantissant un équilibre entre faisabilité technique, maîtrise budgétaire et pérennité. Les principales familles de solutions identifiées comme offrant des réponses optimales, et qui ont été évaluées plus en détail par la suite, sont (Fig.3) :

1. Structure intégrale à une travée, section transversale mixte - caisson en acier et dalle béton ;

2. Structure mixte intégrale à trois travées (poutres en caisson en acier ou en CFUP, dalle béton) ;
3. Structure à béquilles, intégrale (poutres en béton ou mixtes, en CFUP – béton ou acier - béton).

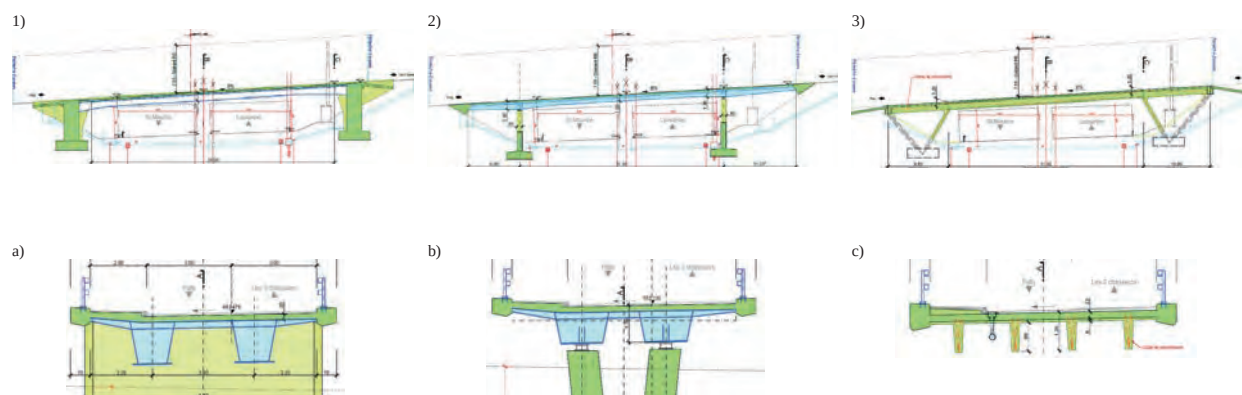


Fig. 3 : Variantes de la structure du PS étudiées : 1) intégrale à une travée, 2) intégrale à trois travées, 3) intégrale à béquilles ; a) et b) section mixte acier – béton, sur l'appui et en travée ; c) section mixte CFUP - béton

La variante à travée unique présente l'avantage de permettre un profil le plus libre possible. Toutefois, en raison du gabarit vertical restreint, cette portée nécessite un encastrement au niveau des culées, impliquant des travaux conséquents sur les fondations, ce qui n'est pas compatible avec la contrainte de temps imposée pour l'exécution. Par ailleurs, afin d'assurer la faisabilité, la solution mixte acier-béton s'impose pour la section transversale du tablier. Étant donné la faible distance entre la structure et le gabarit vertical de circulation de la A9, l'entretien nécessaire pendant la durée de vie de l'ouvrage, et notamment le renouvellement de la protection anti-corrosion, défavorise cette variante.

La variante trois offre une grande robustesse et constitue une solution relativement économique à la construction, notamment lorsque réalisée en béton. Cependant, elle pose des problématiques en termes d'impact lors de la pose et du planning notamment dû à la construction des arrières-béquilles.

La variante deux apparaît comme la plus intéressante en termes de potentiel de réduction des impacts pendant la construction et du temps d'exécution, tant au niveau des fondations que du tablier. Les sections transversales mixtes acier-béton ou CFUP-béton constituent deux options privilégiées, performantes en termes de mise en œuvre et dont l'élancement permet une bonne exploitation des matériaux utilisés. Néanmoins, la variante CFUP présente des avantages nets en matière de robustesse et de coûts d'entretien, en respectant les coûts de construction. Des détails sont donnés au ch. 3.2.

3. Conception et dimensionnement

3.1. Système statique

Ainsi, la variante retenue pour le nouveau passage supérieur est un pont intégral à trois travées, avec piles et culées monolithiquement liées au tablier. Le système statique longitudinal correspond à une poutre continue sur quatre appuis partiellement encastres, de portées respectives de 12 m – 31 m – 12 m (Fig. 4). L'ouvrage comprend deux voies de circulation de 3,0 m de largeur chacune, ainsi qu'un trottoir de 2,0 m côté Lausanne. Ce choix d'un pont intégral répond à la volonté de l'OFROU de supprimer les appareils d'appui ainsi que les joints de dilatation, dans la mesure où les conditions techniques le permettent [1].

Les piles doubles verticales en béton armé reposent sur des semelles superficielles, elles-mêmes fondées sur une couche de moraine limoneuse-graveleuse. Les culées, quant à elles, sont fondées sur des pieux forés tubés en béton armé, d'environ 8 m de longueur et de 1 m de diamètre, permettant d'atteindre facilement la couche porteuse de moraine.

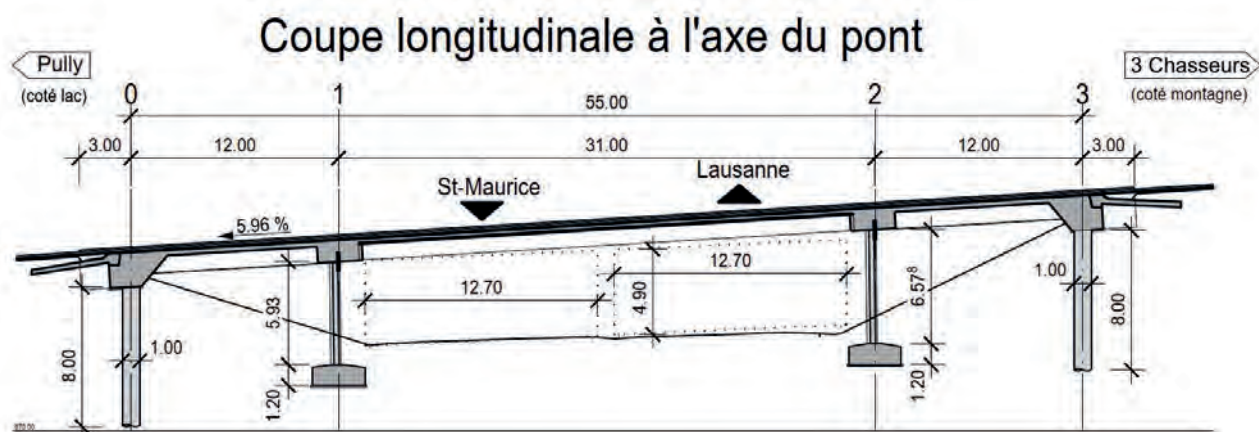


Fig. 4: Coupe longitudinale de l'ouvrage

La travée centrale, située au-dessus de l'autoroute A9, est constituée de 2 poutres précontraintes en forme de Π , préfabriquées en CFUP, et surmontées d'une dalle de roulement en béton armé coulée en place (Fig. 5). Ce choix a été préféré à une solution entièrement en CFUP, l'épaisseur de la dalle permettant d'intégrer les têtes de précontrainte, l'armature active (Fig.8, pos. 2 et 3), ainsi que la liaison avec les bordures du tablier. De plus, la multiplication des types d'installation, la mise en œuvre sur une pente à 6% et le coût élevé du CFUP ne justifiaient pas une réalisation intégrale dans ce matériau.

Les travées de rive sont formées de deux poutres massives en béton armé précontraint (Fig. 6), permettant de compenser le déséquilibre des portées par leur masse, et d'assurer ainsi une répartition des efforts similaire entre les appuis et la section à mi-travée centrale. Elles sont coulées en place, en intégrant une entretoise au-dessus de chaque pile intermédiaire. Les porte-à-faux supportent une bordure de 50 cm de largeur. Les performances du béton traditionnel sont parfaitement adaptées à la réalisation de ces éléments et permettent de maintenir une méthodologie d'intervention simple ainsi que des coûts de construction raisonnables.

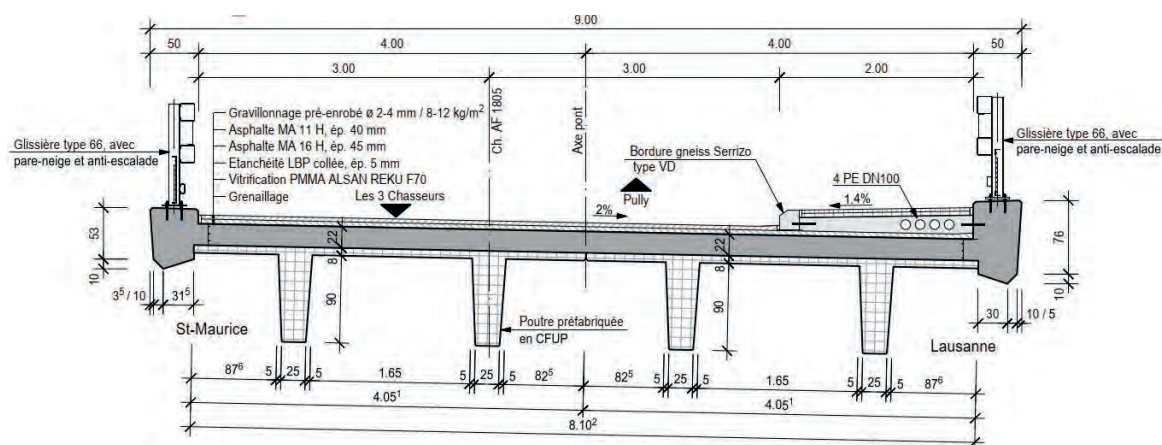


Fig. 5 : Coupe type de la travée centrale

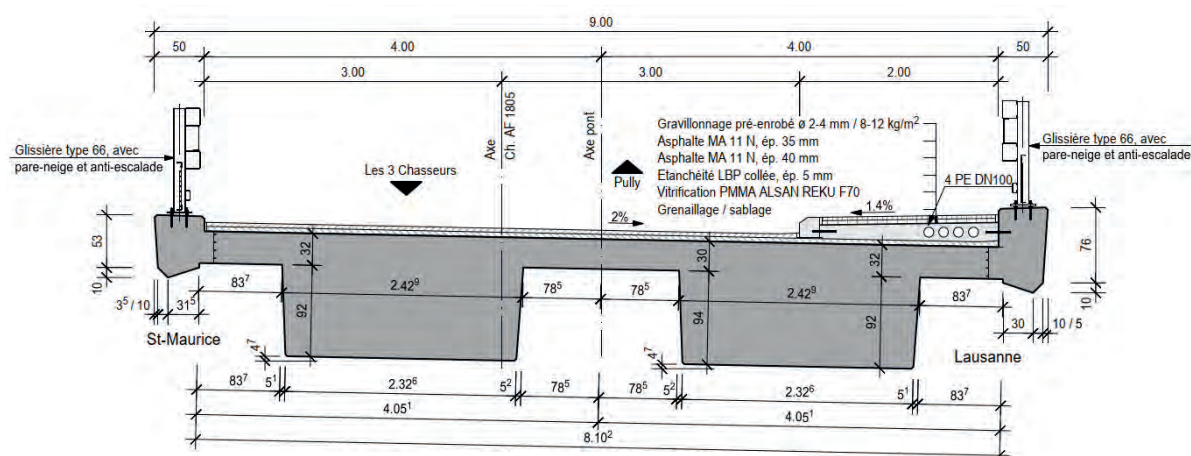


Fig. 6 : Coupe type de la travée de rive

3.2. Poutres en CFUP préfabriquées : avantages

Après une analyse comparative, la variante retenue pour la travée centrale repose sur un système mixte CFUP – béton armé : L'utilisation du CFUP pour les poutres préfabriquées a permis de réduire la quantité totale de matériaux, donc le poids des éléments à mettre en place, comparée à des poutres en béton armé, notamment dû à la réduction d'épaisseur d'enrobage d'armature passive et active, et la possibilité de maintenir constante l'épaisseur de l'âme dans la zone de compression, tout en préservant la ductilité nécessaire des sections. Les éléments en CFUP sont constitués de poutres en forme de Π , de 90 cm de hauteur avec une épaisseur d'âme variable entre 25 et 35 cm, et d'une dalle de 8 cm d'épaisseur (dimensionnement selon [2]). Le surbéton a une épaisseur constante de 22cm.

