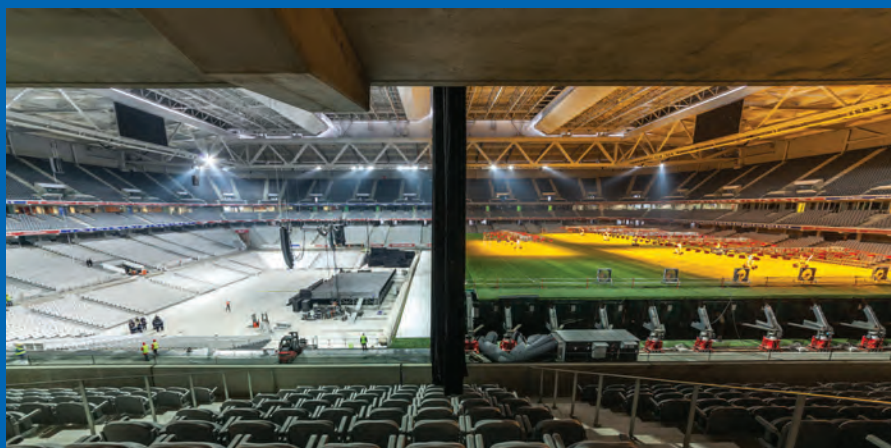


JOURNÉES TECHNIQUES BIANNUELLES DE L'AFGC - GC'2013

**GRAND STADE DE LILLE
MÉTROPOLE - UNE COLLABORATION
INNOVANTE
ENTRE BÉTON ET MÉTAL**



© Elisa/Valode & Pistre Architectes / Atelier Ferret Architectures / Jérôme Pouille

**LES OUVRAGES DE PROTECTION
CONTRE LES OURAGANS À LA NOUVELLE ORLÉANS**



© Riccardo ZANON, Jacques BERTHELLEMY, Pierre-Olivier MARTIN, Günter SEIDL

**FRANCHISSEMENT SANS APPUI INTERMÉDIAIRE
DES AUTOROUTES EN SERVICE**



© Jacques Berthelémy, David Schavits

**PRISE EN COMPTE DU RISQUE INCENDIE EN TUNNEL :
LA DÉMARCHE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES ET LES DIFFÉRENTES OPTIONS**

**SOLUTION INNOVANTE POUR PONTS DE PETITES ET MOYENNES PORTÉES :
POUTRE PRÉCO AVEC CONNEXION PAR DÉCOUPE**

LA CONCEPTION DES ÉOLIENNES EN BFUP

**LA DOUBLE ACTION MIXTE POUR L'OPTIMISATION
DES PONTS BIPOUTRES MIXTES**

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002T77866

ISBN 978-2-7472-2121-4



9 782747 221214

R É A L I T É S INDUSTRIELLES

une série des Annales des Mines

S O M M A I R E

L'ALLEMAGNE : UN MODÈLE POUR L'INDUSTRIE FRANÇAISE ?

Éditorial

Pierre Couveinhes

Avant-propos : L'Europe et l'Allemagne ont besoin d'une France compétitive

Gerhard Cromme

Quelques traits caractéristiques de l'industrie allemande

La stratégie adoptée par l'Allemagne face à la mondialisation de l'économie

Jean-Louis Beffa

Pour une éthique de l'industrie : les enseignements du modèle Bosch

Guy Maugis

La codétermination en Allemagne : un modèle de participation des travailleurs dans le cadre d'un modèle économique coopératif

Sebastian Sick

Le management à l'allemande : un actif méconnu ?

Gerald Lang et Nicolas Mottis

L'apprentissage, garant de la capacité de l'Allemagne à innover

Isabelle Bourgeois

La politique de l'innovation et les collaborations entreprises-universités : le rôle des instituts Fraunhofer

Wolfgang Knapp

Le coût de travail et la fiscalité des entreprises

François Hellio et Christophe Jolk

Le rôle des banques régionales dans le financement de l'économie allemande

Frank Eloy

Convergences et divergences sectorielles

Une stratégie différente de celle de la France : la politique énergétique allemande

Rolf Linkohr

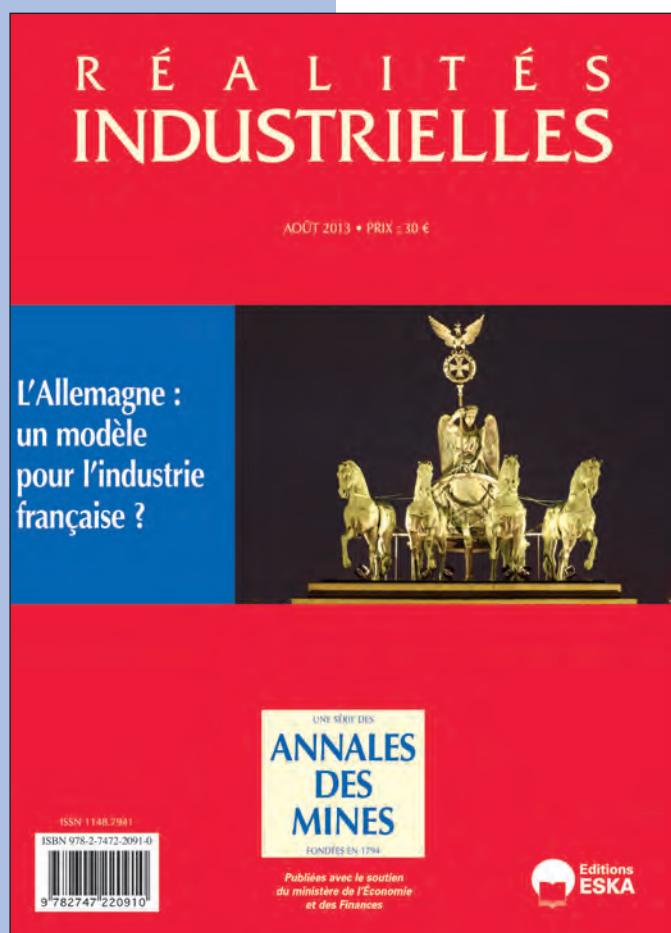
Un succès mal connu de l'économie allemande : l'industrie agroalimentaire. Un partenaire solide et innovant dans la filière alimentaire globale

Christoph Minhoff

Une spécificité allemande : le *Mittelstand*

Gerald Lang

Le dossier est coordonné par Gerald LANG



AOÛT 2013
ISSN 1148.7941
ISBN 9-2-7472-2091-0

BULLETIN DE COMMANDE

A retourner aux Éditions ESKA, 12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35 - <http://www.eska.fr>

☐ Je désire recevoir exemplaire(s) du numéro de **Réalités Industrielles Août 2013 « L'Allemagne : un modèle pour l'industrie française ? » (ISBN 978-2-7472-2091-0)** au prix unitaire de 30 € TTC + 3,50 € de frais d'envoi.

Je joins ☐ un chèque bancaire à l'ordre des Éditions ESKA

☐ un virement postal aux Éditions ESKA CCP PARIS 1667-494-Z

Nom Prénom

Adresse

Code postal Ville

RÉDACTION

Rédacteur en chef

François BUYLE-BODIN,
université de Lille

Représentant

**l'Association Française
de Génie Civil AFGC**

Jean-Marc TANIS (EGIS),

président du CA

Bruno GODART (LCPC), président du Comité

des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),

vice-président du CAG

Thierry KRETZ (SETRA),

Président du Comité Scientifique et Technique

Représentant l'Association

Universitaire de Génie Civil AUGC

Fabrice GATUINGT

(ENS Cachan)

Président du CA

Christophe PETIT, président du conseil
scientifique

Hélène CARRÉ (université de Pau),

chargée du prix jeunes

chercheurs René Houpert

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

Représentant la SMA-BTP et le GIS MRGenCi

(maîtrise des risques en génie civil)

Vincent MELACCA

**Représentant l'Union des Ingénieurs et
Scientifiques Francophones UISF**

Élie ABSI, président

Gilbert GIACOMONI (École des Mines de Paris),
responsable des publications

François BOUVIER, ingénieur ECP, architecte
et urbaniste

ABONNEMENT :

Editions ESKA

<http://www.eska.fr>

12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION : AGPA EDITIONS

4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne

Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04

E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION :

GRAFICAS LIZARRA S.L.

31132 VILLATUERTA (Navarra)

ESPAGNE

sommaire

éditorial

Analyse et prévention des risques

Prise en compte du risque incendie en tunnel :
La démarche de dimensionnement des structures et les différentes options 9
*Laetitia D'ALOIA SCHWARTZENTRUBER, Bérénice MOREAU,
Catherine LARIVE*

Les ouvrages de protection contre les ouragans à La Nouvelle Orléans..... 17
P.T.M. DIRCKE, R.H. DOLFSMA

Conception, résilience et adaptabilité des structures

Solution innovante pour ponts de petites et moyennes portées :
poutre préco avec connexion par découpe 24
*Riccardo ZANON, Jacques BERTHELLEMY, Pierre-Olivier MARTIN,
Günter SEIDL*

La conception des éoliennes en BFUP 35
François-Xavier JAMMES, Xavier CESPEDDES, Jacques RESPLENDINO

Franchissement sans appui intermédiaire des autoroutes en service 43
Jacques BERTHELLEMY, David SCHAVITS

La double action mixte pour l'optimisation des ponts bipoutres mixtes 59
*Michel TRIQUET, Simon GELEZ, Patrice SCHMITT, Ziad HAJAR,
Claude SERVANT, Eric GUYOT*

Grand stade de Lille Métropole - Une collaboration innovante entre béton
et métal 67
Stéphane DANDOY, Valérie BONIFACE, Evelyne OSMANI

abstracts — résumés 5

annonce de colloques..... 83

bulletin d'abonnement 2

recommandations aux auteurs couv. 3



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année **2013** (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 242 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 291 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 302 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 348 € |

Je joins : ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA

- ☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 4/2013

LISTE DES ANNONCEURS

ANNALES DES MINES : 2^e de couverture

CONEXPO-CON/AGG 2014 : 4^e de couverture

ANNONCE DE COLLOQUES : Congrès DIAGNOBÉTON, Toulouse, France - 19 & 20 mars 2014

Les 26 et 27 mars 2013, l'Association Française de Génie Civil a organisé ses journées techniques biennuelles GC'2013 dans le grand amphithéâtre de l'ESTP à Cachan. Le thème de ces rencontres portait sur **les effets du changement climatique sur les ouvrages de génie civil, plus particulièrement en termes de conception, d'adaptabilité et de robustesse.**

Les ouvrages de génie civil constituent un patrimoine essentiel de notre société et sont le support indispensable de la majeure partie de nos activités. Elles doivent assurer la sécurité des usagers et d'une manière plus générale du public, ce qui nécessite que la défaillance de l'un de leurs éléments structuraux ne conduise pas à leur effondrement complet. Ces ouvrages sont confrontés à des sollicitations de plus en plus fortes, notamment vis-à-vis des aléas climatiques. Ils doivent répondre à de nouvelles attentes, en termes d'usage, de performances, et de permanence d'exploitation. Par ailleurs, ce patrimoine vieillit et des problématiques majeures apparaissent pour maintenir les ouvrages en bon état de service et prolonger leur durée de vie dans un contexte budgétaire de plus en plus contraint. Les structures doivent non seulement pouvoir s'adapter à de nouvelles attentes fonctionnelles, mais devront progressivement être en capacité de faire face aux conséquences du changement climatique.