Variante de matériaux	Hauteur du tablier [cm]	Hauteur équivalente poutre préfabriquée* [cm]	Poids poutre préfabriquée [t / m ²]	Poids total /m ² (y.c dalle BA) [t / m ²]
Béton armé	130 (108+22)	32	0.8	1.35
Mixte CFUP – béton	120 (98+22)	21	0.57	1.12
Mixte acier - béton	Var. 100 à 130	-	0.3	0.8

* considération pour la travée centrale

La réduction du poids des éléments préfabriqués en CFUP a permis de réaliser la structure avec seulement deux éléments en Π , contrairement à une solution en béton traditionnel qui aurait nécessité la manutention de quatre éléments en T, avec les contraintes associées en termes de détails constructifs et de logistique (voir chapitre 4). Comparée à une solution mixte acier-béton, la variante retenue assure une meilleure continuité des matériaux, et une meilleure longévité. La consommation de CFUP reste relativement élevée, en raison du choix d'une précontrainte interne parabolique, dans des poutres à âme d'épaisseur constante [3]. Ce choix est toutefois privilégié pour garantir la pérennité de l'ouvrage (précontrainte interne) et pour la simplicité de fabrication.

3.3. Tablier mixte CFUP -béton : défis

Cette méthode de construction soulève toutefois plusieurs défis techniques dont les trois principaux :

- La transmission des efforts à l'interface CFUP – entretoises béton sur appui
- La transmission des efforts à l'interface CFUP – surbéton du tablier
- L'intégration de la précontrainte dans des âmes de poutre de faible épaisseur.

La transmission des efforts de compression importants entre le CFUP et le béton armé traditionnel a été assurée par une armature de fretage dans les entretoises sur les piles.

Contrairement à l'usage le plus répandu du CFUP en Suisse – généralement en reconstruction par assainissement, où le béton existant est hydrodémoli pour garantir une bonne rugosité de reprise – le

projet du passage supérieur de Chenaule met en œuvre une configuration inverse : le béton classique est coulé sur les éléments en CFUP.



Fig. 7 : Armature de liaison sur éléments CFUP

Ce mode de mise en œuvre présente une difficulté particulière, car le CFUP, dépourvu de granulats grossiers, est plus difficile à rendre suffisamment rugueux. Bien qu'un sablage permette d'augmenter l'adhérence et de libérer une partie des fibres, des armatures de liaison traversantes ont également été ajoutées pour assurer un comportement monolithique de l'ensemble CFUP-béton.

3.4. Concept de la précontrainte

L'intégration de la précontrainte dans les éléments préfabriqués a également constitué un défi majeur. L'un des atouts du CFUP est de permettre la réduction des sections, notamment la largeur des âmes de poutre, ce qui limite l'espace disponible pour le passage des câbles et des têtes d'ancrage. Une coordination étroite avec le fournisseur de précontrainte a donc été nécessaire afin de choisir des composants adaptés (têtes, spirales de renfort, etc.), en tenant compte des excellentes performances mécaniques du CFUP.

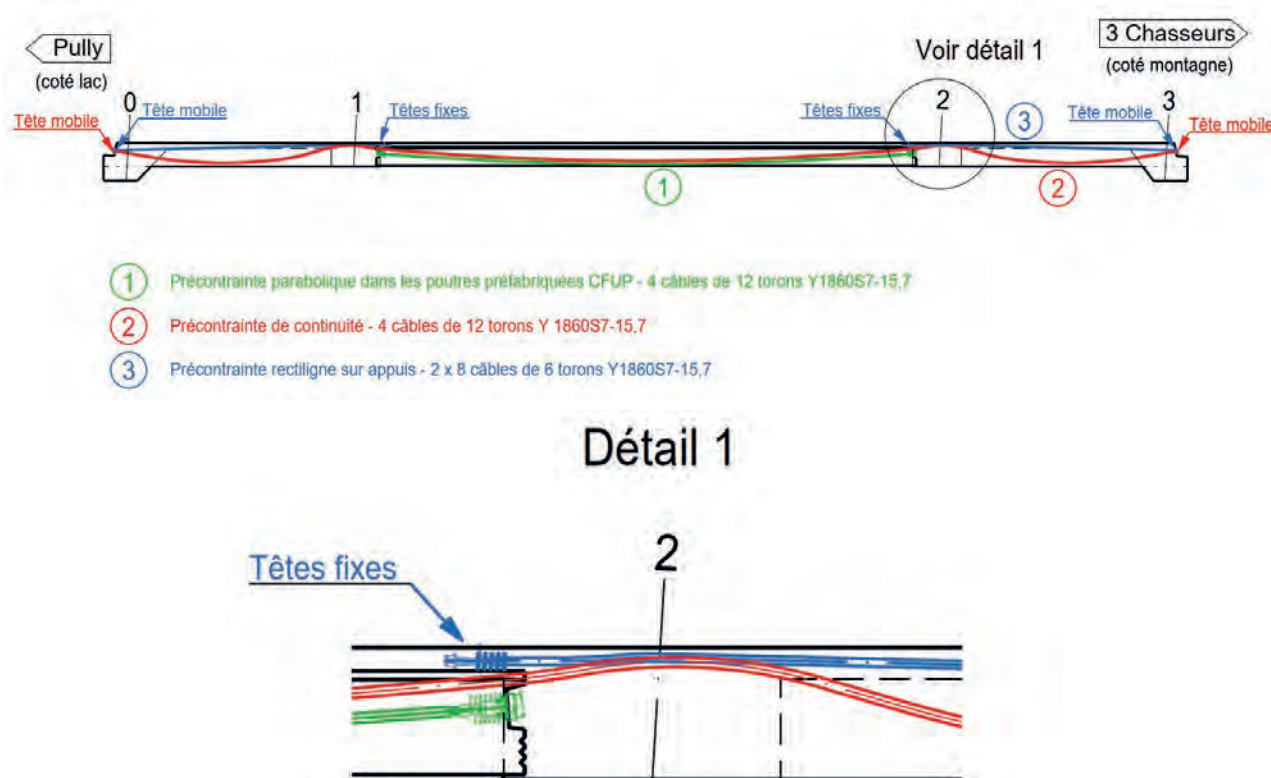


Fig. 8 : Précontrainte dans le PS de Chenaule

Trois types de câbles de précontrainte, selon leur fonction et leur emplacement, peuvent être distingués dans l'ouvrage (Fig.8) :

- Une précontrainte parabolique, présente uniquement dans les éléments préfabriqués en CFUP
- Une précontrainte de continuité, répartie sur l'ensemble du tablier, à la fois dans les parties en CFUP et dans le béton coulé en place

- Une précontrainte rectiligne localisée sur les travées de rive et sur les appuis intermédiaires.

Les câbles présents uniquement dans les poutres préfabriquées ont permis de précontraindre ces éléments en usine, avant leur transport sur le chantier, ce qui a contribué à limiter les flèches et la fissuration. Ces câbles ont été tendus à 100 % ($70\% f_{pk}$) avant toute manutention des éléments.

Les câbles de continuité constituent la précontrainte principale de l'ouvrage. Ils assurent la limitation des flèches différées à long terme, en particulier pour la travée centrale. Une mise en tension partielle à 60 % a été effectuée avant le coulage du surbéton dans la partie centrale, permettant de compenser les déformations liées au poids propre de celui-ci.

Finalement, la précontrainte rectiligne permet d'augmenter la résistance au moment négatif au niveau des appuis intermédiaires et de limiter la fissuration du béton dans cette zone critique.

4. Préfabrication et mise en place

4.1. Construction des poutres en atelier

Les poutres principales en II préfabriquées par l'entreprise Elément SA à Tavel constituent un élément central du projet. Pour assurer la qualité de la réalisation, un prototype avec une nervure de 2 m de longueur a été réalisé. Celui-ci a permis de vérifier si le coffrage pouvait être complètement rempli, notamment en présence de détails tels que le câble et les têtes de précontrainte, et si les changements géométriques ne présentaient pas de points faibles pour la mise en place du CFUP. Il a également permis d'observer la qualité de surface, mais surtout de tester le traitement de surface destiné à garantir une interface optimale avec le béton de la surdalle, grâce à des essais d'adhérence. Ainsi, les propriétés du CFUP frais ont pu être optimisées et le système de mise en place approprié pour de plus grands volumes a pu être anticipé.

Dimensions des poutres : Chaque poutre nécessite une place importante dans l'atelier de préfabrication, et la zone de stockage. Comme les 2 poutres sont stockées pendant une période de plusieurs mois, le poids et les dimensions de ces 2 éléments ont été pris en compte dans l'organisation et la planification générale de l'entreprise de préfabrication. Cela nécessite une adjudication bien anticipée.

Poids des poutres et manutention : Les poutres de 72 tonnes sont proches de la capacité maximale des palans de l'entreprise de préfabrication. Pour optimiser la production et les coûts un seul coffrage a été utilisé pour produire les 2 poutres. Cette caractéristique propre à la préfabrication implique que la poutre complète doit être levée lors du décoffrage. Il faut donc ajouter au poids propre de la poutre les forces de frottement du coffrage sur la poutre.

- Lorsque la poutre est levée elle doit être stockée hors de la zone de production sur des supports particuliers pour limiter le fluage respectant la contre-flèche.
- Enfin, la poutre est levée une dernière fois en atelier pour chargement sur le convoi.

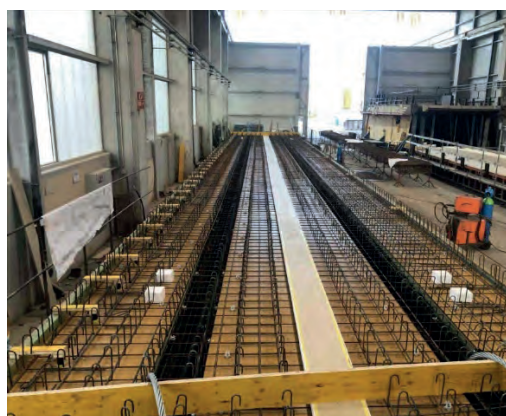


Fig. 9 : Coffrage et armature

Coffrage : Un coffrage métallique a pu être utilisé car la contre-flèche était faible. Les 20 mm associés à une longueur de 30 m ont pu être préformé dans le châssis et les tôles de coffrage. Le coffrage en II ne permettait pas de libérer rapidement la zone centrale de la table. Pour limiter les contraintes et le risque induit de fissuration dû au retrait, la mise en place a été faite en 2 étapes avec un joint de clavage longitudinal. Les variations de dimension liées à la dilatation ont été surveillées avec une température du coffrage proche de 25° avant la mise en place du CFUP.

Production du CFUP : L'équipement fixe de l'entreprise de préfabrication ne permettait pas de produire en continu. Afin d'assurer une production régulière, 3 malaxeurs de 500 litres ont été installés à proximité des coffrages pour réduire les temps de manutention, les 25 m³ d'une poutre ont été mis en place en 3h00. L'alimentation des malaxeurs avec les matériaux était indépendante du système de manutention des bennes de livraison du mélange. Le CFUP est un matériel pointu, le centraliste doit être expérimenté et les dosages d'adjuvant adaptés en cours de production pour maintenir une consistance égale malgré les variations des conditions extérieures (température de l'air et des malaxeurs, humidité).

Mise en place du CFUP : Idéalement il faudrait assurer une livraison continue du mélange, dans ce cas, le système de palans de la halle de préfabrication a été utilisé, ils sont conçus pour des déplacements lents de lourde charge et moins bien adaptés pour une livraison rapide des bennes de mélange. Une fois déposés la liaison entre les gâchées a été assurée par un pigeage régulier avec des grosses barres métalliques. La vibration du coffrage ou avec une aiguille de pervibration essayés lors de la fabrication du prototype n'ont pas donné satisfaction et n'ont pas été utilisés pour les poutres.

Cure du CFUP : Un produit de cure ainsi qu'une feuille plastique PE ont été immédiatement mis en place et maintenu 1 semaine.

Clavage du joint longitudinal : L'adhérence de la zone de clavage avec fers traversants a été assurée par la mise en place d'un coffrage structuré (panneau EPS). Le clavage a été fait un jour après la réalisation du CFUP.

Mise en tension : Les câbles paraboliques ont été tendus à 40% après 3 jours et 100% à 7 jours. Ils ont été tendus avant le décoffrage et la manutention des poutres. La forme biaise et la faible largeur de la nervure ont nécessité un support spécial pour l'application du vérin.

Décoffrage : Les poutre équipées de boucles de levage intégrées dans des zones renforcées avec de l'armature ont pu être levées avec les palans de l'usine et déplacées sur des appuis assurant le maintien de la flèche et ne marquant pas la zone.

Traitement de surface pour liaison mixte CFUP-béton : Après le traitement de cure un sablage a été réalisé pour assurer la liaison CFUP-béton, les valeurs obtenues lors des essais ont validé cette solution à disposition chez le préfabriquant.

Préparation au transport : La dimension des poutres a obligé le positionnement exact des poutres sur les véhicules de transport. Un double contrôle a été instauré avant sortie de l'usine.

4.2. Transport, levage et mise en place

Transport : La dimension des poutres a été dictée par les contraintes du transport exceptionnel, aucun élément important n'a été démonté pendant le transport qui s'est déroulé de nuit. Cette planification est directement liée aux restrictions au moment de l'exécution, pas toutes connues lors des phases de projet. Chaque poutre mesure 30.0 m x 4.0 m x 1.0 m et pèse 72 t.

Levage : La présence d'une ligne à haute tension croisant l'axe du pont a nécessité l'utilisation de 2 grues de fortes capacités (750 t et 450 t), levant simultanément la poutre livrée sur l'autoroute. La planification de l'opération a permis d'équiper les poutres avec les consoles de coffrage des bordures et de poser les 2 poutres la même nuit. (22h00-4h30)



Fig. 10 : Emplacement prêt pour la pose ; Pose de la seconde poutre de 72 t

5. Conclusion et perspectives

Le projet de reconstruction du passage supérieur de Chenaule illustre l'intégration réussie de matériaux innovants combinés aux matériaux traditionnels dans une solution structurelle optimisée, adaptée à un contexte exigeant. L'association des poutres précontraintes en CFUP pour la travée centrale avec du béton traditionnel pour les travées de rive et la sur-dalle a permis de répondre efficacement aux contraintes du site, notamment en termes de poids, d'élancement, de rapidité de mise en œuvre, tout en assurant robustesse, durabilité et optimisation des coûts et délais. Ce projet a aussi révélé les défis techniques liés à la préfabrication, au transport et à la mise en place des éléments novateurs, soulignant l'importance d'une coordination rigoureuse entre tous les acteurs impliqués.

Remerciements

L'auteur du projet et l'OFROU adressent leurs sincères remerciements à l'entreprise Marti Construction SA et l'ensemble des partenaires internes et externes qui ont contribué au développement et à la réalisation de ce projet, en mettant à disposition leurs compétences ainsi que leur engagement constant en faveur du progrès.

6. Références

- [1] Office fédéral de routes OFROU, "Manuel technique Ouvrage d'art (FHB K) ", 2025.
- [2] SIA, Cahier technique 2052, "Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux dimensionnement et exécution", 2016
- [3] SPASOJEVIC A., BURDET O., MUTTONI A., "Applications structurales du béton fibré à ultra-hautes performances aux ponts", Rapport AGB 2000/555, 2008

Remplacement du PS de Mely par un pont cadre intégral en CFUP précontraint

Claude CHAPPUIS
Groupement NIP, Ing.
IUB Engineering SA
1762 Givisiez

Stéphane CUENNET
Soutien technique OFROU
Office fédéral des routes
3063 Ittigen

Blaise FLEURY
Ingénieur de contrôle
OPAN Concept SA
2002 Neuchâtel

Résumé

En 2019, le suivi et la surveillance du PS RC de Mely, pont à béquilles en béton armé précontraint franchissant l'autoroute N01 sur la commune de Bursins, a nécessité une réaction rapide de l'OFROU. Construit en 1963, l'ouvrage partiellement préfabriqué présentait des dégradations structurelles importantes.

Le remplacement du Passage Supérieur par une structure temporaire a été réalisé en 2019. Le pont provisoire a permis de sécuriser le trafic sur cet axe assurant l'accès au Centre d'exploitation des Routes Nationales de Bursins et à la Police Cantonale.

Après 5 années de service, le pont temporaire de type Bailey a été remplacé en 2023 par un nouvel ouvrage, pont cadre intégral, avec un tablier préfabriqué sur site en CFUP précontraint et des culées en béton armé fondées sur pieux.

1. Introduction

La plupart des ouvrages d'art de la route nationale N01 ont été construits au début des années 1960, en vue de l'exposition nationale de 1964. Ces constructions ont atteint aujourd'hui un âge moyen de plus de 60 ans.

Le PS RC de Mely était un pont à béquilles de première génération en béton précontraint. L'ouvrage avait subi l'outrage du temps. Partiellement préfabriqué, il présentait des dégradations dues aux défauts d'étanchéité et aux infiltrations d'eaux chargées en chlorures. Des attaques importantes sur les armatures du tablier et la précontrainte des poutres empêchaient tout assainissement de la structure.



Fig. 1 : Vue du PS d'origine – Pont à béquilles 1963, partiellement préfabriqué



Fig. 2 : Pont provisoire – Type Bailey, portée statique $l=60m$ – Poids propre 250to

1.1. Architecture et concepts des nouveaux ouvrages de la N01

Un mandat d'idées traitant de l'intégration architecturale et paysagère des nouveaux PS de ce tronçon a abouti à l'esquisse d'une nouvelle génération d'ouvrage.

Cette étude propose un ouvrage bi-encastré multi-poutres en CFUP doté d'un esthétisme aéré, sculptural, avec un rappel historique des béquilles et une réinterprétation de leur efficacité statique.

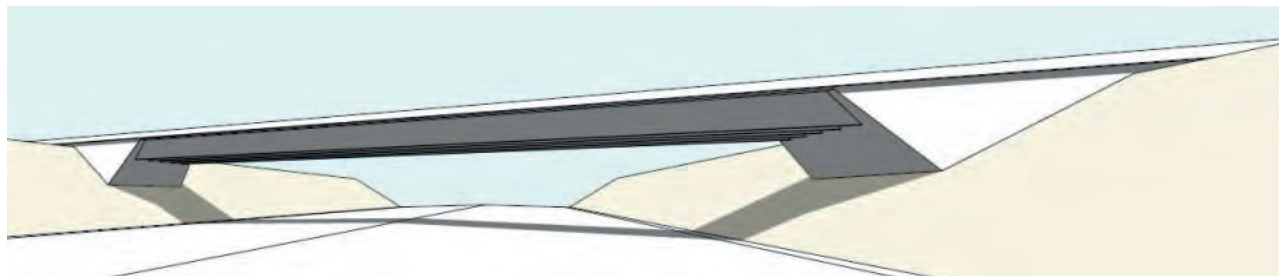


Fig. 3 : Vue 3D de la nouvelle génération de PS en CFUP – Etude architecturale

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

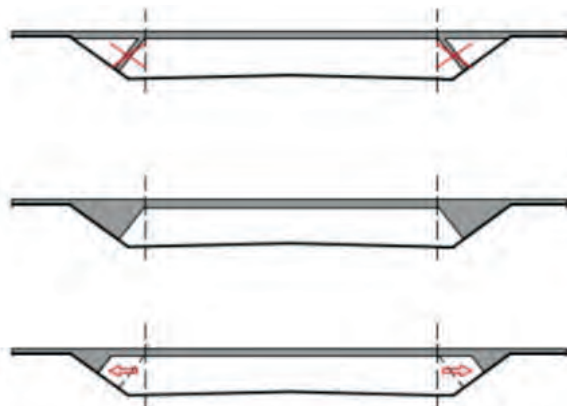
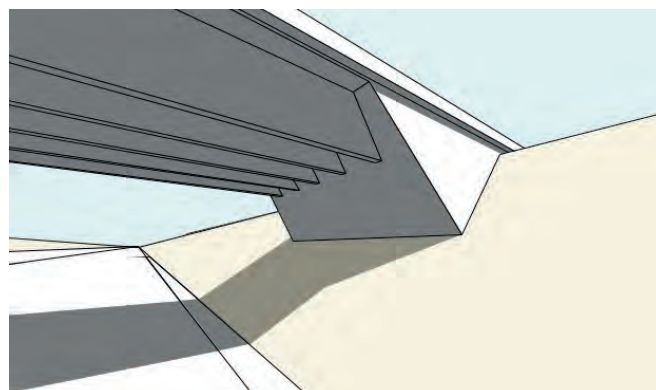


Fig. 4 : Reflexion et idée conceptuelle



Etudes et visualisations

Atelier Jordan + Comamala Ismaïl Architectes

1.2. Objectifs du projet pilote

Le remplacement du PS de Mely a offert une opportunité à l'OFROU de mettre en œuvre un nouvel ouvrage dimensionné en respect de cette étude architecturale et proposant un pont innovant et audacieux. La réalisation de ce nouveau PS en CFUP, projet pilote, avait pour objectif de suivre et d'évaluer l'évolution et le vieillissement d'une nouvelle structure répondant aux exigences du mandat d'idées. Un projet d'un pont intégral sans appui intermédiaire, présentant une uniformité des matériaux de construction, un tablier en CFUP (dalle de roulement, bordures et poutres principales) et une portée statique offrant l'opportunité de réalisation d'une future route nationale à 2x3 voies.

2. Etude d'options structurelles

Dans le but d'étayer la proposition d'exécution de ce nouveau PS en CFUP, une étude de variantes a été menée au début de la phase du projet définitif, afin de ne négliger aucune alternative structurelle et d'évaluer la pertinence de cette solution de base.

L'analyse a traité les critères d'évaluation suivants : aspects techniques, aspects géométriques, phasage des travaux et durée du chantier, gestion du trafic et gêne aux usagers, comportement structurel, durabilité et pour terminer, le coût des travaux.

Cette étude multicritère a clairement mis en évidence les avantages liés à la réalisation d'un nouveau pont cadre intégral avec un tablier en CFUP précontraint.

L'utilisation de ce matériau de haute technologie permet d'affiner la structure porteuse (tablier nervuré avec un élanement structurel de 1/34). De plus, la planification d'un PS élané avec une portée statique de 42 m assure le franchissement de la route nationale sans exiger une surélévation du profil en long de la route cantonale.

2.1. Logistique de chantier et gênes aux usagers

Grâce aux propriétés mécaniques du CFUP, la réalisation du tablier permet, en comparaison avec la variante béton C30/37, une réduction de son poids propre d'environ 40%. L'ouvrage allégé permet non seulement de réduire les efforts dans les fondations du pont mais également de prévoir une logistique de chantier et un phasage des travaux efficaces qui autorisent le remplacement du pont provisoire par le nouveau tablier entièrement réalisé hors autoroute et mis en place lors d'une opération unique en travaux de nuit. Le déplacement du tablier dans son ensemble (400 tonnes) a été réalisé grâce à l'engagement de chariots SPMT (Self-Propelled Modular Transporter), développés pour le déplacement de charges lourdes et offrant des avantages logistiques qui ont été déterminants pour ce chantier.



Fig. 5 : Logistique de chantier – chariots SPMT

L'optimisation de la logistique du chantier et du phasage des travaux permet une réduction des coûts d'investissement, garantissant ainsi une économie financière par rapport aux autres variantes structurales plus classiques.

La variante CFUP permet ainsi une optimisation significative de l'organisation du chantier et une réduction importante de la gêne aux usagers de la route nationale.

2.2. Critère économique

Contrairement aux premières impressions influencées par le coût de production relativement important du CFUP, le comparatif des coûts avec un ouvrage plus classique en béton précontraint penche finalement au profit de la solution en CFUP.

Les économies réalisées sur les raccordements aux rampes d'accès de l'ouvrage, la simplification de la logistique du chantier et les économies sur les interventions pour la gestion du trafic permettent de compenser le coût du matériau CFUP et d'annoncer un coût global équivalent à l'option la plus économique des structures classiques.

En considérant les coûts d'entretien générés sur la durée de vie complète de l'ouvrage (Total Life Cycle Cost), l'économie réalisée avec la variante CFUP (entretien réduit) atteint plus de 10% des coûts généraux d'une variante classique en béton précontraint et constitue finalement la variante la plus économique des structures analysées.

2.3. Durée des travaux

La solution proposée pour l'exécution de ce nouveau PS permet la réalisation du tablier dans son intégralité hors de la zone autoroutière. L'exécution du tablier précontraint, des bordures en CFUP et le montage des systèmes de retenue est prévue en parallèle aux travaux sur les culées du futur pont. Cela réduit considérablement la durée des travaux.

3. Aspects structuraux

La conception d'un ouvrage est un processus itératif. Dans ce but, un travail étroit entre l'auteur du projet, l'expert et le soutien technique a été effectué de manière à rechercher la solution optimale pour cet ouvrage routier audacieux.

Augmenter la portée statique de l’ouvrage existant de 28m à plus de 42m était une exigence du projet. L’objectif de l’étude a été d’exploiter de manière optimale les propriétés du CFUP pour rechercher un élanement du nouvel ouvrage ambitieux, tout en tenant compte des conséquences en termes d’aspect, de robustesse, de durabilité et de coûts. Ce processus d’optimisation itératif a permis de réduire l’épaisseur équivalente (sans bordures), correspondant au rapport de la section transversale par sa largeur totale, de 45cm à 38 cm entre le projet définitif AP et le projet de détail DP.