Les journées techniques de l'AFGC ont été organisées en cinq sessions qui ont respectivement traité des matériaux et produits, de l'analyse et prévention des risques, de la conception, résilience et adaptabilité des structures, de l'adaptation aux changements climatiques et à de nouveaux usages, et enfin du diagnostic, de la surveillance et du renforcement des ouvrages. Le présent numéro des Annales du BTP reprend et publie une partie des communications qui ont été présentées lors des quatre dernières sessions de ces journées et qui intéressent particulièrement le lectorat de cette revue. Il convient de mentionner que le choix de ces articles a été particulièrement difficile à opérer compte tenu de la qualité des communications présentées à GC'2013. Nous allons maintenant présenter brièvement les articles retenus dans ce présent numéro dans lequel sont traités les thèmes suivants :

ANALYSE ET PRÉVENTION DES RISQUES

CONCEPTION, RÉSILIENCE ET ADAPTABILITÉ DES STRUCTURES

Le premier article présente la démarche de dimensionnement et la formalisation des calculs de tenue au feu des tunnels dans le cadre du risque d'incendie, aussi bien pour les ouvrages neufs que pour les ouvrages existants pour lesquels des protections passives peuvent être ajoutées.

Le second article décrit les imposants ouvrages de protection contre les ouragans qui ont été construits à la Nouvelle Orléans de façon à éviter la reproduction des inondations dramatiques qui eurent lieu lors de l'ouragan Katrina en 2005.

Le troisième article présente une solution innovante de connexion par découpe pour les ponts mixtes de petites et moyennes portées : le procédé PRECOBEAM développé dans le cadre d'un projet de recherche européen.

Le quatrième article décrit l'utilisation d'un Béton Fibré à Ultra Haute Performance (BFUP), présentant des propriétés prometteuses en termes de fatigue et de corrosion, pour la construction de mâts d'éoliennes de forte puissance, notamment pour la haute mer.

Le cinquième article présente une nouvelle solution de franchissement des autoroutes en service sans appui intermédiaire.

Le sixième article décrit le principe de la double action mixte avec pour objectif d'optimiser la conception des ponts bipoutres mixtes.

Le dernier article présente la construction du stade Pierre Mauroy, le grand stade de Lille Métropole avec ses deux méga-poutres métalliques qui supportent une toiture mobile, en insistant sur une collaboration innovante entre béton et métal.

Pour conclure cet éditorial, je souhaiterais remercier l'éditeur des Annales du BTP pour l'occasion qu'il nous donne de diffuser à un public plus large certaines communications présentées lors des journées d'étude GC'2013 de l'AFGC.

Bruno GODART
Président du Comité des Affaires Générales de l'AFGC

La seconde partie de ce numéro est publiée dans le n° 5.

ANALYSE ET PRÉVENTION DES RISQUES

PRISE EN COMPTE DU RISQUE INCENDIE EN TUNNEL : LA DÉMARCHÉ DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES ET LES DIFFÉRENTES OPTIONS

Laetitia D'ALOIA SCHWARTZENTRUBER,
Bérénice MOREAU, Catherine LARIVE

Conformément à l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63 remplacée depuis par la 2006-20, la mise en sécurité des tunnels routiers de plus de 300 mètres nécessite bien souvent la mise en place de protections passives sous forme de plaques rapportées ou de mortiers projetés. Ces revêtements permettent de garantir aux structures existantes un niveau de résistance au feu suffisant. Cette technique est employée pour les ouvrages existants mais peut l'être également pour les ouvrages neufs. Elle permet ainsi de ralentir l'échauffement du béton et celui des aciers, et de prévenir le risque d'écaillage des bétons. Cependant, dans le cas des ouvrages neufs, il est également possible et parfois plus pertinent, techniquement et économiquement, de mettre au point un béton « résistant » au feu, i.e. présentant un écaillage nul ou quasi-nul. En effet, les sollicitations thermiques utilisées pour le dimensionnement des structures de tunnels sous incendie sont particulièrement violentes et le risque d'écaillage des bétons sous sollicitation « hydro-carbone majorée » dite HCM, est envisagé quel que soit le type de béton.

Cet article propose, dans un premier temps, de faire un point sur les principes et les spécificités du dimensionnement au feu des structures de tunnel, ainsi que sur les outils disponibles. Dans un second temps, les différentes possibilités en matière de prise en compte du risque incendie en tunnel, qu'il s'agisse d'ouvrages existants ou d'ouvrages neufs, seront précisées. Les différentes solutions : mise en place de protections passives rapportées ou formulation de bétons résistants au feu seront présentées ainsi que les démarches à suivre dans chacun des cas.

ACCOUNTING FOR FIRE HAZARD IN TUNNEL: STRUCTURAL DESIGN AND THE VARIOUS OPTIONS

The technical instruction (IT) relating to safety measures in new road tunnels (design and operation) has been published as appendix 2 to the inter-ministry circular No. 2000-63 since replaced by the No. 2006-20. According to the IT, securing of road tunnels longer than 300 meters often requires passive protection (in the form of plates or spread mortars) in order to reach a sufficient level of fire resistance. This technique is used both for existing and new tunnel structures. It enables to limit the heating of steel and concrete, to prevent concrete from spalling, and hence to avoid the collapse of structures. However, for new tunnels, it is also possible and sometimes more effective, to develop a fire-resistant concrete, i.e. a non-spalling concrete. Indeed, the thermal load (the hydrocarbon increased curve or HCinc-curve) used for the design of tunnel structures under fire, is particularly violent and the concrete spalling risk has to be considered regardless of the type of concrete.

First, this article presents the principles of structural design under fire and the available tools. Second, the different

approaches to assess the fire resistance of existing and new tunnels are described. Finally, the various options: use of passive protections or design of a fire-resistant concrete are presented as well as what to do in each case.

LES OUVRAGES DE PROTECTION CONTRE LES OURAGANS À LA NOUVELLE ORLÉANS

Ir. P.T.M. DIRCKE, Ing. R.H. DOLFSMA

À la suite de la situation désastreuse créée par l'Ouragan Katrina à la Nouvelle Orléans en 2005, avec un coût des dégâts estimé à 108 Milliards de Dollars, le « US Corps of Engineers » a engagé un large programme de réhabilitation et de construction d'un ensemble d'ouvrages de protection afin de protéger la ville et son agglomération contre les risques liés aux ouragans, sur la base d'une période de retour de 100 ans.

Les travaux ont compris la réalisation de barrières sur les canaux de navigation intérieure, de murs, de digues, et de stations de pompage. D'une ampleur exceptionnelle, ils ont été menés en un temps record, en faisant appel à des techniques et à des méthodes de contractualisation innovantes.

Les ouvrages ont été livrés en 2012 et ont montré leur efficacité lors du passage de l'ouragan Isaac en juillet 2012.

THE HURRICANE FLOOD RISK REDUCTION SYSTEM IN NEW ORLEANS

Following Hurricane Katrina devastations in New Orleans area in 2005, with an estimated cost of 108 Billions US dollars, the US Corps of Engineers planned a huge rehabilitation and construction program to protect the city and its suburbs from risks associated to hurricane, on the basis of a 100 years return period.

The works included storm surge barriers across internal navigation channels, walls, dikes and pumping stations. Of an exceptional magnitude and complexity, they were completed in a record making time, and called for technical and contractual innovation.

The whole system was delivered in 2012, and perform efficiently against Hurricane Isaac in July 2012.

CONCEPTION, RÉSILIENCE ET ADAPTABILITÉ DES STRUCTURES

SOLUTION INNOVANTE POUR PONTS DE PETITES ET MOYENNES PORTÉES : POUTRE PRÉCO AVEC CONNEXION PAR DÉCOUPE

Riccardo ZANON, Jacques BERTHELLEMY,
Pierre-Olivier MARTIN, Günter SEIDL

Dans le cadre des projets européens entamés depuis 2003, un nouveau concept structurel a été développé : Poutre Préco - Préfabriquée mixte servant de Coffrage. Un T découpé au milieu de l'âme d'un profilé d'acier en H est par exemple mis en œuvre dans la membrure inférieure d'une poutre en béton. Ce T peut aussi être obtenu en assemblant des tôles soudées. La membrure

supérieure de la poutre reste en béton armé préfabriqué. La géométrie particulière de la découpe qui pénètre dans le béton armé assure la connexion. La forme de la découpe a été testée à l'état limite de service, et aux états limites de résistance et de fatigue en vue d'une application dans le domaine des ponts. Ce concept s'est avéré très compétitif pour les petits ponts. Différentes solutions sont présentées : réalisées au cours des dernières années dans plusieurs pays européens, elles démontrent l'intérêt du procédé.

NEW ECONOMIC CONNECTION SYSTEM AND ITS APPLICATION FOR SMALL BRIDGES WITH PREFABRICATED COMPOSITE LONGITUDINAL ELEMENTS

In the scope of various European projects starting from 2003 a new structural concept has been developed : Precobeam – Prefabricated composite beam that can be used as formwork. In the cross-section the lower T is for instance obtained either by oxy-cutting in the middle of the web of H-rolled profile, or by welded plates, whereas the upper T is in prefabricated reinforced concrete. The connection between the two materials is achieved by penetrating of the two Tees, where the special shape of the cutting realizes the shear connection. The shape of the cutting has been tested at ultimate, serviceability and fatigue limit states and validated in the scope of a bridge application. This concept aims at developing a competitive solution for small span bridges. The various solutions realized in the last years in many European countries, some of them presented in the paper, show clearly its interest.

LA CONCEPTION DES EOLIENNES EN BFUP

François-Xavier JAMMES, Xavier CESPEDES,
Jacques RESPLENDINO

Avec une puissance installée estimée à 240 GW début 2012, l'énergie éolienne poursuit désormais son développement sous la forme de fermes en haute mer composées de méga éoliennes ($h > 100\text{m}$). Ces dernières permettent de tirer parti des meilleures conditions climatiques disponibles. Cela nécessite des structures massives soumises à des charges importantes dans des environnements complexes, ce qui rend la conception d'autant plus délicate lorsque l'on a recours à des matériaux traditionnels comme l'acier ou le béton armé

Apparus dans les années 1990, les Bétons Fibrés à Ultra-Haute Performance (BFUP) sont des matériaux à structure micrométrique présentant un fort dosage en ciment et en adjuvants, des granulats de faible dimension et une porosité réduite. Ils se distinguent des bétons classiques à hautes et très hautes performances par leur résistance en compression très élevée et par l'emploi systématique de fibres qui assurent la non fragilité du matériau et modifient le recours classique aux armatures passives. Le matériau se révèle très résistant lorsqu'il est soumis à des charges répétées et à des environnements agressifs (pénétration des ions chlorures, corrosion etc...). Associé à la précontrainte, le BFUP permet d'envisager des structures fiables dont la mise en œuvre est aisée. L'utilisation d'un BFUP pour la construction du mât, présentant des propriétés prometteuses en termes de fatigue et de corrosion, pourrait permettre une avancée majeure.

Ce projet initié au MIT et développé en étroite collaboration avec le département R&D de Setec tpi a pour objectif de révéler le BFUP comme un excellent substitut de l'acier pour la construction des mâts d'éoliennes offshore. Ce papier récapitule les résultats d'une étude de faisabilité comportant une justification de la structure et un procédé de construction innovant par préfabrication.