3.1. Concept structurel et section transversale

Le système statique du pont est un classique des structures en béton. Simple et efficace, l’ouvrage est dimensionné comme pont cadre intégral et encastré dans les culées massive de l’ouvrage. Le tablier entièrement en CFUP constitue la pièce maîtresse de l’ouvrage.

La portée statique de 42m permet de couvrir le gabarit d’une future autoroute à 3 voies tout en permettant le recul des blocs de culée dans les remblais de part et d’autre de la N01.

La partie visible des culées reste discrète et l’élanement structurel offre une ouverture visuelle confortable aux usagers de l’autoroute.

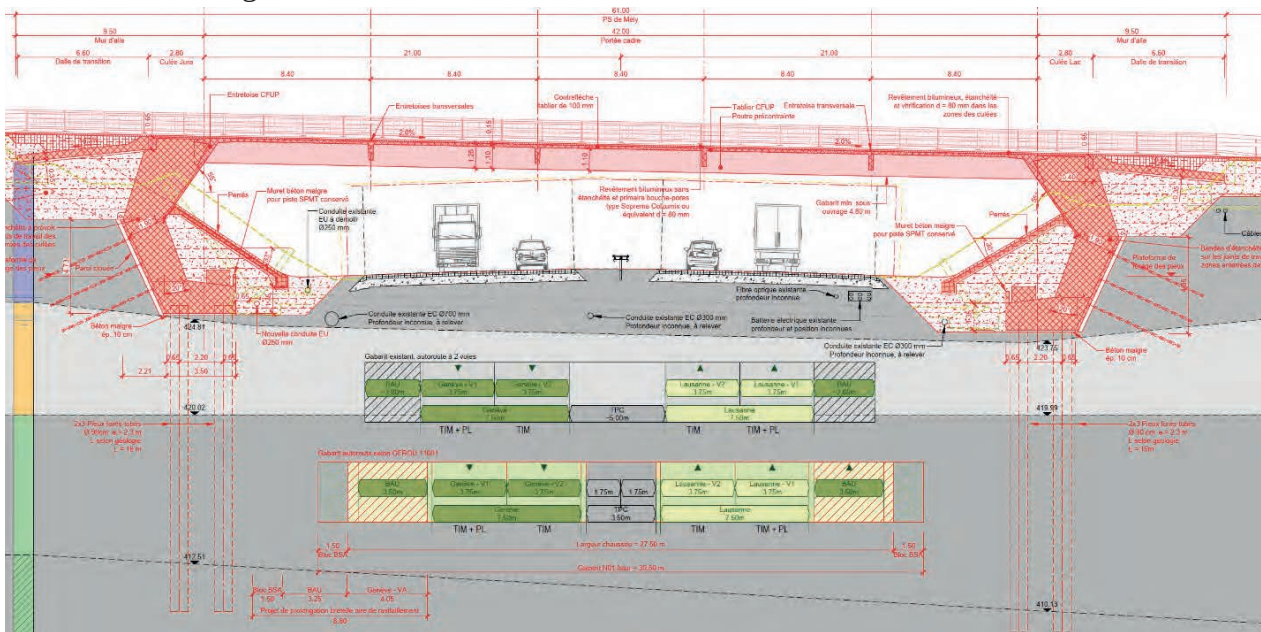


Fig. 6 : Coupe longitudinale – Tablier cadre bi-encastré dans les culées en béton

Le choix d’un tablier multi-poutres raidies par des entretoises transversales s’est imposé rapidement, en raison de sa simplicité et de son élégance structurelle, exigence de l’étude architecturale.

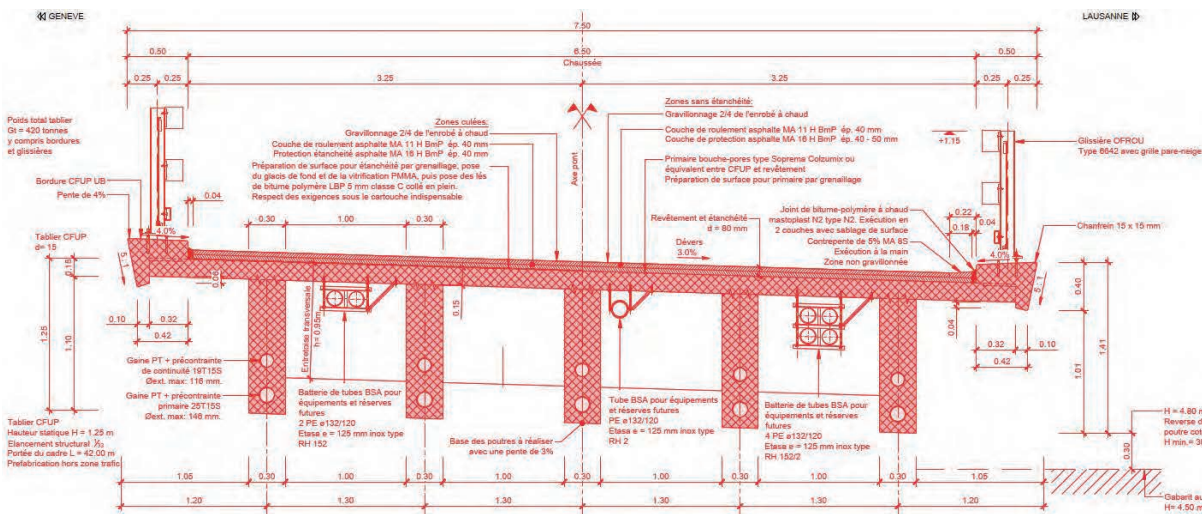


Fig. 7 : Coupe transversale – Epaisseur du tablier 150mm / Largeur des poutres 300mm

3.2. Système statique, dimensionnement et ductilité

Le système statique d'un pont cadre intégral répartit la flexion du tablier entre le moment positif à mi-travée et le moment d'encastrement dans les culées. Cette clé de répartition des efforts de flexion dans le tablier est directement influencée par le phasage des travaux, le concept de la précontrainte, la géométrie des culées et par la rigidité des fondations qui impactent directement la valeur du moment d'encastrement.

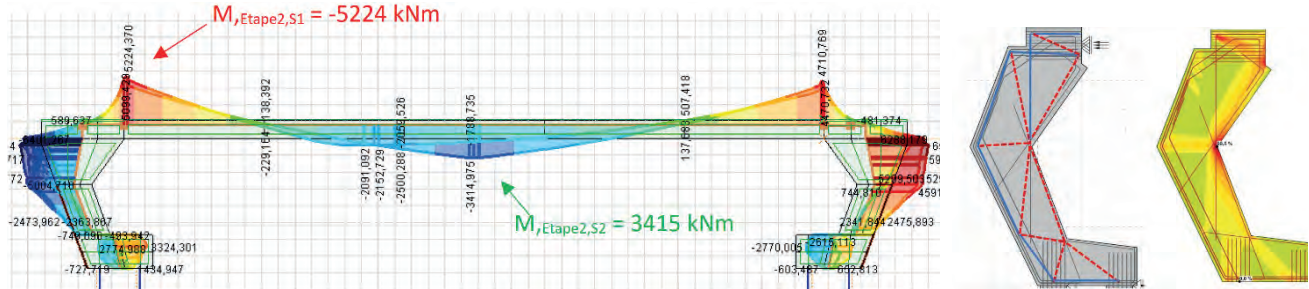


Fig. 8 : Moment de flexion et encastrement structure du pont intégral

Dans le cas du PS de Mely, le moment d'encastrement atteint, par poutres, plus de 5MNm. Ce moment négatif sollicite fortement le talon de la poutre du tablier en compression. La résistance à la compression élevée du CFUP permet, d'une part d'éviter un élargissement géométrique des poutres dans cette zone de compression (simplification coffrage et esthétisme), et d'autre part de réduire la hauteur de la zone comprimée pour garantir le critère de ductilité de cette section d'encastrement. Pour améliorer la ductilité de l'encastrement, une armature de compression a été mise en œuvre à l'interface poutre/entretoise. Cette armature permet également de renforcer, après diffusion des compressions dans l'entretoise CFUP, la transition avec le béton C30/37 des blocs de culées.

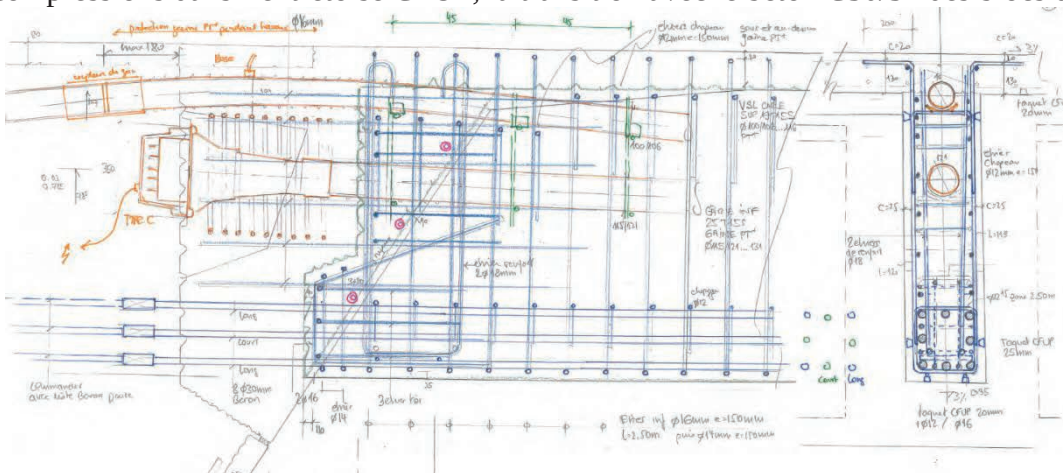


Fig. 9 : Armature de compression et détails transition poutres et entretoises

3.3. La précontrainte parabolique

L'élancement structurel impose inévitablement une précontrainte de l'ouvrage. Cette précontrainte du tablier est dissociée en deux unités. La première unité est activée lors du bétonnage du tablier sur son cintre de coffrage, en station de production. Elle permet de sécuriser, en poutre simple, le tablier avant son décintrage et son déplacement en bloc vers son emplacement définitif. La précontrainte primaire parabolique (25T15S) est dimensionnée pour balancer par son effort de déviation le poids propre du tablier en poutre simple.

Pour sécuriser le tablier en phase finale et assurer son encastrement dans les culées du cadre, une précontrainte parabolique additionnelle (unités 19T15S) est prévue dans les poutres du tablier. Les gaines de cette précontrainte de continuité (PT+) restent en attente aux deux extrémités du tablier en vue d'un couplage avec les culées du cadre bi-encasté. Cette précontrainte est activée dans des niches de réservation sitôt le tablier clavé avec les voiles de culées.

Pour assurer une protection optimale de la précontrainte au droit des culées, un overlay en CFUP $t=70\text{mm}$ a été coulé sur le béton de clavage du bloc de culée. Cet overlay englobe également les niches de réservation des têtes de précontrainte mobiles.

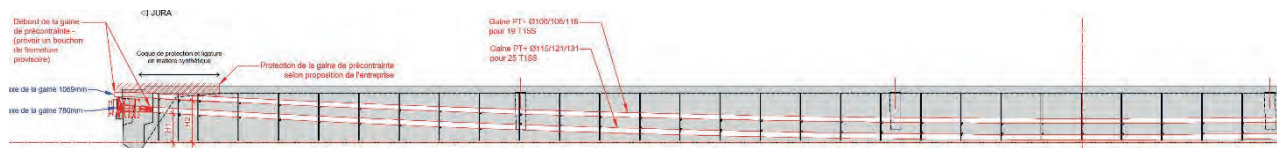


Fig.10 : Précontrainte parabolique primaire et de continuité

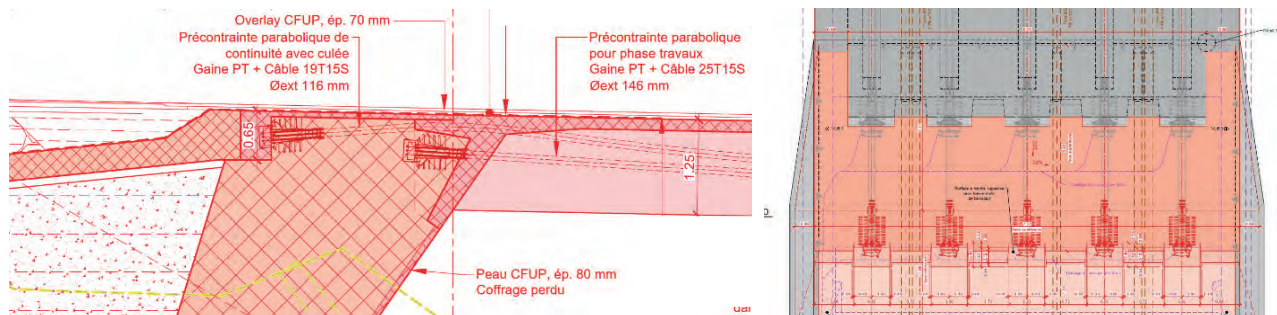


Fig. 11 : Précontrainte – Encastrement blocs de culée

Même si rien ne l'exigeait au niveau de la convention d'utilisation, une précontrainte de type C isolée électriquement a été mise en œuvre pour ce projet pilote. Le contrôle dans le temps de ces unités de précontrainte constitue une information précieuse qui complètera le suivi des sondes et équipements de surveillance qui ont été intégrés au tablier CFUP.

3.4. Pieux et semelles de fondation

L'ouvrage existant est fondé sur des terrains de mauvaise qualité. Les couches profondes sous le pont sont constituées d'alluvions limono-palustres composés essentiellement de limons, d'argile et de sables fins. Ces matériaux sont de faible portance et contiennent de la matière organique. Les travaux ont également dû prendre en compte la présence d'une nappe phréatique située à faible profondeur sous la plateforme autoroutière (environ 2.00-2.50m au-dessous de la chaussée).

Au vu du type de terrain en place, il a été décidé d'opter pour des fondations profondes. Deux rangées de 3 pieux sous chacune des semelles de fondation permettent à l'ouvrage de s'appuyer sur la couche de moraine située en profondeur. Ces pieux garantissent une assise de fondation plus stable. Les tassements sont maîtrisés. Les culées intégrales sont réalisées en béton armé.

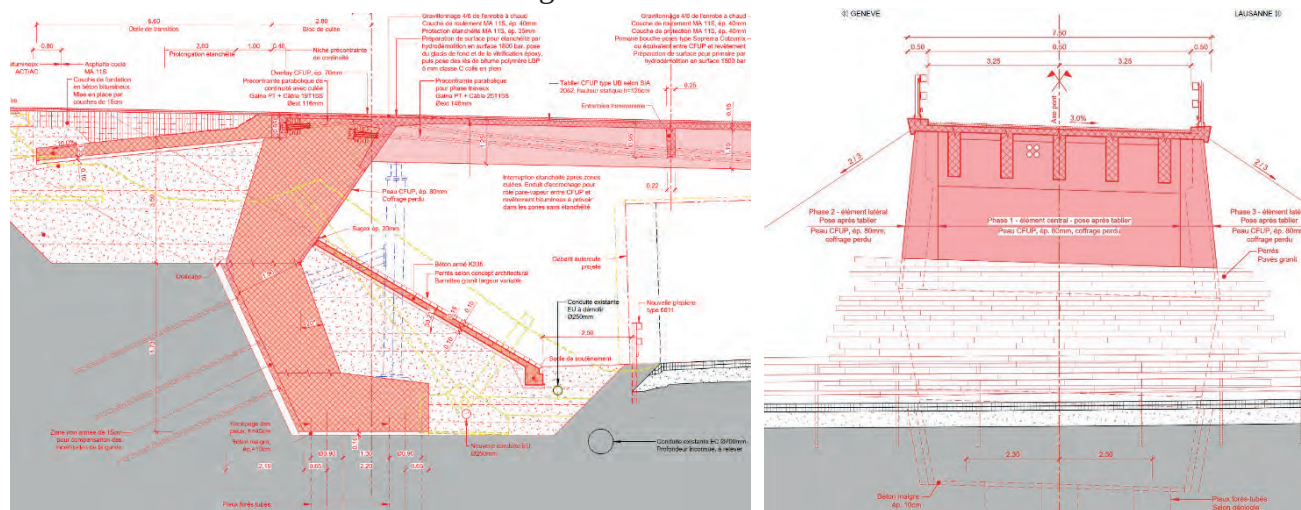


Fig. 12 : Coupe et élévation sur culée

3.5. Méthode de construction et phasage des travaux

Le tablier en CFUP armé et précontraint du nouveau PS a été construit dans la zone des installations de chantier, à proximité du PS, sur l'aire de Bursins. Deux stations de production de CFUP ont été utilisées pour sécuriser la cadence de bétonnage nécessaire à l'exécution du tablier en deux étapes principales

Lors de la première phase de bétonnage, les 5 poutres du tablier de 42m ont été bétonnées sur 2 journées de production avec des volumes de 38+25m³ de CFUP. Les entretoises transversales

permettant de rigidifier la section transversale ont été préfabriquées préalablement sur l'aire de chantier.

En deuxième phase, le tablier du pont a été coulé d'un seul tenant, avec les deux entretoises d'extrémité, dans une opération unique de bétonnage de 61m^3 ayant nécessité l'engagement des équipes sur une durée de plus de 9 heures.

Les bordures CFUP ont été exécutées de façon classique dès le tablier terminé.

Pour sécuriser le processus de bétonnage des volumes importants de CFUP, l'ENT a opté pour l'engagement des stations de production fonctionnellement indépendamment l'une de l'autre et permettant d'assurer un rendement minimal de 6m^3 à l'heure. Cette exigence, intégrée à l'appel d'offres, a été respectée grâce au calibrage et préréglage de ces stations de production.



Fig. 13 : Stations de production du CFUP – Imphenia SA

3.6. Phasage des travaux

Le tablier du nouveau PS a été bétonné hors autoroute, sur un cintre de coffrage placé par l'entreprise à hauteur d'environ 4m au-dessus de l'aire du Centre d'Entretien de Bursins.

Suite à l'activation de la précontrainte primaire ($t=40\%$ à 3j et $107/100\%$ à 7j), le décintrage du tablier et le report des charges sur ses structures des appuis provisoires intégrés aux coffrages et placés à l'axe des entretoises d'extrémité du tablier a permis de dégager l'espace nécessaire à l'engagement des engins SPMT aptes à déplacer le tablier terminé sur son emplacement définitif.

Durant la préparation du ripage structurel, la cure du tablier a été réalisée et les bordures bétonnées. Les glissières et les batteries de tubes BSA ont été mises en place.

Le système statique de l'ouvrage durant cette phase de préparation et pendant le levage du tablier et son déplacement ont été intégrées à la modélisation et validées par calcul (vérification des contraintes sur les sections principales de l'ouvrage).

En parallèle à ces travaux sur le tablier du pont, le chantier des culées avançait de façon indépendante de chaque côté de l'autoroute qui restait en gestion trafic sur marquage blanc et sans restriction particulière de son gabarit transversal.

Les travaux de terrassement, les pieux forés-tubés et les parties inférieures des deux blocs de culées ont été réalisés dans un chantier classique. Les excavations des culées ont ensuite été soigneusement remblayées et compactées pour rétablir la plateforme à niveau de l'autoroute.

Le tablier a été déplacé d'un bloc de la zone d'installation de chantier jusqu'à son site final à l'aide de chariots autotractés de type « SPMT ». Ces SPMT, équipés des structures de reprise de charge contreventées, se sont glissés au-dessous du tablier et, après un essai de prise en charge du pont, sont restés, au-devant du gabarit autoroutier, en attente de la nuit d'intervention.

Afin de permettre un nivellement du tablier sur sa position terminale, des vérins auto-grimpants type « Jack-up » ont été intégrés à la structure de reprise des charges du pont CFUP.

Les chariots SPMT ont permis de positionner l'ouvrage sur son emplacement définitif, et de le déposer sur des tours d'appuis contreventées et prémontées au-devant des culées.

La géométrie spécifique des culées a permis de fonder les appuis temporaires du tablier sur les avancées des semelles de fondation, évitant ainsi une reprise de charge hors ouvrage. En soutenant le tablier par une structure provisoire chargeant, avant le clavage structurel du cadre final, les fondations du pont, l'enchaînement des phases permet d'offrir un préchargement statiquement favorable des fondations sur pieux.

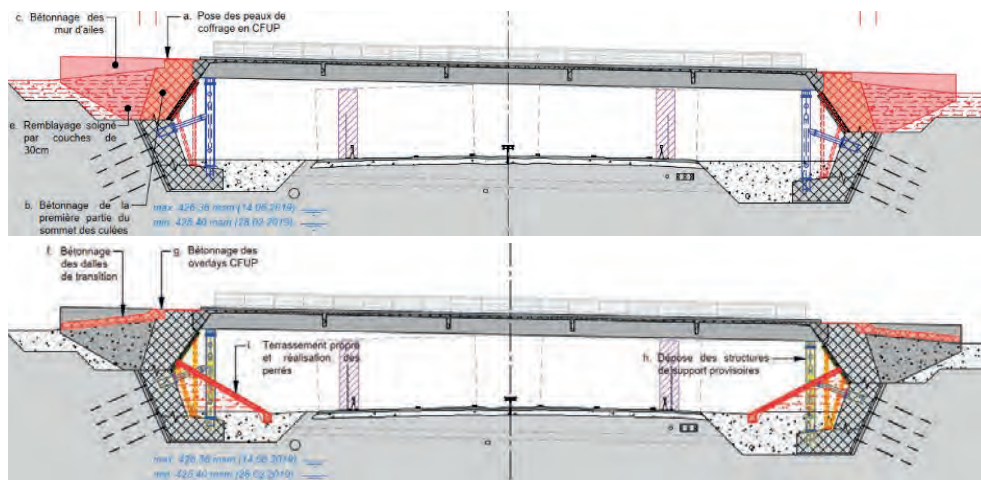


Fig. 14 :

Clavage tablier et culée, murs d'ailes, précontrainte de continuité

Fig. 15 :

Décintrage, Overlay CFUP, dalle de transition et perrés

Une fois le tablier posé à son emplacement final, le clavage des culées avec le tablier a été réalisé. Le câble de précontrainte de continuité a été activé pour finaliser cette phase de clavage. La face supérieure des blocs de culée a été renforcée l'overlay en CFUP, coulé en place, afin de protéger la zone d'ancrage de la précontrainte de continuité et d'uniformiser la surface de roulement sur l'entier de l'ouvrage.

3.7. Etanchéité et protection de l'ouvrage

Faut-il disposer une étanchéité en bitume-polymère sur la dalle de roulement en CFUP ? Le CFUP mis en œuvre dans des conditions optimales est considéré comme étanche. Il peut sembler superflu de renforcer le tablier par un dispositif d'étanchéité supplémentaire.

Ce projet étant considéré comme un projet pilote, il a été décidé d'équiper l'ouvrage de sondes permettant la surveillance dans le temps des conditions de vieillissement de l'ouvrage. Dans cet esprit, le projet a été optimisé en distinguant deux zones distinctes du tablier :

- Les zones d'encastrement du tablier dans les culées sont dotées d'une vitrification époxy et d'une étanchéité LBP classique.
- Les zones centrales du tablier où la dalle en CFUP est en compression ne nécessitent pas d'étanchéité complémentaire.

L'objectif est de suivre dans le temps les informations livrées par les sondes d'humidité positionnées dans les différentes parties d'ouvrage (bordures non protégées, tablier sans et avec étanchéité). Cette surveillance permettra d'évaluer plus précisément l'efficacité du CFUP et sa durabilité en comparaison aux expériences du béton classique.

4. Quelques retours sur un chantier passionnant

Plus que des détails sur le concept structurel de cet ouvrage simple dans sa conception, c'est bien la mise en œuvre du CFUP, la méthode de construction et la logistique de chantier qui constituent les points marquants de ce chantier innovant.

Il est intéressant d'avoir quelques instantanés de ce chantier et d'en évaluer les particularités.

4.1. Essais de convenance

Il est conseillé pour tous les projets CFUP d'organiser un essai de convenance anticipé aux travaux principaux. Cet essai permet de vérifier l'ouvrabilité du CFUP, sa recette et sa mise en œuvre. Il permet également l'engagement des laboratoires en charge du suivi de qualité en respect du plan des contrôles. C'est une clé de la réussite d'un projet CFUP à ne pas sous-estimer.

4.2. Place d'installation et cintre de coffrage

Le projet du PS de Mely est principalement caractérisé par la réalisation hors autoroute de l'entier du tablier CFUP en un seul bloc (poutres, dalles et entretoises, bordures, glissières et batteries de tubes).