DESIGN OF WIND TURBINES WITH UHPC

With a worldwide capacity estimated at 240 GW in early 2012, wind energy currently pursues its development through offshore wind farms composed of huge wind turbines (height $> 100\text{m}$). They enable to take advantage of the best wind conditions available. However, it requires massive structures designed for heavy loads in complex environments, making the design difficult when using traditional materials such as steel or concrete.

Appearing in the 1990's, Ultra-High Performance Concretes (UHPC) are materials with a micrometric structure characterized by a high proportion of cement and adjuvants, and a very low porosity. They differ from traditional concretes through their high compressive strength and the use of fibers enabling a great resilience of the material. UHPC proves very resilient when facing repeated loads and harsh conditions (chloride ion penetration etc...). Associated with prestressing, UHPC enables to envision reliable structures whose construction is easy. The use of UHPC for the construction of the mast, revealing promising properties for fatigue and offshore conditions, could be a promising breakthrough.

This project initiated at MIT and developed in close collaboration with the R&D Department at Setec tpi intends to reveal UHPC as an excellent substitute for steel in the construction of the offshore wind turbine towers. This paper summarizes the results of a feasibility study introducing a justification of the structure and an innovative construction process relying on prefabrication.

FRANCHISSEMENT SANS APPUI INTERMÉDIAIRE DES AUTOROUTES EN SERVICE

Jacques BERTHELLEMY, David SCHAVITS

Le programme de recherche européen SBRI a mis en évidence les risques et les nuisances liés à la présence d'une pile centrale pour le franchissement d'une autoroute. Le SÉTRA a développé deux solutions économiques pour atteindre l'objectif d'éviter la pile centrale.

La solution mise en œuvre à Ko Wé Kara en Nouvelle-Calédonie est l'arc autoancré métalliques avec des dispositions constructives innovantes et économiques.

Un autre solution possible est le portique en ossature mixte acier-béton. Le programme de recherche européen PRECOBEAM a permis de réaliser des projets pilotes et mettre au point un nouveau système de connexion qui abaisse le coût de ce type de structure. Plusieurs projets exemplaires, tant en Nouvelle-Calédonie qu'en Europe sont décrits en détails. Ce type de pont fait partie des ponts intégrés et l'article délivre des recommandations pour la conception et la réalisation de ce type de pont.

CROSSING MOTORWAYS WITHOUT INTERMEDIATE PIER

The European research program SBRI highlighted the risks and the nuisances bound to the presence of a central pier for the crossing of a highway. The SÉTRA developed two economic solutions to reach the goal to avoid the central pier.

The implemented solution to Ko Wé Kara in New Caledonia is a steel tied-arch bridge with innovative and economic details.

One other possible solution is the composite steel-concrete gantry bridge. The European research program PRECOBEAM allowed to realize experimental projects and to finalize a new system of connection allowing to lower the cost of this type of structure. Several outstanding projects of this type, both in New

Caledonia and in Europe are described in detail. Of course this type of bridge is an integral bridge and the article delivers recommendations for the design and the realization of integral bridges.

LA DOUBLE ACTION MIXTE POUR L'OPTIMISATION DES PONTS BIPOUTRES MIXTES

Michel TRIQUET, Simon GELEZ, Patrice SCHMITT,
Ziad HAJAR, Claude SERVANT, Eric GUYOT

La construction des lignes à grande vitesse en France a vu le bipoutre mixte s'imposer comme le champion économique incontesté du franchissement de moyenne portée. Au fur et à mesure des années, différentes améliorations ont été portées à la conception d'origine. La principale évolution de la conception porte sur le contreventement inférieur de ce type de tablier.

Les contreventements métalliques traditionnels ont été remplacés progressivement au début des années 2000 par des éléments de hourdis inférieurs en béton armé, préfabriqués et discontinus et connectés à la partie inférieure des poutres. Le rôle de ces éléments était d'améliorer le comportement en torsion (effet caisson) et la réponse dynamique de l'ouvrage (augmentation de la masse).

Aujourd'hui, la SNCF, Eiffage TP et Eiffage CM, dans le cadre de la LGV Bretagne Pays de Loire, étudient une amélioration du système : le hourdis inférieur est rendu continu sur les zones sur appui intermédiaire pour exploiter au maximum la mixité de la structure.

Cette solution est couplée à une nouvelle conception compatible des cadres transversaux du tablier, qui autorise également le passage sans démontage des outils de coffrage glissants du hourdis supérieur, ce qui permet des gains sur le temps de coulage de la dalle du tablier.

Les gains de matière sont significatifs dans les zones d'appui (où auparavant, seules les poutres permettaient la reprise des sollicitations). Aujourd'hui, la prise en compte du béton du hourdis inférieur dans la flexion longitudinale réduit les quantités d'acier de structure à mettre en œuvre sur ces zones d'appui et augmente la rigidité de la structure, pour un meilleur comportement dynamique général.

Cette étude, réalisée sur trois viaducs a également permis d'étudier les possibilités de réduction de la hauteur des tabliers, autorisant ainsi des franchissements moins contraints par le dégagement des gabarits sur les voies inférieures.

DOUBLE COMPOSITE ACTION TO OPTIMIZE TWO-GIRDER COMPOSITE BRIDGES

In France High Speed Lines construction, two-girder composite bridges have become established as the more economical solution as far as medium spans are concerned.

Year after year, improvements have been made to the original design. The main one relates to the design of the lower bracing. For the last ten years, traditional steel bracings have progressively been replaced by lower slabs made of precast concrete elements. These elements are discontinuous and are connected to the lower flanges of the main girders. They aim at improving the torsional behaviour and the dynamic answer of the bridge (by increasing its weight), as well as facilitating maintenance.

On the occasion of the construction of the High Speed Line Bretagne Pays de la Loire, SNCF, Eiffage TP and EIFFAGE CM worked on an improvement of the system : the lower slab is made continuous and thicker near the supports in order provide a

composite action. This improvement is associated with an optimization of the diaphragms in order to reduce steel quantities and to facilitate construction.

This solution has a considerable impact in the intermediary supports areas where the girders used to resist the bending moment by themselves. Taking into account the lower slab enables to use less steel in those areas and to increase the stiffness of the structure, thus improving again the dynamic behaviour.

This study, carried out on three viaducts, also gave the opportunity to reduce the thickness of the bridges. It's a great opportunity, especially when the clearance below the bridge is an issue.

GRAND STADE DE LILLE MÉTROPOLE – UNE COLLABORATION INNOVANTE ENTRE BÉTON ET MÉTAL

Stéphane DANDOY, Valérie BONIFACE,
Evelyne OSMANI

Le Grand Stade Lille Métropole (aujourd'hui Stade Pierre Mauroy) est le premier ouvrage sportif français conçu dès l'origine pour accueillir différents événements, sportifs ou culturels, grâce à deux dispositions uniques : un toit mobile acoustique et une pelouse partiellement rétractable. Sa capacité est de 50 000 spectateurs pour le mode Stade, de 28 000 pour le mode Arena.

Réalisé dans le cadre d'un partenariat public-privé, son délai de construction n'a été que de 28 mois. Pour y parvenir, les structures de génie civil et de charpente métallique ont été conçues pour assurer un assemblage rapide d'éléments préfabriqués, en recherchant les meilleures conditions de sécurité pour les opérateurs. Notamment, les poutres principales métalliques précontraintes ont été assemblées à plat puis redressées, et l'ensemble des parties mobiles avec leurs chemins de roulement (soit 7 200 tonnes) ont été assemblées à proximité du sol puis hissées de 30 mètres vers leur position finale.

Dans le même délai que les 250 000 m² de planchers de l'ouvrage, le plateau mobile de 4 400 tonnes et ses systèmes de levage et de translation ont fait l'objet d'un développement à l'instar d'une machine industrielle complexe, pour permettre d'assurer de façon répétitive le changement de configuration entre Stade et Arena. Le plateau est levé de 5 750 mm par 12 vérins synchronisés en 2 heures environ, puis après transfert des charges sur les systèmes de roulement, déplacé horizontalement de 65 mètres également en deux heures. Avec toutes les taches annexes (dont la mise en position des tribunes télescopiques avec 5 500 sièges et d'un rideau de 3 000 m²), il faut environ 24 heures pour changer la configuration. Le concert inaugural a été celui de Rihanna le 20 Juillet 2013.

GRAND STADE LILLE METROPOLE – AN INNOVATIVE COLLABORATION BETWEEN STEEL AND CONCRETE

The Pierre Mauroy Stadium is the first new French stadium designed from the beginning of the project to host all kinds of events, either sports (football, rugby but also tennis, basket ball) or cultural (great concerts and shows). It displays two unique dispositions : a mobile roof who is a real acoustic shield, and a movable part of the natural grass field. Its attendance is up to 50 000 persons in stadium mode, 28 000 in Arena mode.

Erected through a Public – Private Partnership, its construction times lasted only 28 month. To achieve this result, the concrete structures and the steel ones were designed as a dovetailing of

precast and prewelded éléments, with a special care to the safety of operating people. For instance, the main girders (which are prestressed) were pinned flat near the floor then rotated vertically ; and the four mobile roofs along with their railways (7 200 metric tons) were elevated 30 meters high with cables and jacks.

In the same period of time than the erection of 250 000 m² of floors of the building, the mobile platform under the field (4 400 tons) has been designed like an industrial machine, in order to

allow a great number of change in the configurations from Stadium to Arena and backed. The platform is lifted on 5 750mm by twelve hydraulics jack in two hours, then the loads are shifted to rolling systems and the platform slides on 65 meters in two other hours. With ancillary tasks as stretching rolling stands with 5 500 seats or hoisting a 3 000 m² curtain, the complete change lasts about 24 hours. The first concert was given by Rihanna on July 20th, 2013.

PRISE EN COMPTE DU RISQUE INCENDIE EN TUNNEL : LA DÉMARCHE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES ET LES DIFFÉRENTES OPTIONS

Laetitia D'ALOIA SCHWARTZENTRUBER, Bérénice MOREAU, Catherine LARIVE

Centre d'étude des Tunnels (CETU), Ministère de l'Écologie du Développement Durable et de l'Énergie (MEDDE)
25 avenue François Mitterrand, 69674 Bron Cedex, France

1. INTRODUCTION

1.1. Le risque incendie en tunnel

La spécificité du risque incendie en tunnel est liée à la nature même de ces ouvrages. L'espace circulé confiné accentue les effets liés à la température et aux fumées lors d'un incendie, tandis que l'auto-évacuation pourrait être rendue difficile par la perte rapide de visibilité. Selon la nature et l'importance du trafic (pourcentage de poids lourds, autorisation ou non de transport de matières dangereuses, situation de congestion, etc.), les mesures en matière de sécurité doivent être adaptées afin de limiter le risque incendie et ses conséquences potentielles sur la sécurité des usagers et des secours.

1.2. La réglementation et la mise en sécurité des ouvrages existants

Les incendies dramatiques qui se sont produits au cours de ces 15 dernières années ont mis en exergue la nécessité de faire évoluer la réglementation relative aux tunnels routiers et ferroviaires. Dans le cas des tunnels routiers, l'Instruction Technique annexée à la Circulaire Interministérielle 2000-63 annulée et remplacée par la 2006-20 relative à la sécurité des tunnels routiers d'une longueur supérieure à 300 mètres [1], fixe les dispositions de sécurité à mettre en œuvre lors de la conception des ouvrages (galerie de sécurité, abris, issues de secours, regards siphoniques, ventilation de désenfumage, sécurisation des réseaux, etc.) et durant leur exploitation

(DAI¹, barrières de fermeture, etc.). Les objectifs de sécurité en matière d'incendie portent sur la sécurité des usagers en phase d'auto-évacuation et d'évacuation aidée, sur la sécurité des services de secours, sur la sécurité des espaces portés par les structures lorsque ces derniers ne peuvent pas être évacués rapidement. Dans certains cas allant au-delà de la réglementation, la préservation de l'ouvrage peut être également considérée afin de limiter le coût de la remise en état et la durée de fermeture de l'ouvrage après incendie.