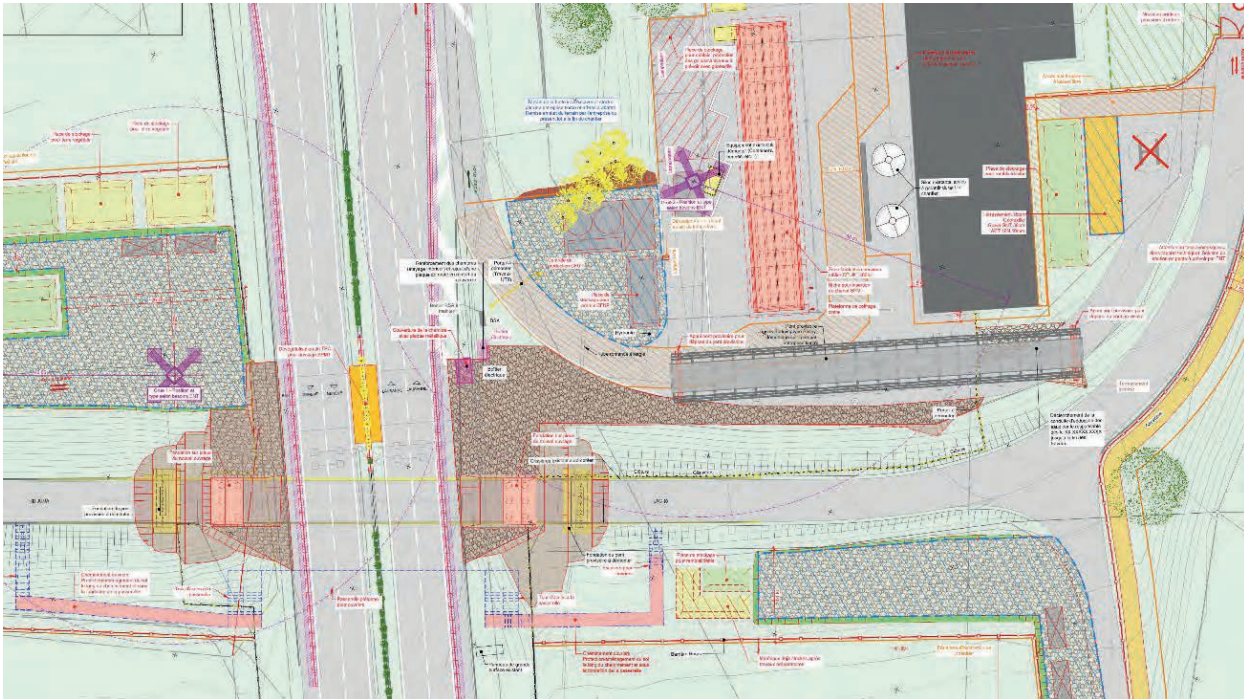


Fig. 16 : Schéma et organisation de la place des installations du chantier

La place d'installation de chantier a été organisée pour permettre les travaux simultanément sur différentes tâches du programme des travaux :

- Stockage des terres végétales et des déblais, place de grave et accès de chantier
- Chantier des fondations, travaux spéciaux et culées (en parallèle aux travaux du tablier)
- Zone de dépose et de démontage du pont provisoire (mécano Bailey)
- Zone de production du tablier CFUP, cintre et coffrage surélevé, armature et précontrainte
- Zone de production du CFUP usine mobile, stockage des big-bags et des sacs de fibres
- Installation et montage des chariots SPMT, piste de déplacement du convoi lourd



Fig. 17 : Cintre et coffrage du tablier, armature

4.3. Bétonnage CFUP et recette

Les poutres précontraintes et le tablier du pont ont été réalisées avec un CFUP de type UB en respect des exigences du cahier technique SIA 2052 tableau 1. L'essai de convenance anticipé aux travaux du tablier a permis de tester la conformité du matériau et son ouvrabilité.

CFUP Sorte	Compression F_{Uck} [N/mm ²]	Compression F_{Ucd} [N/mm ²]	Traction F_{Utuk} [N/mm ²]	Traction f_{utud} [N/mm ²]	Module d'élasticité E_{um}^* [N/mm ²]
UB	130	73	10	5.76	40'000

La mise en œuvre et le lissage de la couche CFUP a été réalisée au moyen d'une règle vibrante. La cure du tablier a été activée directement à la suite du bétonnage au moyen d'un pont roulant (feuille PE et produit de cure).



Fig. 18 : Mise en oeuvre CFUP type UB Tablier

Fibres FM 0.175/14.0 3% Masse CFUP

4.4. Opération coup-de-poing – dépose du pont provisoire

Le déplacement du pont provisoire vers la zone dédiée à son démontage hors autoroute a été réalisée en mars 2023 grâce à l'engagement de 4 chariots SPMT couplés en 2 blocs de transport et engagés sur la N01 dans le cadre d'une opération de nuit (fermeture au trafic SFO).

Cette opération a constitué un premier essai à l'échelle 1:1 démontrant l'efficacité de cette technologie.



Fig. 19 : OCP de nuit - Dépose du pont provisoire

Cela a permis de vérifier, avant le déplacement du tablier CFUP finalisé, les défis d'une telle opération. La structure métallique du pont provisoire, prise en charge à hauteur sur des appuis contreventés, a été évacuée en moins de 2 heures sur sa zone de dépose et de démontage.

4.5. Travaux sur fondations et culées

En parallèle aux travaux sur le tablier, les fouilles de terrassement, les pieux forés-tubés et les fondations en béton armé ont été réalisés de façon classique sans problème particulier et sans perturbations du trafic autoroutier qui est resté, pendant ces opérations, sans réduction de son gabarit.



Fig. 20 : Travaux sur fondations et culées

4.6. Opération coup-de-poing – déplacement du tablier

La phase la plus marquante du chantier est sans conteste le déplacement du tablier finalisé hors N01 sur son emplacement final dans le cadre d'une opération unique (fermeture autoroutière en Sortie Forcée SFO). Les charriots SPMT utilisés pour le déplacement du pont provisoire ont été réactivés et équipés des vérins auto-grimpant de type Jack-Up.



Fig. 21 : Mise en place du tablier – OCP de nuit

L'opération tenue en juillet 2023 a été un succès. En quelques heures, l'ouvrage de 400 tonnes a été déplacé sur son emplacement final. Après le décalage et le levage Jack-Up, le tablier a été déposé sur les structures d'appui provisoires positionnées à l'avant des bancs de culée.



Fig. 22 : Déplacement du tablier pré-bétonné par chariot SPMT
Opération de nuit avec fermeture de la N01 (SFO)



4.7. Appuis provisoires contreventés

Pour permettre le clavage structurel du tablier précontraint avec les deux culées pré-bétonnées, deux structures métalliques contreventées ont été positionnées au-devant des blocs de culée, directement appuyées sur les fondations du pont renforcées de ses pieux.

Ces appuis provisoires sont restés en service le temps d'armer et de bétonner le clavage du tablier, puis d'activer la précontrainte de continuité assurant l'encastrement du nouveau cadre intégral. Pendant ces travaux, le tablier est resté positionné au-dessus de voies de la N01, sécurisé par les contreventements de la structure d'appui provisoire.

Des cales de décintrage, intégrées aux appuis provisoires du tablier, ont permis la désactivation de ces tours après le clavage final du tablier bi-encasté. L'ensemble de ces travaux a été réalisé sans gênes au trafic autoroutier.

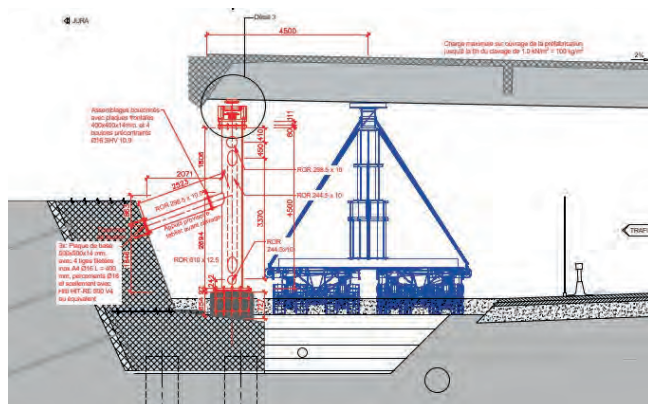


Fig. 23 : Structure d'appui provisoire sur culées

4.8. Clavage structural et travaux de finition

Pour maintenir l'uniformité visuelle de l'ouvrage et assurer la protection dans le temps des culées en béton C30/37, une peau de coffrage en CFUP (d=80mm) a été produite en usine et mise en place sur la partie visible des culées du pont. Ces peaux ont fait office de coffrage perdu des culées visibles.



Fig. 24 : Peaux CFUP des culées et clavage

4.9. Mise en service

Les travaux de finitions sur l'ouvrage ont permis une libération du pont au trafic en octobre 2023, après 7 mois de travaux. Les perrés structurés en granit clair ont donné la touche finale à cet ouvrage. L'ouvrage fait l'objet d'un suivi de qualité. Des sondes, inclinomètres et équipement de surveillance permettront à l'OFROU d'évaluer le comportement à terme du matériau CFUP et de quantifier les avantages d'une telle structure en rapport avec un ouvrage plus classique en béton.



Fig. 25 : Vues de l'ouvrage terminé

5. Conclusion

Le concept architectural du PS de Mély est séduisant et offre par son élancement une ouverture visuelle importante aux usagers de l'autoroute. Il implique toutefois, par son concept de culées intégrales partiellement masquées dans les remblais latéraux de l'ouvrage, la réalisation d'une structure présentant une portée statique augmentée par rapport à un concept plus classique.



Fig. 26 : Nouveau passage supérieur – Portée statique $L=42m$ – Pont cadre integral en CFUP



Fig. 27 : Ouvrage terminé

L'augmentation de la portée statique du tablier a été compensée par l'allègement structurel du tablier en CFUP et par la conception en cadre intégral de l'ouvrage.

Les caractéristiques mécaniques accrues du CFUP ont permis de planifier un ouvrage élancé et affiné permettant de gagner suffisamment de poids structurel pour offrir de nouvelles opportunités à la logistique de ce chantier et permettre, par l'engagement de moyen de déplacement de charges lourdes, la réduction des phases de travaux engageant des conflits avec l'exploitation de l'autoroute.

L'opération de démontage du pont provisoire (250to) et la mise place en un bloc du nouveau tablier pré-bétonné hors autoroute (400to) ont constitué une expérience très positive de ce chantier.

Le choix du CFUP permettra à ce pont de résister aux épreuves du temps. Il offrira ainsi aux usagers de la N01 une expérience sans la gêne causée par un entretien récurrent.

Le projet de surveillance et de suivi de l'ouvrage engagé par l'OFROU permettra assurément de le démontrer dans les prochaines années.

6. Equipe de projet

- Maître d'ouvrage et commanditaire : Office fédéral des routes (OFROU Filiale F1), S. Cuennet
- Conception : Groupement NIP : IUB Engineering SA – Perret-Gentil SA – Schopfer & Niggli SA – Robert-Grandpierre et Rapp SA – Ecoscan SA
- Planification de la structure porteuse : IUB Engineering SA
- Ingénieur de contrôle : Blaise Fleury de OPAN Concept SA
- Etude architecturale : Atelier Jordan + Comamala Ismail Architectes / Sollertia Ingénieurs
- Exécution (entrepreneur principal) : Implenia Suisse SA

UHFB-Bahn- und -Perronbrücke Gluringen

David LINDEGGER

MSc ETH Bau-Ing. / SIA
Diggelmann + Partner AG
Bern, CH

Mathieu PARATTE

MSc ETH Bau-Ing. / SIA
Diggelmann + Partner AG
Bern, CH

Zusammenfassung

Im Herbst 2024 wurde die schweizweit dritte Bahnbrücke in reiner UHFB-Bauweise in Betrieb genommen. Die Brücke liegt im Perronbereich der Station Gluringen im Goms (VS) auf rund 1'300 m ü. M. auf dem Streckennetz der Matterhorn Gotthard Bahn (MGBahn). Unter klimatisch und terminlich anspruchsvollen Bedingungen wurde erfolgreich eine schiefwinklige Stahlbetonbrücke durch ein Brückenensemble bestehend aus einer Bahn- und Perronbrücke in reinem Stahl-UHFB ersetzt. Mit dem sorgfältigen Einsatz von UHFB-Winkelementen gelang es die bestehenden Widerlager wiederzuverwenden und gleichzeitig eine klare gestalterische Trennung zwischen Bestand in konventioneller Stahlbetonbauweise und innovativer UHFB-Bauweise zu erwirken.

Stichworte: *Brückenbau, Bahnbrücke, UHFB, Vorfabrikation, UHFB-Belag*

1. Einleitung

Die Matterhorn Gotthard Infrastruktur AG betreibt das Streckennetz der durchgehend schmalspurigen Matterhorn Gotthard Bahn (MGBahn) mit einer Spurweite von 1'000 mm. Die MGBahn verkehrt auf der Strecke Zermatt-Brig-Disentis und Andermatt-Göschenen. Das Netz umfasst 144 km und führt durch 50 Tunneln und Galerien und über 60 Brücken. Es wird Regionalverkehr sowie auf Teilstrecken auch Güterverkehr und Autoverlad angeboten.