La mise en sécurité des ouvrages existants, et notamment celle actuellement menée en région parisienne (22 tranchées couvertes concernées), présente de forts enjeux sociaux et économiques dans un contexte de mobilité tendu. Elle amène à faire un point sur les méthodes de calcul au feu des structures de tunnels, sur les solutions en matière de protection des structures contre l'incendie et de limitation du risque d'écaillage des bétons.

Seuls les aspects liés à la tenue au feu des structures de tunnels routiers sont considérés dans cet article. Ainsi l'Instruction Technique définit pour les tunnels routiers de plus de 300 mètres, le niveau de résistance au feu en fonction du type d'élément (structure principale ou secondaire), de sa fonction et de sa localisation (paroi séparant un abri, cloison inter-tube, etc). Elle précise également, pour chaque niveau de résistance, le type d'incendie CN et/ou HCM ainsi que la durée d'incendie (de 60 à 240 min) à prendre en compte.

2. LES SPÉCIFICITÉS DES CALCULS « À CHAUD »

Le principe du dimensionnement à chaud est similaire à celui du dimensionnement à froid : les efforts résistants de la structure doivent être supérieurs ou égaux aux efforts sollicitants. Les cas de charges sont déterminés sous combinaison à l'ELU Accidentelle suivant les prescriptions de l'Eurocode 2, NF EN 1992-1-2 [2]. Les coefficients de sécurité appliqués aux charges mais aussi aux matériaux sont donc tous égaux à 1. Par rapport à un calcul « à froid », ceci a pour effet de diminuer les efforts appliqués à la structure et d'augmenter les efforts résistants lorsque ces derniers sont calculés à température ambiante (20°C). Cependant, la sollicitation thermique appliquée à la structure provoque divers phénomènes : échauffement et dilatation des matériaux, écaillage, apparition de contraintes internes, ayant pour effet à la fois de diminuer la résistance de la structure et d'augmenter les efforts sollicitants pouvant alors conduire à la ruine.

2.1. Les sollicitations thermiques

De manière générale, pour identifier la situation de calcul accidentel, il convient de déterminer le scénario de feu per-

tinant au regard de la structure analysée. Ce scénario est ensuite traduit par une courbe température-temps qui peut être nominale ou paramétrée. Les courbes nominales sont les courbes conventionnelles adoptées pour la classification ou la vérification de la résistance au feu, par exemple la courbe normalisée (CN dite aussi ISO 834) utilisée principalement pour les bâtiments, la courbe hydrocarbure (HC) définie pour l'industrie pétrochimique et la courbe hydrocarbure majorée (HCM) spécifique aux tunnels routiers (Fig. 1). Ces courbes nominales sont des courbes enveloppes qui ne représentent pas de feu réel. On note par exemple l'absence de phase de refroidissement.

Les courbes paramétrées sont elles déterminées à partir de modèles de feu simplifiés proposés par la norme NF EN 1991-1-2 ou de modèles de feu avancés faisant appel à l'ingénierie incendie. Il convient alors de déterminer les paramètres physiques spécifiques définissant les conditions à l'intérieur du compartiment dans lequel se produit l'incendie. Les champs de température sont ensuite déterminés à partir du scénario de feu considéré, à l'aide d'outils de dynamiques des fluides.

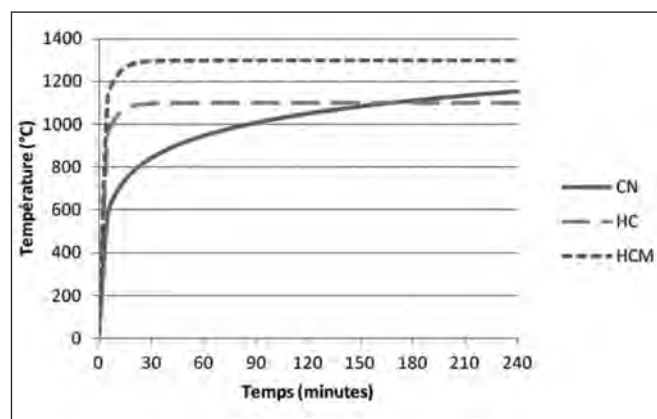


Figure 1 : Courbes température-temps

Deux courbes températures-temps sont utilisées en tunnel pour dimensionner les structures principales au feu : la courbe CN et la courbe HCM. L'Instruction Technique n'autorise pas l'application de l'ingénierie incendie aux tunnels neufs [1]. En effet, on estime que les outils de dynamique des fluides ne sont pas suffisamment robustes pour modéliser un incendie dans un tunnel soumis à un fort courant d'air.

Dans le cas des tunnels existants, qui ne sont pas directement soumis à l'Instruction Technique et dont la protection au feu présente de forts enjeux, on peut néanmoins essayer d'affiner la sollicitation thermique. Cependant, même avec une approche de type ingénierie de la sécurité incendie, une amélioration par rapport aux sollicitations conventionnelles ne peut être obtenue que pour des géométries très particulières. Ce travail peut ne s'avérer utile et accepté que dans quelques cas bien spécifiques.

¹. Détection Automatique d'Incident.

2.2. L'évolution des propriétés des matériaux avec la température

Le calcul à chaud se décompose en un calcul thermique afin de déterminer la température en tout point des sections et un calcul mécanique (cf. paragraphe 3). Le calcul thermique fait appel à des paramètres thermiques des matériaux (tels que la conductivité, la chaleur spécifique etc.) qui n'interviennent pas dans un dimensionnement à froid. Pour le calcul mécanique, on utilise les propriétés mécaniques « classiques » (résistance en compression caractéristique, déformation associée etc.) permettant de tracer la courbe contrainte-déformation des matériaux.

Toutes ces propriétés thermo-mécaniques varient en fonction de la température. L'Eurocode 2 partie 1-2 fournit les évolutions à prendre en compte. La figure 2 donne par exemple le diagramme contrainte-déformation d'un béton à plusieurs températures.

2.3. Les effets indirects du feu

En plus de l'échauffement entraînant une baisse de la résistance et de la rigidité des matériaux comme le montre la figure 2, le feu a des actions indirectes sur la structure dues aux dilatations thermiques. Dans le cas où la structure subit une augmentation de température uniforme, la dilatation causée est elle aussi uniforme (cas des poutres en aciers). Le béton étant un très bon isolant thermique, l'exposition thermique d'un élément en béton produit un gradient thermique et donc des dilatations non uniformes au sein d'une même section faisant apparaître des contraintes internes. A ces contraintes internes s'ajoutent les effets hyperstatiques qui dépendent des conditions aux limites de la structure.

Dans les structures isostatiques, le seul effet de l'incendie est d'affaiblir les sections. Le moment sollicitant est en effet inchangé car les déformations thermiques se produi-

sent librement. Par contre, le moment résistant diminue en raison de l'affaiblissement des propriétés mécaniques de l'acier et du béton avec la température (Fig. 3). Le dimensionnement consiste dans ce cas à assurer un enrobage suffisant de l'acier, ou à en augmenter les sections pour que l'affaiblissement reste acceptable.

Dans les structures hyperstatiques, l'allongement de la fibre chauffée et la courbure qui en résulte sont fortement contrariés. Cela se traduit par un important moment sollicitant ayant pour effet de tendre la face non exposée (Fig. 3). Dans ces sections, le moment résistant est faiblement modifié car les aciers tendus ne sont pas chauffés. Cependant, s'ils sont dimensionnés uniquement à froid, ils ne pourront pas reprendre l'importante augmentation du moment sollicitant à chaud. Le dimensionnement consiste donc à évaluer l'effet des dilatations thermiques empêchées défavorables à la structure et à dimensionner les aciers en conséquence.

2.4. La prise en compte de l'écaillage du béton dans les calculs

L'écaillage est susceptible d'affecter les bétons soumis à une élévation thermique forte et rapide. Sa manifestation et son amplitude dépendent d'un certains nombres de paramètres (Cf. paragraphe 5.2). L'Instruction Technique impose de prendre en compte ce phénomène pour les bétons ordinaires sous courbe HCM et pour les BHP sous courbe CN et HCM. Ce phénomène se traduit par une diminution de la section de béton et de l'enrobage des aciers (côté face exposée), voire à une mise à nue de ces derniers et dans tous les cas à leur échauffement plus rapide. L'écaillage est un phénomène évolutif qui peut apparaître dès les premières minutes de l'incendie. Il est déterminé sur la base de résultats expérimentaux.

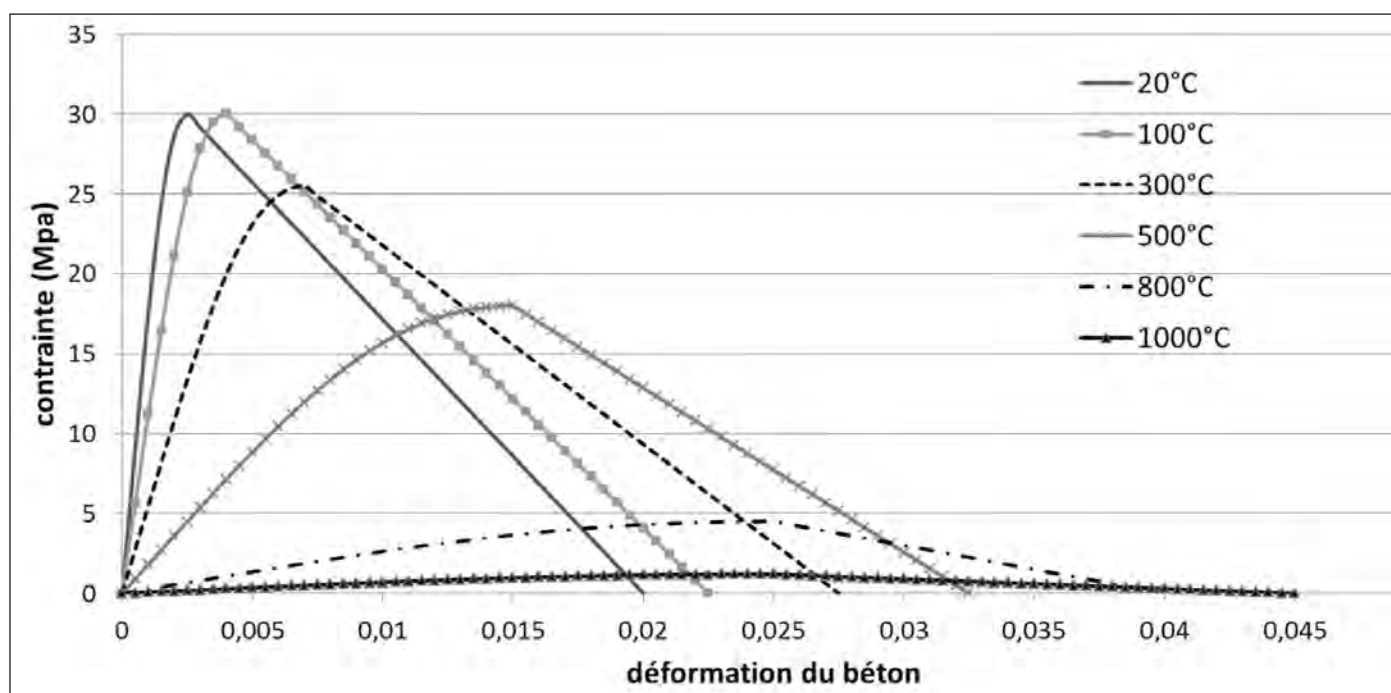


Figure 2 : Diagramme contrainte-déformation du béton ($f_{ck} = 30\text{MPa}$) à hautes température d'après [2].

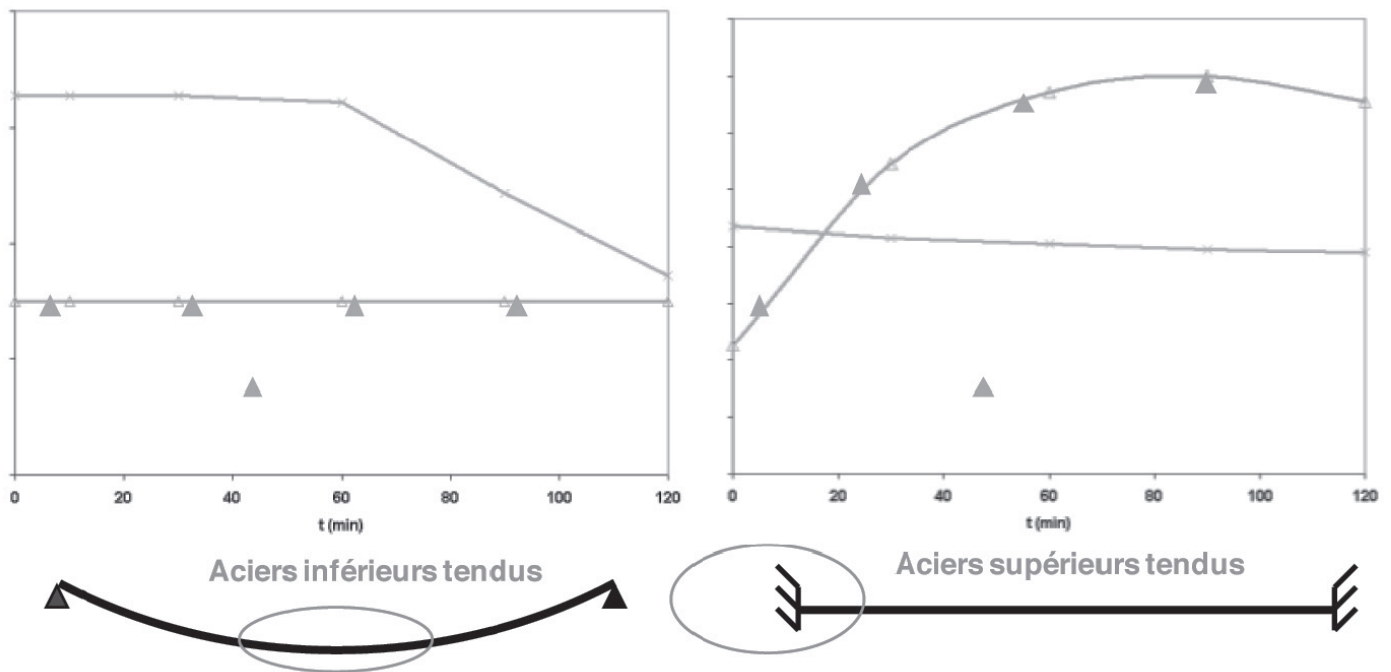


Figure 3 : Evolution des moments dans une structure isostatique (à gauche) et hyperstatique (à droite).

Dans la pratique, la prise en compte de l'écaillage dans le dimensionnement des structures se traduit par la suppression d'une épaisseur de béton dès le début de l'incendie. Cette épaisseur correspond à la valeur d'écaillage mesurée en fin d'essai. Bien que sécuritaire, cette démarche est la seule actuellement acceptable en l'absence de modèle de prévision de l'écaillage, satisfaisant et validé. L'écaillage se produisant généralement en début d'incendie, pendant la phase d'élévation rapide de la température, l'approche reste globalement assez réaliste.

3. MÉTHODOLOGIE DE CALCUL ET OUTILS DISPONIBLES

3.1. Étape 0 : définition des scénarios de feu en tunnel

La sollicitation thermique appliquée dépend du niveau de résistance au feu exigé. L'Instruction Technique fournit pour chaque niveau de résistance le type d'incendie (CN et/ou HCM) et la durée d'incendie (de 60 à 240 min) à prendre en compte.

Deux scénarios d'incendie doivent être envisagés : un incendie généralisé et un incendie localisé. Ces deux scénarios représentent les deux cas les plus défavorables d'incendie en tunnel. L'incendie généralisé est le cas le plus défavorable en pratique pour les sections situées au niveau des encastrement. Dans le cas d'un incendie localisé, les contraintes hyperstatiques créées par l'échauffement sont négligées. Le seul effet de l'incendie est alors l'affaiblissement de la résistance de la structure, ce qui est le cas le plus défavorable en pratique pour les sections situées à mi-tra-

vée. L'incendie réel se situe à mi-chemin entre ces deux incendies extrêmes aux conséquences opposées.

Une fois la sollicitation thermique définie, le dimensionnement se décompose en trois étapes décrites ci-après.

3.2. Étape 1 : Calcul thermique

La première étape consiste en un calcul thermique prenant en compte les trois types d'échanges thermiques (conduction, convection et rayonnement). Ce calcul permet d'évaluer le champ de température au sein de la structure. La résolution du problème thermique peut se faire à l'aide d'un logiciel aux éléments finis. Dans le cas des tunnels creusés et tranchées couvertes, cette étude se ramène à un calcul à une dimension. Le calcul se fait alors par différences finies en résolvant l'équation de Fourier à l'aide d'un logiciel de programmation ou d'un tableur. Il existe également des abaques fournis par l'Eurocode 2 partie 1-2 pour les sections rectangulaires et circulaires sous feu CN [2].

3.3. Étape 2 : Calcul mécanique

La deuxième étape est le calcul des efforts dans la structure avec prise en compte des efforts induits par les sollicitations thermiques. La résolution de ce problème mécanique peut se faire de façon simplifiée ou de manière plus réaliste avec des modèles avancés.

L'Eurocode 2 partie 1-2 classe les méthodes de calculs en 3 catégories : les valeurs tabulées, les calculs simplifiés et les calculs avancés. Alors que l'Eurocode 2 présente en détails les valeurs tabulées et plusieurs méthodes simplifiées, aucune méthode avancée n'est décrite. Les méthodes proposées permettent de calculer la résistance au feu d'un

élément structurel « à la main ». Elles sont adéquates pour des éléments de structure considérés comme isolés et pour des structures pour lesquelles le seul effet de l'incendie est d'affaiblir les sections. Dans le cas des tunnels, ces méthodes ne peuvent donc être appliquées que pour déterminer les efforts résistants d'une structure, et dans le cas d'un incendie localisé, pour le dimensionnement d'éléments secondaires comme des dalles de ventilation.

Afin de prendre correctement en compte les effets hyperstatiques dus aux dilatations thermiques empêchées de la structure qui génèrent des efforts supplémentaires, le guide du comportement au feu des tunnels routiers du CETU introduit trois degrés d'analyse de complexité croissante : G1, G2 et G3 [3]. Au stade du dimensionnement, on peut choisir le degré d'analyse G1, qui correspond à une analyse linéaire de la structure, ou G2, qui permet de prendre en compte la plastification des sections les plus sollicitées par l'intermédiaire de rotules plastiques. Avec le degré d'analyse G1, toutes les sections sont dimensionnées afin que le moment résistant ne soit jamais dépassé. Le degré d'analyse G2 permet un dimensionnement optimisé. On peut y recourir si les sections d'acier obtenues avec le degré d'analyse G1 ne sont pas réalistes.

Le degré d'analyse le plus avancé G3, consiste à prendre en compte l'ensemble des effets non linéaires : non linéarité du profil de température, non linéarité de la loi de comportement des matériaux, non linéarité géométrique et non linéarités liées au changement des conditions d'appuis.

3.4. Étape 3 : Vérification de la stabilité

Pour finir, la dernière étape du dimensionnement est la vérification des sections en prenant en compte la variation des caractéristiques mécaniques des matériaux avec la température conformément à l'Eurocode 2 partie 1-2. Pour une analyse de degré G2 et G3, la plastification des sections est autorisée. Ainsi, il est également nécessaire de vérifier le nombre et la capacité de rotation des rotules plastiques, et les déformations limites.

Contrairement au calcul à froid, les rigidités et les efforts de la structure varient avec la température et donc dans le temps. Il se peut que l'instant où la structure est la plus sollicitée ne corresponde pas à la durée maximale de l'incendie. Il est donc en général nécessaire de vérifier la structure à plusieurs instants au cours de l'incendie, d'où une démarche menée « pas à pas » en calculant la stabilité de la structure sous incendie toutes les 15 ou 30 minutes par exemple.

3.5. Les logiciels numériques

Pour une analyse G1 ou G2, la structure est modélisée par un logiciel de calcul linéaire de structures à barres. Les caractéristiques des barres doivent être adaptées aux rigidités chauffées des sections. Les déformations thermiques sont ensuite imposées à la structure pour obtenir les diagrammes des efforts. Pour les logiciels qui ne permettent pas de travailler en déformations imposées, il est possible

d'introduire dans le modèle un gradient thermique équivalent fictif et une température équivalente fictive. Ces méthodes sont présentées dans le guide du comportement au feu des tunnels routiers [3].

Une méthode de calcul G3 est décrite dans les compléments au guide du comportement au feu des tunnels routiers du CETU [4] en utilisant des outils répandus tels qu'un logiciel de calcul « linéaire » ayant un langage de pseudo-programmation. Une programmation de cette méthode dans le logiciel St1 développé au sein du réseau scientifique et technique du MEDDE est en cours [5]. Ce travail est réalisé par le CETU, la DIOA² et le SETRA³.

Les différents degrés d'analyse peuvent être mis en œuvre par les bureaux d'études à travers l'utilisation de logiciels largement diffusés et habituellement utilisés pour les calculs à froid. Des calculs préliminaires, voire une programmation, sont néanmoins nécessaires. Le recours à d'autres méthodes plus répandues est également possible en utilisant des logiciels de calcul aux éléments finis. Deux catégories de logiciels peuvent être distinguées : les logiciels généralistes et les logiciels spécialisés. Les programmes généralistes sont les logiciels qui ne sont pas dédiés au calcul au feu des structures et qui peuvent être utilisés dans d'autres domaines que celui du génie civil. Ces logiciels ont l'avantage d'être très documentés. Ils sont également largement utilisés et validés. Ils demandent néanmoins une certaine expérience et un savoir-faire pour pouvoir être utilisés dans le domaine du dimensionnement à chaud. A l'opposé, des logiciels spécialisés sont développés avec l'objectif de modéliser les structures sous incendie. Majoritairement développés et utilisés au sein de centres de recherche, ils deviennent aujourd'hui de plus en plus accessibles aux bureaux d'études spécialisés dans l'ingénierie de la sécurité incendie. Ils peuvent également servir d'outils de référence pour la validation des autres logiciels sur la base de cas types.