Der Streckenabschnitt durch das Goms verbindet Andermatt im Kanton Uri mit Brig im Kanton Wallis und schliesst die Dörfer im Goms an das überregionale Schienennetz an. Im Rahmen der Umsetzung des Behindertengleichstellungsgesetz (BehiG) werden alle Stationen entlang des Schienennetzes umgebaut und an die gesetzlichen Vorgaben angepasst. Die Station Gluringen wurde im Zuge dieser Arbeiten komplett umgebaut. Sie liegt auf über 1'300 m ü. M.

Nebst der Erhöhung der Perronkante wurden ebenfalls die gesamte Bahnanlage mit Oberbau, Teile des Unterbaus und die Bahnstromanlage ersetzt, da diese Anlagen das Ende ihrer Lebensdauer erreicht haben. Das Stationsgebäude erfüllte die Anforderungen der aktuellen und künftigen Nutzung nicht mehr und wurde ebenfalls ersetzt.



Abb. 1: Zustand der Station Gluringen mit der Brücke über die Sandstrasse vor dem Projekt (Fotos Mai 2021)

Im Perronbereich der Station war ausserdem eine schiefwinklige Stahlbetonbrücke vorhanden. Sie überbrückte die kommunale Sandstrasse und trug sowohl den Bahn- als auch den Personenverkehr. Die Brücke wies konstruktive Mängel auf. Ausserdem setzte ihr die intensive Nutzung mit grossem Schneeanfall und hohem Streusalzeinsatz zu. Der Überdeckungsbeton war zum Teil nicht mehr vorhanden und die Bewehrung lag frei. Ausserdem war eine Flügelmauer verkippt. Die Brücke musste trotz einer bisherigen Nutzungsdauer von weniger als 50 Jahren ersetzt werden.

Die Hauptarbeiten begannen im April 2024. Unter laufendem Betrieb wurde ein Grossteil der Perronanlage umgebaut. Ab Mitte Oktober 2024 folgte die vierwöchige Totalsperre der Linie, in welcher die Brücke ersetzt und die Arbeiten an der Bahn- und Bahnstromanlage durchgeführt wurden.

2. Entwurf / Konzept

2.1. Gesamtkonzept

Der Brückenersatz musste in der knapp vierwöchigen Totalsperre erfolgen. Für den Entwurf war folglich ein System gesucht, welches schnell eingebaut werden konnte. Eine vorfabrizierte Lösung stand im Vordergrund. Ziel war es, die Widerlager wiederzuverwenden und damit auf aufwendige Bauhilfsmassnahmen für die Realisierung von neuen Foundationen verzichten zu können. Die klimatischen Bedingungen im Herbst auf über 1'300 m ü. M. galt es beim Entwurf zu beachten.

Aufgrund dieser Randbedingungen entschied sich die MGBahn, zwei getrennte Tragwerke für den Bahn- und den Personenverkehr aus Stahl-UHFB zu realisieren. Der Entwurf der Brücken entstand an der EPFL unter massgebender Mitarbeit von Prof. Brühwiler in enger Abstimmung mit der Bauherrschaft. Die weitere Planung bis Ende Realisierung erfolgte durch Diggelmann + Partner AG. Gemäss Kenntnisstand des Autors ist die Bahnbrücke in Glurigen nach der SU Unterwalden in Neuenkirch (Ortsteil Sempach-Station) [1] und der Pont de l'Aiguillon in Baulmes [2] die dritte Bahnbrücke in der Schweiz in reiner UHFB-Bauweise. Der Entwurf der Bahnbrücke lehnt sich dabei an letztgenannte Brücke an. Die damals durchgeführten Versuche waren aufschlussreich und die gemachten Erfahrungen konnten auf das vorliegende Projekt übertragen und weiterentwickelt werden. Die Bemessung erfolgte gemäss dem SIA Merkblatt 2052 [3].

Die Ausführung als reines Stahl-UHFB-Tragwerk brachte diverse Vorteile mit sich. Die Brücken- und Winkelelemente konnten unter kontrollierten klimatischen Bedingungen mit grosser Genauigkeit vorfabriziert werden. Aufgrund des geringen Gewichts der Elemente waren keine aufwendigen Verschiebeways nötig. Die Brücken konnten mit einem üblichen Pneu-Kran eingehoben werden, weshalb auch ein lokaler Unternehmer für die Arbeiten berücksichtigt werden konnte. Vollflächige temperatur- und klimaabhängige Abdichtungssysteme auf der Baustelle waren nicht mehr nötig. Die lokal notwendigen Abdichtungen konnten problemlos ergänzt werden. Da aufgrund der filigranen Brückenkonstruktion kein Zusatzgewicht auf die Widerlager und die Foundationen wirkte, gelang auch die Wiederverwendung der Widerlager. Das Versetzen der neuen UHFB-Winkelelemente, welche aufgrund der Perronerhöhung unabdingbar sind, konnte durch die Vorfabrikation zusätzlich beschleunigt werden.

Nachteilig war, dass für die Vorfabrikation momentan nur wenige Elementwerke in der Schweiz in Frage kommen und deshalb ein längerer Transportweg in Kauf genommen werden musste. Der Transport und das Versetzen brachten ein gewisses Risiko mit sich. Die Vorfabrikation musste zeitlich getrennt mit ausreichendem Vorlauf geplant und ausgeführt werden. Ergänzungsarbeiten mit UHFB vor Ort sind aufgrund der fehlenden Erfahrung anspruchsvoller als mit gewöhnlichem Beton. Durch die Vorfabrikation und die Hubarbeiten waren Subunternehmer mit der entsprechenden Koordination notwendig.

Für den Entwurf des Stationsgebäudes schlug das Architekturbüro Christoph Ott AG ein Holzbau mit einer klaren Gestaltungsabsicht vor. Das Brückenensemble sollte für Betrachtende auf der Perronebene möglichst wenig in Konkurrenz mit dem Stationsgebäude stehen. Deshalb ist die Oberfläche bewusst unauffällig gewählt und sorgfältig auf die anschliessenden Bereiche der Perronanlage abgestimmt. Vielen Kund:innen der MGBahn wird gar nicht auffallen, dass sie sich gerade auf einem Brückentragwerk befinden, da sich die Perronbrücke nahezu nahtlos in die Perronanlage einpasst. Vom untenliegenden Strassenniveau betrachtet, lag der Fokus auf einer klaren gestalterischen Trennung zwischen Bestand in konventioneller Stahlbetonbauweise und innovativer UHFB-Bauweise. Als Ergänzung wurden dafür nebst den beiden gestalterisch hochwertigen Brücken auf den bestehenden Flügelmauern und Widerlagern UHFB-Winkelelemente eingesetzt.



Abb. 2: Die integrale Planung beinhaltete auch die sorgfältige Ausgestaltung vom Übergang von Perron zu Perronbrücke (Fotos November 2024)

Im Rahmen des üblichen eisenbahnrechtlich notwendigen ordentlichen Plangenehmigungsverfahren (PGV) wurde das als Aufsichtsbehörde fungierende Bundesamt für Verkehr (BAV) einbezogen. Die vom BAV kritisierten Punkte konnten problemlos bereinigt und eine Bewilligung für den Bau erwirkt werden.

2.2. Bahnbrücke

Die 45° schiefe Bahnbrücke ist als schiefwinklig gelagerter Trogquerschnitt konzipiert, dessen Platte mit einem kräftigen schiefwinkligen Parallelogramm eingefasst ist, um die Kräfte infolge der starken Schiefwinkligkeit aufzunehmen und die Formstabilität des Querschnitts zu gewährleisten. Die Spannweite (Abstand Lagerachse-Lagerachse) beträgt 7.9 m. Die Brückenbreite inkl. Dienststeg senkrecht zur Brückenachse beläuft sich auf rund 4.2 m.

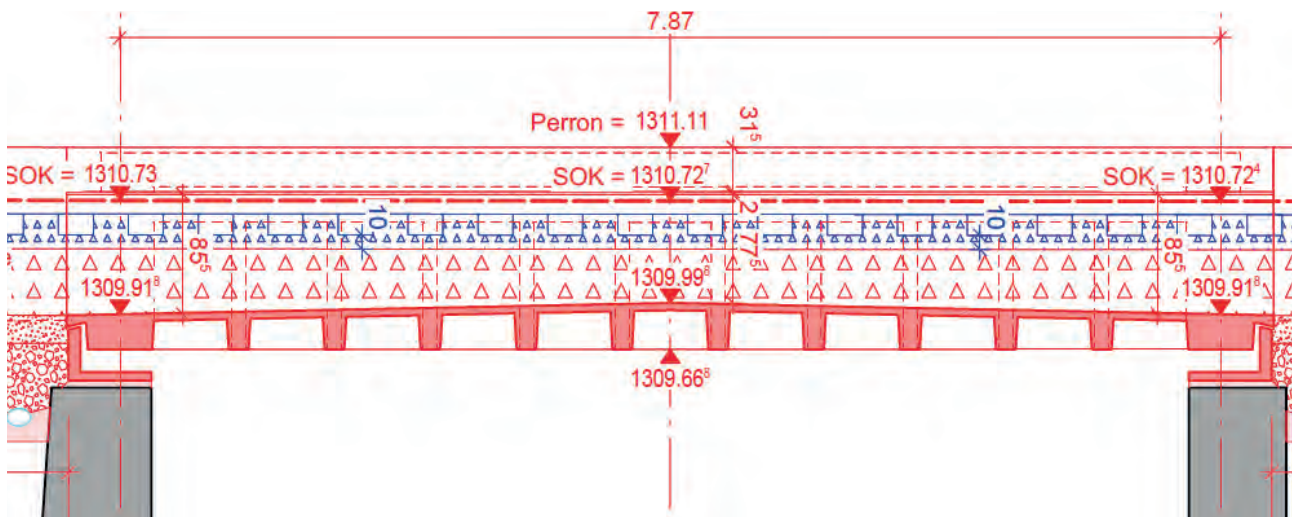


Abb. 3: Längsschnitt der Bahnbrücke

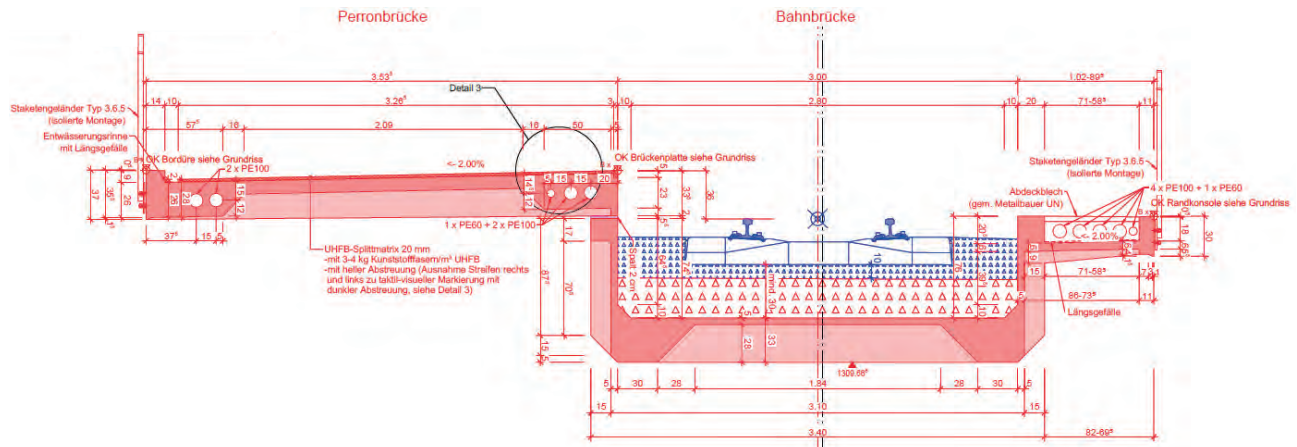


Abb. 4: Querschnitte von Perron- (links) und Bahnbrücke (rechts) senkrecht zur Brückenachse

Die Kräfte in Längsrichtung werden über den Ober- und Untergurt abgetragen. Die Stabilisation des Obergurts ist mit vertikalen Rippen gewährleistet. Die Seitenwände und die Fahrbahnplatte sind – wie für Stahl-UHFB üblich – mit einer Stärke von nur 50 mm ausgebildet. Die Platte wird durch regelmässig angeordnete Querrippen gestützt, welche die Lasten in die Längsträger einleiten. Bei den Widerlagern sind Endquerträger vorhanden. Die Punktlager sind in den Kreuzungspunkten von Längs- und Enquerträger angeordnet. Auf der Südseite wird der Obergurt mit einem auskragenden Dienststeg ergänzt, welcher ebenfalls die Leitungen und Werkleitungen über die Brücke führt. Die abdichtende Funktion übernimmt direkt der UHFB. Die Entwässerung ist über ein Oberflächengefälle der Platte gewährleistet und wird zu den Widerlagern geführt. Dort findet die Einleitung des Wassers in das Entwässerungssystem statt.