4. LA TENUE AU FEU DES STRUCTURES DE TUNNELS

Dans le cas des ouvrages neufs comme dans celui des ouvrages existants, l'une des questions essentielles réside dans la prise en compte du risque d'écaillage du béton. Comme déjà mentionné dans le paragraphe 2.4, l'Instruction Technique impose de prendre en compte ce phénomène pour les bétons ordinaires sous courbe HCM et pour les BHP sous courbe CN et HCM. Si l'écaillage doit être pris en compte, il doit être déterminé expérimentalement et introduit dès le début des calculs à chaud.

La méthode de calcul à chaud des structures de tunnel décrite au paragraphe 3 peut être mise en œuvre pour le dimensionnement des structures neuves ou pour la vérification des structures existantes. Bien que la marge de manœuvre soit plus grande pour les structures neuves (possibilité d'augmenter l'enrobage, de renforcer les aciers, et

2. Département d'Ingénierie d'Ouvrages d'Art de la Direction Régionale et Interdépartementale de l'Équipement et de l'Aménagement d'Ile de France (DRIEA-IF).

3. Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements.

dans une moindre mesure d'augmenter les sections de béton), les calculs peuvent parfois conduire à la nécessité de protéger la structure des effets de l'incendie (limitation des gradients thermiques et prévention du risque d'écaillage). Dans le cas des structures neuves, il est également possible de mettre au point un béton d'écaillage nul, ou tout du moins limité.

Une analyse technico-économique peut parfois se révéler pertinente afin de faire un choix entre les différentes options. Cette analyse doit également intégrer les contraintes de réalisation, d'exploitation (y compris pendant les travaux), de maintenance et d'inspection, ainsi que les contraintes liées au gabarit.

4.1. Le cas des ouvrages existants

Dans le cas des ouvrages existants, il s'agit d'une démarche de vérification des structures. Une fois les niveaux de résistance au feu définis conformément aux objectifs de l'Instruction Technique, il s'agit de collecter les informations disponibles sur l'ouvrage : nature des bétons, classes de résistance, plans de ferraillage, enrobage des aciers, chargements, etc. Des calculs doivent alors être menés sur la base de ces données et des exigences qui définissent la nature et la durée des sollicitations thermiques à considérer. Ces calculs de vérification sont conduits conformément à la méthodologie décrite dans le paragraphe 3, sachant que, pour les ouvrages existants, la rotation maximale admissible pour les rotules plastiques est de 25mrd [4].

S'il est nécessaire de prendre en compte un éventuel risque d'écaillage des bétons, ce dernier doit être évalué et quantifié expérimentalement. Plusieurs cas de figure peuvent se présenter :

- Une évaluation est possible sur des éléments de béton prélevés dans l'ouvrage et de dimensions suffisantes pour concevoir un essai représentatif de la structure (chargement compris). Ces essais doivent être réalisés par un laboratoire agréé.
- Une évaluation in-situ est possible à travers l'utilisation de fours « mobiles »⁴ qui permettent de tester directement la structure sur une ou quelques zones localisées jugées représentatives pour évaluer l'écaillage.

Comme déjà mentionné au paragraphe 2.4, la prise en compte de l'écaillage se traduit de manière sécuritaire dans les calculs par la suppression d'une épaisseur de béton dès le début de l'incendie. Cette épaisseur correspond à la valeur d'écaillage mesurée en fin d'essai.

Avec ou sans écaillage, les calculs peuvent conduire à l'absence de tenue au feu de la structure. Dans ce cas, il est nécessaire de mettre en place des protections passives rapportées. Elles permettent de limiter l'échauffement du béton et des aciers, de limiter les gradients thermiques et également de s'affranchir du risque d'écaillage. Un second calcul de vérification avec la protection est néanmoins nécessaire. Ce calcul est conduit en appliquant à la surface protégée du béton, la température mesurée lors de l'essai de validation de la protection, ou bien la température maxi-

male atteinte lors de ce même essai. En effet, des températures acceptables vis-à-vis de la résistance des matériaux peuvent néanmoins produire des dilatations thermiques et des efforts que ne peut reprendre la structure dans certains cas. L'épaisseur de la protection doit donc être déterminée en ce sens.

Dans certains cas, il arrive que l'écaillage ne puisse être évalué (prélèvement d'éléments de béton impossible), ou bien que les données sur le béton, l'enrobage des aciers ne soient pas disponibles ou que des investigations ne puissent être conduites ou ne donnent pas de résultats satisfaisants. Dans ces cas, il est nécessaire de protéger la structure par défaut. Lorsque les données nécessaires sont manquantes, rendant impossible la réalisation du calcul de la structure, la température de la face protégée est en général limitée de manière drastique de manière à limiter toutes pertes de propriétés des matériaux et tout gradient thermique.

4.2. Le cas des ouvrages neufs

Dans le cas des ouvrages neufs, il s'agit d'une démarche complète de dimensionnement des structures. Les niveaux de résistance au feu sont définis en accord avec l'Instruction Technique. Dans un premier temps, la structure est dimensionnée à froid. Puis, la question de la nécessité de prendre en compte ou non l'écaillage des bétons est traitée de la même façon que pour les ouvrages existants. S'il est nécessaire de prendre en compte le risque d'écaillage (BHP ou courbe HCM), on peut choisir de mettre au point un béton n'écaillant pas (ou peu) afin de limiter le dimensionnement de la structure. Cette solution présente également des avantages en termes de durabilité et d'entretien. On se ramène alors au cas où il n'est pas nécessaire de prendre en compte le risque d'écaillage.

Une fois la question de l'écaillage traitée, on procède à un dimensionnement à chaud selon la méthodologie présentée au paragraphe 3, sur la base du dimensionnement à froid. À noter que dans le cas des structures neuves, la rotation maximale admissible pour les rotules plastiques est fixée en accord avec la figure 5.6N de l'Eurocode 2 partie 1-1. Si le dimensionnement à froid ne permet pas de reprendre les efforts à chaud, il est possible de modifier les aciers, leur enrobage, voire l'épaisseur des sections de manière à ce que la stabilité des structures soit vérifiée.

Le surdimensionnement des structures pour assurer leur stabilité à chaud peut impacter de manière significative le coût de l'ouvrage. Il est également possible que le dimensionnement obtenu pose des problèmes de conception ou de réalisation (densité des aciers trop importante, épaisseur des sections trop grande, etc.). Il peut alors se révéler plus opportun de mettre en place des protections passives sur la base du dimensionnement à froid. Comme pour le cas des ouvrages existants, un second calcul avec la protection est alors généralement nécessaire.

On peut aussi choisir de protéger la structure par défaut pour ne pas avoir à supporter le délai et le surcout éventuel générés par la mise au point d'un béton n'écaillant pas ou

4. De tels dispositifs d'essais ont été développés par des laboratoires agréés et sont actuellement en cours de validation.

pour limiter l'impact d'un incendie sur le temps nécessaire pour rouvrir l'ouvrage à la circulation. C'est pourquoi, une analyse technique et économique peut se révéler très utile pour choisir entre protéger par défaut et mettre au point un béton ne présentant pas d'écaillage.

5. LA PRÉVENTION DU RISQUE D'ÉCAILLAGE DES BÉTONS

Dans les incendies courants, en raison de leur faible porosité, ce sont les BHP qui sont le plus sensibles au risque d'écaillage. Dans le cas des tunnels, les sollicitations thermiques en milieu confiné sont particulièrement sévères, ce qui entraîne un fort risque d'écaillage des BHP mais également des bétons ordinaires.

Il n'existe à l'heure actuelle aucune loi théorique permettant de déterminer l'écaillage et son évolution au cours du temps. Des modèles thermo-hydro-mécaniques sont développés pour modéliser l'écaillage du béton mais ces derniers sont très complexes et nécessitent encore des développements et des études de validation. Ils ne permettent pas aujourd'hui de prédire correctement l'écaillage. L'évaluation de l'écaillage ne peut donc se faire que par le recours à l'expérimentation.

5.1. Les protections passives rapportées

Les différents systèmes de protection passive sont constitués soit de plaques rapportées ou placées en fond de coffrage, soit de mortiers projetés ou coulés en place (Fig. 4). Les plaques à base de liants hydrauliques et autres constituants sont mises en place suivant un plan de calepinage précis. Elles sont fixées soit directement dans le support à protéger (cas le plus général) soit sur des ossatures en acier.



Mise en place de plaques



Mise en place de matériaux projetés

Figure 4 : Les différents types de protections passives.

Des mortiers à base de constituants de même type peuvent être également projetés ou coulés en place selon la partie de l'ouvrage à protéger. Dans tous les cas, l'épaisseur mise en place doit être adaptée afin de répondre aux objectifs du cahier des charges, généralement formulés en termes de température maximale admissible du béton derrière la protection ou de température critique des aciers à ne pas dépasser. Indépendamment de la nature du produit utilisé, c'est l'ensemble du système de protection qui importe : épaisseur de la protection, nature du support, mode de fixation et de mise en œuvre, etc. C'est ainsi que les systèmes de protection passive doivent justifier de leur résistance au feu par un rapport de classement associé au marquage CE (dans le cas d'une sollicitation CN) ou par un procès-verbal d'essai rédigé par un laboratoire agréé sur la base d'un ou plusieurs rapports d'essai. Pour un chantier donné, lorsque des écarts existent entre les conditions d'essais du système de protection et celle de la mise en œuvre prévue, il peut être nécessaire de demander un avis de laboratoire à l'un des laboratoires agréés. Cet avis n'est valable que pour le chantier en question [6].

5.2. La formulation de bétons résistant au feu

Les phénomènes à l'origine de l'écaillage peuvent être de deux ordres : une dilatation empêchée en face exposée du fait de forts gradients thermiques et/ou une augmentation de la pression dans les pores due à la vaporisation de l'eau, à sa migration vers la face non chauffée et à la formation d'un bouchon hydrique lors du refroidissement [7,8] (Fig. 5). L'écaillage dépend à la fois des caractéristiques du béton (formulation, teneur en eau, granulats, ajouts, additions, adjuvant, etc.) et de l'élément structurel (géométrie, chargement, etc.). Les interactions entre les différents paramètres

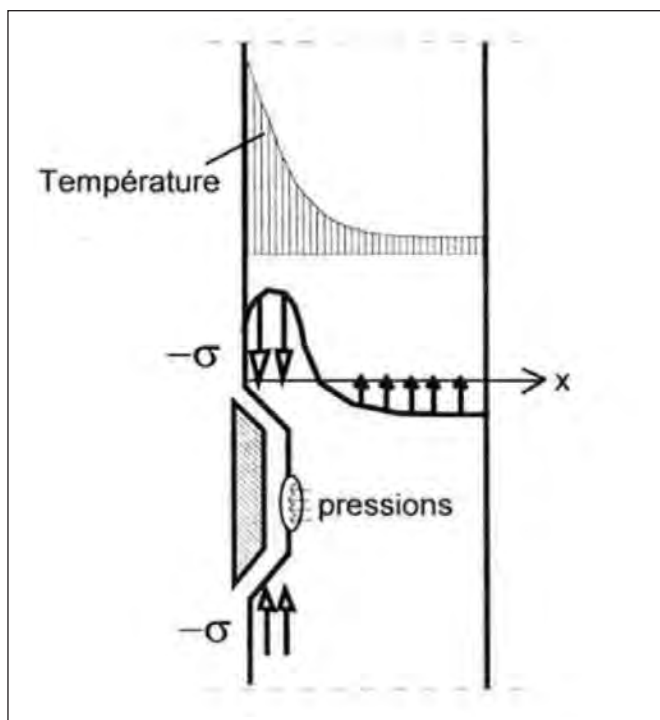


Figure 5 : Effet combiné de la pression dans les pores et des contraintes thermiques dans le mécanisme d'écaillage [8]

de formulation sont encore mal connues. Néanmoins, la piste qui consiste à ajouter des micro-fibres de polypropylène (PP) dans le béton pour limiter voire supprimer le risque d'écaillage, apparaît aujourd'hui comme la plus efficace. C'est ainsi que l'Eurocode 2 partie 1.2 et son annexe nationale recommandent d'ajouter 2 kg de microfibres PP mono-filaments, de diamètre inférieur à $50\mu\text{m}$ et de longueur comprise entre 1 et $4 D_{\text{max}}$ ⁵, dans la formulation d'un BHP pour que ce dernier ne présente pas d'écaillage sous sollicitation CN. Dans le cas d'une sollicitation de type HCM, il est possible de s'inspirer de ces préceptes pour formuler le béton, mais des essais sont nécessaires pour vérifier l'absence effective d'écaillage. Dans la pratique, en tunnel, la longueur maximale des fibres utilisées est généralement de l'ordre de 20mm, soit environ D_{max} .