Der Querschnitt ist wie vom SIA Merkblatt 2052 [3] gefordert, in Haupttragrichtung mit herkömmlicher Betonstahlbewehrung B500B ausarmiert. Der UHFB entspricht der Sorte UB – C140.

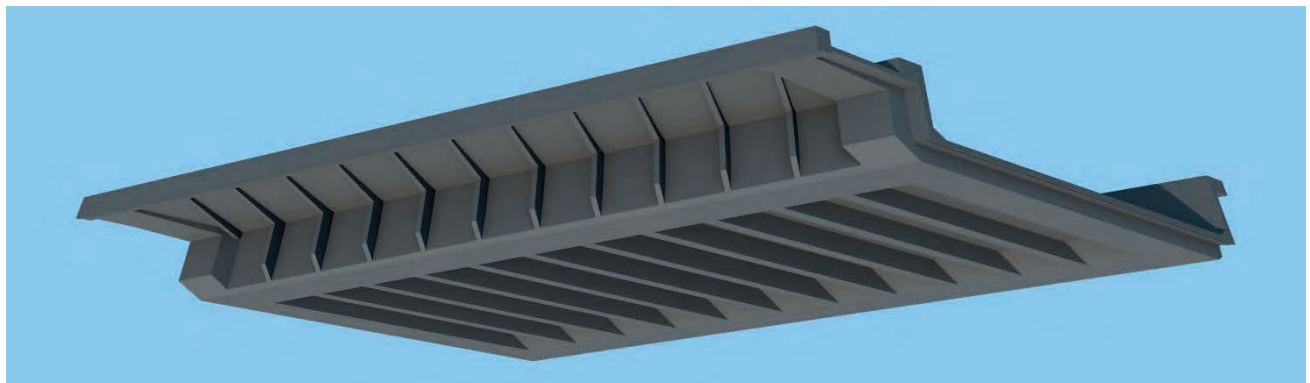


Abb. 5: 3D-Modell der Bahnbrücke aus dem Blickwinkel des Benützenden des untenliegenden Verkehrsträgers

2.3. Perronbrücke

Die Perronbrücke ist als schiefwinkliges Plattendragwerk mit Endquerträgern und zwei verstärkten Bereichen, welche als Randträger wirken, ausgebildet. Die Spannweite ist identisch wie für die Bahnbrücke. Die Brückenbreite senkrecht zur Brückenachse beträgt 3.5 m.

Die Platte ist bei beiden Widerlagern liniengelagert und mit Schubdornen horizontal gehalten. Die tragende Plattenstärke beträgt 95 mm. Als Belag ist auf dem tragenden Stahl-UHFB der Sorte UB – C140 eine UHFB-Splittmatrix mit 20 mm Schichtdicke eingebaut. Die MGBahn hat entschieden, bei der Station Gluringen Betonsteine als Belag einzusetzen beziehungsweise zu testen, da die herkömmlichen taktil-visuellen Markierungen auf Asphaltbelag durch die Schneeräumung bereits nach kurzer Zeit beschädigt werden. Die UHFB-Splittmatrix wird optisch perfekt auf die unterschiedlichen Farbtöne der angrenzenden Betonsteine und Perronwinkel abgestimmt. Dies konnte durch den Einsatz von hellem und dunklem Splitt gewährleistet werden. Die taktil-visuellen Markierungen sind ebenfalls direkt in den Belag der Perronbrücke integriert. Für die Entwässerung

ist am Brückenrand eine Entwässerungsrinne eingebaut, welche das anfallende Wasser zum Brückenende führt. Im Brückenquerschnitt sind ausserdem Leitungen für den Bahnbetrieb eingelegt.



Abb. 6: Von unten gerendertes 3D-Modell der Perronbrücke

3. Realisierung

3.1. Vorfabrikation

Als Subunternehmerin für die Vorfabrikation beauftragte der Hauptunternehmer (Gombau AG) die Element AG. Die Werkstattplanung des Elementwerks fand frühzeitig und unter Miteinbezug des UHFB-Experten der Bauherrschaft (Prof. Brühwiler), des UHFB-Experten des Unternehmers (Philipp Truffer), der Planenden und des Hauptunternehmers statt. Der Projektverfasser erarbeitete ein komplettes 3D-Modell aller UHFB-Bauteile und übergab dieses dem Vorfabrikationswerk, welches daraus die Elementpläne erstellte.

Die Vorgabe an die Element AG war, die Bahnbrücke als Einguss-Element ohne jegliche Fugen oder Betonierunterbrüche zu fabrizieren. Ausserdem wurden aufgrund der Montage auf den bestehenden Widerlagern und den filigranen Abmessungen der UHFB-Bauteile die Genauigkeitsvorschriften gegenüber dem gewöhnlichen Stahlbetonbau verschärft. Der Schalungsbau war entsprechend aufwendig und unterlag einer Prüfung durch einen Vermesser. Der UHFB wurde nach Absprache mit dem UHFB-Lieferanten sehr fliessfähig eingestellt. Dies hatte zur Folge, dass der Einsatz einer Konterschaltung auf der Fahrbahnplatte im Trogquerschnitt nötig wurde. Die Konterschaltung wurde mit drainierenden Schalungsmatten bestückt, um das Entlüften des UHFB zu verbessern. Der Mittelbereich der Konterschaltung wurde während des Eingiessvorgangs fortlaufend verschlossen.



Abb. 7: Schalung und Bewehrung der Bahnbrücke

Da keine Klimakammer in den Abmessungen der Elemente zur Verfügung stand, wurde auf eine thermische Behandlung verzichtet. Der Prüfplan sah vor, Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Zugverhalten und E-Modul gemäss SIA Merkblatt 2052 [3] zu beproben. Die erforderlichen Werte konnten bei allen Prüfungen erreicht werden. Die Magnetoskopieprüfung für die UHFB-Elemente erbrachte den Nachweis, dass die Faserorientierung ausreichend homogen und isotrop ist. Dies musste primär bei der Bahnbrücke aufgrund des Einfüllvorgangs und der Herstellung als

Eingusselement überprüft werden (Übergang Platte–Steg). Zentrales Element der Qualitätssicherung waren Vorversuche, welche anschliessend von allen Projektbeteiligten inkl. der Aufsichtsbehörde (BAV) begutachtet wurden. Sie zeigten schonungslos die Schwierigkeiten bei der Vorfabrikation auf und veranlassten die Element AG zu Zusatzmassnahmen, um die einwandfreie Herstellung der Bauteile zu garantieren. Dies beinhaltete den Wechsel auf andere Distanzhalter, da der UHFB nicht einwandfrei in die Distanzhalter fliessen konnte, zusätzliche Auftriebssicherungen für die Konterschaltung und der Einsatz von drainierenden Schalungsmatten auf der Konterschaltung.



Abb. 8: Ergebnisse der Vorversuche bei der Bahnbrücke mit den Distanzhaltern, in welche der UHFB nicht penetrieren konnte (an der Aussenseite des Trogquerschnitts im Auflagerbereich, linke Abbildung) und der schlecht entlüfteten Konterschaltung (im Bereich des Werkleitungskanals, rechte Abbildung)

Die Herstellung der Perronbrücke und der Winkелеlemente war technisch einfacher als jene der Bahnbrücke. Trotzdem musste die Vorfabrikation mit der nötigen Sorgfalt und Genauigkeit erfolgen. Nach der Herstellung erfolgte der Transport der Elemente von Tavers (FR) nach Gluringen (VS).

3.2. Montage

Zu Beginn der vierwöchigen Totalsperre mussten durch den Unternehmer diverse Vorarbeiten ausgeführt werden. Betroffen waren die Arbeiten im Trasse mit dem Rückbau von Gleisen, Schotter und Teilen des Unterbaus. Nach dem Abbruch der bestehenden Brücke wurden die Widerlagerbänke mit den UHFB-Winkелеlementen vorbereitet. Die Bahnbrücke wurde mit montierten Lagern auf vorbereiteten Absenckkeilen versetzt. Bei der Perronbrücke waren die Schubdornen ebenfalls schon vorbereitet und sie konnte direkt auf Schiffplatten auf der Widerlagerbank abgesetzt werden. So konnte für beide Brücken die Lage und Höhe exakt eingestellt und anschliessend mit Vergussmörtel fixiert werden.



Abb. 9: Montage von Bahnbrücke (links) und Perronbrücke (rechts)

Dann folgten das Versetzen der Winkелеlemente, die Abdichtungsarbeiten und die Ergänzung der Anschlussbereiche von Perron und Fahrbahn. Dank dem tatkräftigen Einsatz aller Beteiligten konnte pünktlich zum Ende der Totalsperre auf der Linie der Betrieb der MGBahn wieder aufgenommen werden. Die Abschlussarbeiten an Wartehaus, Widerlager, Perronausrüstung und Belag erfolgten unter laufendem Betrieb.

4. Fazit und Ausblick

Der Totalumbau der Station Glurigen mit dem Brückenersatz über die Sandstrasse konnte erfolgreich umgesetzt werden. Die Projektziele wurden gemäss den Vorgaben der Bauherrschaft erreicht. Die Rückmeldungen der Reisenden, der Einwohner:innen und des Personals waren allesamt positiv.

Mit einem innovativen Konzept konnten die Termine eingehalten und grosse Teile der bestehenden Tragstruktur wiederverwendet werden. Zudem fügt sich das Gesamtprojekt gelungen in das Ortsbild ein.

Die Umsetzung in UHFB-Bauweise fordert alle Projektbeteiligten. Obwohl immer mehr Projekte umgesetzt sind, fehlt noch die Routine in der Anwendung sowohl in der Planung als auch in der Ausführung. Dies erfordert eine noch engere Abstimmung und Koordination zwischen den zentralen Stellen in den Projekten. Normen und Regelwerke der Bauherrschaft wurden in den vergangenen Jahren zwar eingeführt. In der Praxis bekannte und anerkannte Standardlösungen in dieser eigenen Bauweise fehlen aber zum Teil nach wie vor. Ein Wissens- und Erfahrungsaustausch ist daher aus Sicht der Autoren unabdingbar und muss weiter gefördert werden.



Abb. 10: Das ausgeführte Bauwerk aus den Blickwinkeln der Bahnreisenden (links) und der Benützenden der Sandstrasse (rechts) (Fotos Juni 2025)

5. Danksagung

Der Autor dankt der MGBahn für den Mut, eine innovative Lösung mit allen Herausforderungen von der Planung bis zur Realisierung umzusetzen. Mit dem Projekt konnte aufgezeigt werden, welche Chancen die UHFB-Bauweise bietet und wie die Risiken mit geeigneten Massnahmen beherrscht werden können. Nur dank dem Einsatz aller Projektbeteiligten gelang es, die Idee auf dem Papier Wirklichkeit werden zu lassen.

6. Projektbeteiligte

- Bauherrschaft: Matterhorn Gotthard Infrastruktur AG
- Fachexperte UHFB, Entwurf, Projektprüfung: Prof. Dr. Eugen Brühwiler, ETH Lausanne
- Planung: Diggelmann + Partner AG
- Hauptunternehmer: Gombau AG
- Vorfabrikationswerk: Element AG
- Kranunternehmer: Clausen Kran AG

7. Literaturverzeichnis

- [1] ESCHER H., BRÜHWILER E., FRIEDL H., RUPP C., FELDER H.-P., "Ersatz der SBB Bahnbrücke SU Unterwalden aus bewehrtem UHFB", 3. *Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON*, *entwerfen, bemessen, bauen*, 2019, pp. 151-160.
- [2] TRINH N.T., BRÜHWILER E., GARCIA E., BERTOLA N., "Un nouveau pont ferroviaire entièrement en CFUP – Pont de l'Aiguillon", 4. *Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERVERBUNDBAUSTOFF*, *entwerfen, bemessen, bauen*, 2023, pp. 53-61.
- [3] SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTENVEREIN (SIA), Merkblatt SIA 2052 – Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung, Zürich, 2016, p. 11.

Edit  par / Herausgeber

Eugen Brühwiler
Cornelius Oesterlee
Dario Redaelli

ISBN 978-3-906878-09-6