L'action des fibres PP est expliquée par une mauvaise adhérence entre la pâte de ciment et les fibres, par la fonte de ces dernières vers 165°C et leur pyrolyse entre 350 et 450°C . Les espaces ainsi libérés permettent de limiter les effets dus à l'augmentation de pression de vapeur dans les pores même pour de faibles élévations thermiques. Dans une moindre mesure, l'action des agents entraîneurs d'air sur le comportement à l'écaillage du béton a également été mise en évidence [7,8].

Les compléments au guide du comportement au feu des tunnels routiers présentent la démarche à suivre pour mettre au point un béton n'écaillant pas (ou peu) [4]. Une première étape consiste à rechercher un béton répondant aux spécifications habituelles du cahier des charges (rhéologie, résistance mécanique, durabilité, etc.). Pour intégrer le critère d'écaillage nul, on peut faire varier un certain nombre de paramètres, dans les limites des possibilités d'approvisionnement du chantier. On peut étudier différents dosages en

fibres de polypropylène ou en entraîneur d'air ou encore différents diamètres et longueurs de fibres. Une fois les différentes formules testées simultanément lors d'un essai au feu sur des dalles, la plus performante sera retenue. Des éléments témoins représentatifs de la structure et de son chargement seront alors préparés et de nouveaux essais (dits de convenance) seront réalisés. Ces essais permettront d'évaluer une éventuelle valeur non nulle de l'écaillage dans une configuration représentative de structure. Si les études sont conduites par le MOA en amont des travaux, la formule de béton pourra être imposée au marché (Béton à composition prescrite : BCP). Si l'étude est réalisée par l'entreprise, il faudra s'assurer qu'elle dispose d'un temps suffisant pour la mener à bien (Béton à propriétés spécifiées : BPS).

6. CONCLUSIONS

La prise en compte du risque incendie en tunnel, la spécificité de ce type d'ouvrage et l'importance des enjeux sociaux et économiques ont rendu nécessaire la formalisation des calculs de tenue au feu des structures sous incendie. Si une adaptation du dimensionnement est possible pour les structures neuves, dans le cas des ouvrages existants, il est bien souvent nécessaire de mettre en place des protections passives. Par ailleurs, les sollicitations thermiques particulièrement violentes en tunnel amènent bien souvent à considérer un risque d'écaillage des bétons. Dans le cas des ouvrages neufs, il est possible de mettre au point un béton n'écaillant pas, ou peu, et donc de s'affranchir de ce risque. Une analyse technico-économique peut permettre de choisir entre les différentes options.

7. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Instruction technique relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers (conception et exploitation), annexée à la Circulaire Interministérielle n° 2000-63 du 25 août 2000 remplacée depuis par la circulaire n°2006-20 relative à la sécurité des tunnels routiers d'une longueur supérieure à 300 mètres.
- [2] Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, partie 1-2 : règles générales – Calcul du comportement au feu, NF EN 1992-1-2, octobre 2005.
- [3] Guide du comportement au feu des tunnels routiers. CETU, mars 2005.
- [4] Compléments au guide du comportement au feu des tunnels routiers. CETU, mars 2011.
- [5] www.setra.equipement.gouv.fr/html/logicielsOA/ST1/st1.html
- [6] Systèmes de protection passive contre l'incendie – Justification des performances pour les structures de tunnels routiers. CETU, à paraître au 1^{er} trimestre 2013.
- [7] G. A. Khoury and B. Willoughby. Polypropylene fibres in heated concrete. Part 1: Molecular structure and materials behavior. Magazine of Concrete Research, 2008, 60, n°2, p. 125-136.
- [8] G. A. Khoury and B. Willoughby. Polypropylene fibres in heated concrete. Part 2: Pressure relief and modeling criteria. Magazine of Concrete Research, 2008, 60, n°3, p. 189-204.

5. Diamètre maximal des granulats.

LES OUVRAGES DE PROTECTION CONTRE LES OURAGANS À LA NOUVELLE ORLÉANS

Ir. P.T.M. DIRCKE*, Ing. R.H. DOLFSMA**

* Université des Sciences Appliquées de Rotterdam

**ARCADIS

INTRODUCTION

Pour remédier à la dévastation causée par l'ouragan Katrina, le « US Army Corps of Engineers » (USACE) avait un besoin urgent de concevoir et de construire un dispositif de protection (Hurricane Damage Risk Reduction System - HSDRRS) pour la Nouvelle-Orléans. L'objectif était de protéger la ville contre les risques de niveau centennal. ARCADIS a fait partie des entreprises auxquelles le « Corps » a fait appel pour cet énorme effort. Avant Katrina

ARCADIS avait déjà un contrat cadre de plusieurs années avec le « Corps » pour des services d'ingénierie, à partir de ses bureaux de la Nouvelle Orléans et de Baton Rouge. Après Katrina, ARCADIS a intensifié ses efforts et détaché des ingénieurs hollandais auprès de leurs collègues américains pour leur apporter leur expertise unique pour la lutte contre les inondations. Néerlandais et américains ont travaillé conjointement pour la conception et le suivi de la construction de digues, murs de protection, stations de pompage et barrières anti-tempêtes.



Après Katrina



La nouvelle Orléans après Katrina

ÉTAT DES LIEUX

En 2005, peu de temps après Katrina, ARCADIS a commencé l'inspection des dégâts sur les bâtiments et les infrastructures pour le « Corps ». Le premier bâtiment inspecté fut le bureau du district lui-même, suivi par un grand nombre de structures de protection, de stations de pompage et d'une centaine de kilomètres de digues et de murs de protection.

ÉTUDES PRÉLIMINAIRES DES BARRIÈRES ANTI-TEMPÊTES ET DE SOLUTIONS ALTERNATIVES

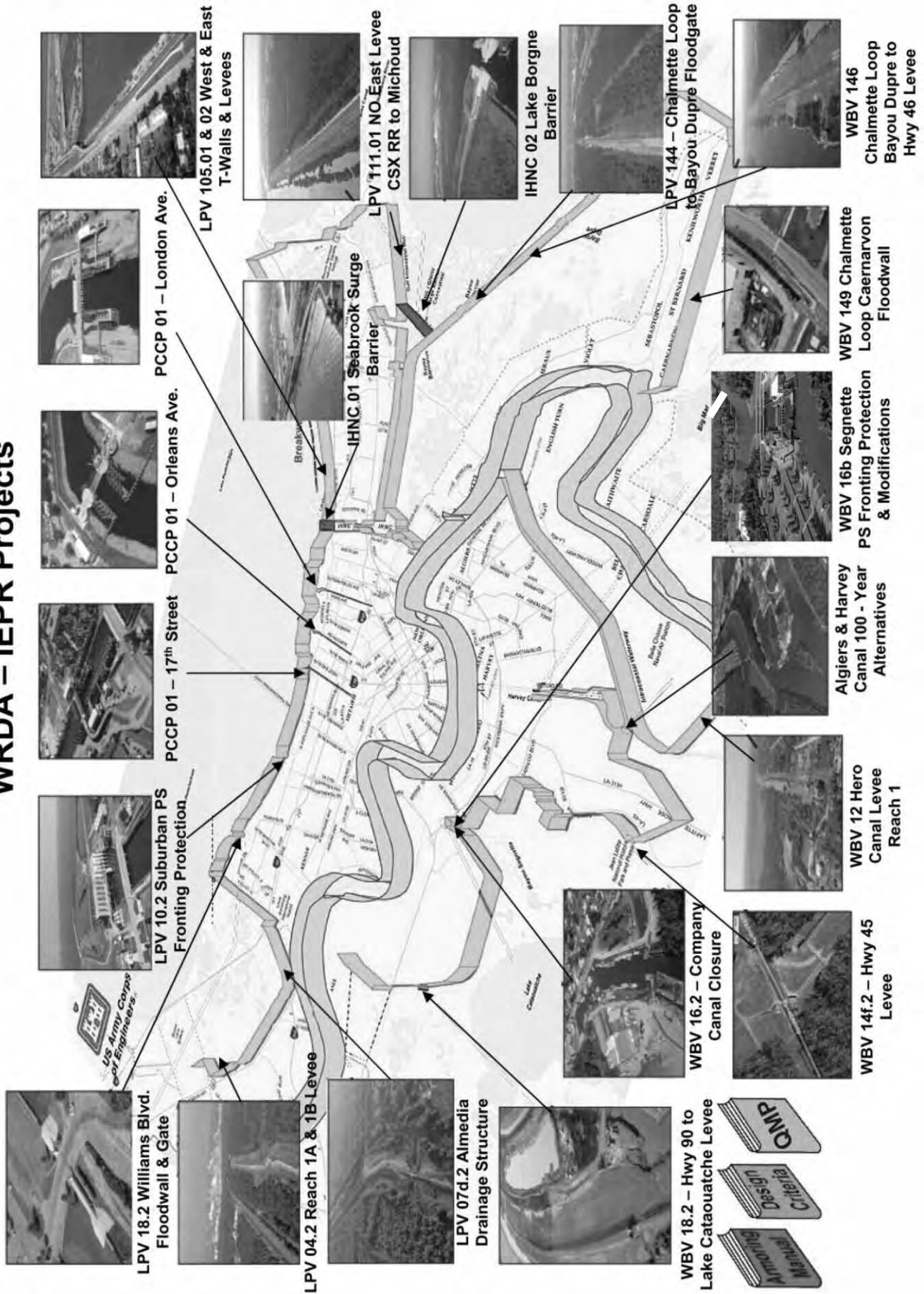
En Avril 2006 ARCADIS a engagé l'étude préliminaire des deux principales barrières navigables dans le « Inner Harbor Navigation Canal » (IHNC). Cette première étude a été réalisée afin de valider le concept et de préparer les études et la construction de ces structures exceptionnelles. Ces deux barrières, qui devaient permettre de fermer le canal de navigation intérieure en cas de menace, sont comparables à la célèbre barrière Maeslant de Rotterdam.

L'étude a porté sur le type de barrière, l'emplacement, les impacts environnementaux, les spécifications techniques initiales et les coûts prévisionnels, ainsi que sur un certain nombre d'alternatives.

200 MILLIONS DE DOLLARS DE CONTRAT IDIQ (EN RÉGIE) POUR L'INGÉNIERIE DE LA PROTECTION DE LA NOUVELLE-ORLÉANS CONTRE LES INONDATIONS

En Janvier 2007, le District de la Nouvelle-Orléans et l'Office de Protection Contre les Ouragans du « Corps » ont confié à ARCADIS et son partenaire Bioengineering un contrat « Indefinite Delivery Indefinite Quantity » (IDIQ) pour l'assistance à la conception, le conseil multidisciplinaire et la supervision de la construction. Le contrat de cinq ans a été évalué initialement à 150 millions de dollars. Le projet comprend l'évaluation, la conception et la

WRDA – IEPR Projects



Shéma d'ensemble des ouvrages de protection



Barrière anti-tempête du canal de navigation du port intérieur

supervision de la construction de digues et de murs, de structures spéciales de protection des communautés voisines de canal de navigation intérieure, de grandes installations de pompage, ainsi que des études prospectives pour l'amélioration du niveau de protection contre les inondations pour la Nouvelle-Orléans et le sud de la Louisiane. En Octobre 2007, le groupement ARCADIS a remporté un deuxième contrat majeur, d'une valeur de 50 millions de dollars.

TRAVAUX DE RÉDUCTION DU FLOT DANS LE CANAL DE NAVIGATION INTÉRIEUR DU PORT

En Avril 2008, le contrat de conception-construction de la barrière anti-tempête près du confluent du « Gulf Intracoastal Water Way » (GIWW) et du « Mississippi River Gulf Outlet » (MRGO) a été décerné à Shaw Environmental & Infrastructure pour plus de 695 millions de dollars, le plus grand contrat de conception-construction dans l'histoire du « Corps ». Ce travail était nécessaire pour assurer avant 2012 une protection contre les inondations centennales et réduire le risque d'inondations au cours de la saison des ouragans. ARCADIS a préparé ce contrat et participé au processus de conception et de contrôle, dans l'équipe de construction, en collaboration avec le « Corps » et l'entrepreneur.

En Décembre 2008, les travaux de construction ont officiellement démarré avec les premiers pieux d'essais dans les sols mous à l'est de la confluence.

La mission comprenait la fourniture des informations aux entreprises, le développement de critères de sélection, les demandes de propositions aux entreprises pré-sélectionnées, l'identification des solutions potentielles aux problèmes rencontrés, l'analyse des risques sur les variantes et sur les méthodes de passation des marchés, et l'examen des offres afin de sélectionner l'entreprise adjudicataire.

En dépit d'un cadre particulièrement complexe, le travail a abouti à la sélection d'une entreprise environ 14 mois après l'ordre de mission.

Dans la continuité de cette mission le district a confié à ARCADIS le management du programme de construction des ouvrages et le contrôle des travaux dans la zone du Canal de Navigation Intérieure du Port (IHNC). Pour cette tâche, ARCADIS a fourni des services et des ressources, y compris pour la gestion des contrats et pour la supervision de la construction (contrats Federal Acquisition Regulation / Defense Federal Acquisition Regulation, conception-construction, travaux en régie, « fast track »), pour les contrôles de projets, la gestion des modifications, et toutes les tâches associées à la gestion des contrats.

Compte tenu des délais extrêmement serrés et de la complexité des projets, la procédure de conception-construction a été préférée à la procédure classique de conception-soumission-construction.

SEABROOK

Lors de l'ouragan Katrina, des brèches se sont ouvertes à plusieurs endroits le long de la digue existante et des murs



« Seabrook Complex »

aux abords du Lac Pontchartrain et du Canal de Navigation du Port Intérieur (IHNC), contribuant à l'inondation de la Nouvelle-Orléans et des paroisses voisines. Après Katrina, ARCADIS a été engagée pour fournir des services d'ingénierie pour la planification, la conception et le suivi de la construction d'une barrière de protection contre les inondations à Seabrook, qui serait l'élément clé du système de protection contre les ouragans.

Dans un premier temps une étude préliminaire a permis de proposer deux emplacements et deux types de portes. Sur cette base le Corps a retenu l'emplacement Sud avec une porte-secteur. Cette solution a alors été développée au niveau avant-projet.

L'étude de projet concerne principalement les ouvrages suivant : Une porte de 29 mètres d'ouverture dans le secteur navigable, deux portes levantes de 15 mètres d'ouverture non-navigables, des murs et des digues assurant la continuité avec les ouvrages adjacents, nouveaux ou existant, des ponts d'accès en acier avec rampes d'accès en béton, un bâtiment en béton pour les générateurs et un batardeau.

L'équipe a également fourni des services de supervision et de suivi de la phase de construction.

Ce projet, terminé en juillet 2012 (avec une protection provisoire contre les inondations pendant la saison des ouragans de 2011), a nécessité un haut niveau d'expertise technique et de connaissance des grandes structures de protection contre les ouragans. Les projets de cette ampleur et

de cette complexité requièrent habituellement plusieurs années. Les équipes dédiées à ces tâches ont été en mesure de réaliser l'étude initiale en quelques semaines et la conception complète du projet en un an et demi. Grâce à une gestion serrée des travaux, l'équipe a été en mesure de respecter les budgets et les délais prévus.

LE COMPLEXE DE FERMETURE OUEST DU GULF INTRACOASTAL WATER WAY

ARCADIS et ses associés ont été retenus par le « Corps of Engineers » pour assurer la gestion de l'équipe de conception de la station de pompage du complexe de fermeture Ouest du GIWW. L'équipe a développé plusieurs variantes, et a évalué des solutions innovantes et des options de contractualisation, en travaillant avec plusieurs districts du Corps pour la coordination de la conception des principales composantes du projet. Finalement, l'équipe a travaillé en collaboration avec l'entreprise et le « Corps of Engineers » sur les méthodes et la planification de la construction, dans le cadre d'une implication en amont de l'entreprise (« early contractor involvement building approach »).

Le complexe de fermeture à l'Ouest (WCC) ferme complètement le GIWW, immédiatement au sud de la confluence des canaux d'Alger et Harvey sur les paroisses



Le complexe de fermeture Ouest et la station de pompage

de Jefferson et Plaquemines en Louisiane. La station de pompage est intégrée à ce système, qui se compose d'une porte-secteur navigable de 68 mètres d'ouverture, d'une combinaison de digues sur la rive est et de murs sur la rive ouest, et d'autres structures de contrôle et de liaison. L'agencement de ces éléments permet de respecter le gabarit du chenal de navigation, tout en apportant la réduction attendue des risques d'inondation. La station de pompage, clef de voûte de cet ensemble, se compose de 11 pompes massives, entraînées chacune par un moteur diesel de 5400 chevaux. Cette station frappe par ses dimensions et peut être comparée à 11 locomotives diesel alignées côte-à-côte, prêtes pour le sprint.

L'échelle de ces pompes était d'une ampleur telle qu'elles ont nécessité une conception spécifique, prenant en compte les contraintes de fabrication. Chaque ensemble de pompe pèse plus de 70 tonnes et a des tolérances d'appuis extrêmement strictes. La conception des structures d'aspirations et de décharge, y compris la baie amont et le canal de fuite, était critique. Le calendrier n'a pas permis de construire un modèle physique afin d'optimiser l'efficacité et de maintenir la turbulence au minimum. L'équipe a accéléré la conception en utilisant des modèles numériques de dynamique des fluides afin de valider et d'optimiser le comportement hydrodynamique de la station. La modélisation numérique a permis de prédire avec précision les flux produits par l'installation et a permis l'optimisation de la conception à travers la vérification de scénarios. Les der-

niers ajustements ont été effectués au cours de la construction, sur la base du modèle physique réalisé au « Corps Engineering Research and Development Center » (ERDC) à Vicksburg, MS. La station de pompage devant fonctionner dans des conditions extrêmes sans défaillance, elle comprend de nombreux éléments redondants et des sécurités en cas de défaillance, ce qui a nécessité un niveau élevé d'innovation pour maintenir la fiabilité sans encourir des coûts excessifs. La structure de la station de pompage, qui couvre la surface de deux terrains de football (américain) de long, a été conçue pour résister à des vents de tempête de catégorie 5, avec les débris volant associés. Les mêmes critères ont été appliqués aux installations auxiliaires, telles que le pont d'accès et les systèmes d'amenée du carburant. Le « West Closure Complex » est censément la plus grande station de pompage de drainage intérieur du Monde. Les grilles nécessaires pour arrêter les gros débris flottants, même les troncs d'arbres, sont les plus importantes jamais utilisées par le « Corps of Engineers ».

Les fondations de cette station dans un sol de qualité médiocre ont été en elles-mêmes un défi. Le radier de la station de pompage se trouve à environ 8 m sous le niveau du terrain naturel. Cela a amené à prendre en compte le risque de soulèvement de la fondation en raison de zones de pression artésienne sous le radier, ce qui a conduit à l'installation d'un système de drainage. La structure est fondée sur environ 1.100 pieux tubulaires métalliques de 24 et 30 pouces de diamètre. Ces pieux ont été foncés sous

la station à une profondeur d'environ 40 m, et sous les ouvrages adjacents à environ 29 mètres. Leur capacité a été confirmée par des essais statiques en phase de conception et des essais dynamiques pendant la construction. Le radier de 2,4 mètres d'épaisseur a été réalisé en béton. Le contrôle de la qualité sur place a permis des bétonnages allant jusqu'à 3900 m³, une première pour le « Corps of Engineers ».

L'approche consistant à impliquer l'entreprise en amont, nouvelle pour le « Corps of Engineers » pour un projet de génie civil, a permis de réduire les risques de conception, d'anticiper les commandes de matériaux et d'équipements, d'améliorer la constructibilité, d'accroître la sécurité et, surtout, de réduire les délais de construction.

La taille de l'installation de pompage, un calendrier très serré, le maintien de la navigation en cours de construction, la protection des composants en phase de montage, tous ces éléments se sont ajoutés à la complexité intrinsèque du projet.

En outre, de nombreux composants auxiliaires de la station de pompage ont dû travailler dans un mode synchronisé pour maintenir la fiabilité de fonctionnement. Il s'agit notamment du système d'amorçage, des systèmes de refroidissement des moteurs, du système d'air comprimé, du système de carburant diesel, de l'approvisionnement en eau, des ponts roulants, du système d'instrumentation et de contrôle, de la salle de sécurité et de contrôle, de la protection contre les incendies, des équipements électriques et de distribution d'énergie, des générateurs de secours, des installations d'élimination des déchets, et d'autres encore. Tous ces systèmes devaient fonctionner dans des conditions extrêmes et pour être absolument fiables.

Achevé dans les délais, le « West Closure Complex » est une composante essentielle du système de réduction des

risques d'ouragan de la Nouvelle-Orléans, et fournira une protection supplémentaire contre les tempêtes de la zone Ouest de la Nouvelle-Orléans, une région fortement industrialisée. Cette région abrite près de 250.000 habitants, ainsi que des entreprises, dont certaines sont critiques pour la défense nationale. Le projet permet d'utiliser en continu la « Gulf Intracoastal Water Way », sauf lors de tempêtes extrêmes, lorsque la porte navigable est fermée.

CONCLUSION

Depuis Katrina, ARCADIS a été impliqué dans de nombreuses actions du « Corps of Engineers » et de l'État pour protéger le « Greater New Orleans » pour l'avenir. En Juin 2011, le « Corps » avait atteint son objectif d'une réduction significative du risque pour la Nouvelle-Orléans avant le début de la saison des ouragans. Lorsque l'ouragan Isaac a frappé, à l'été 2012, la Nouvelle-Orléans était prête. Bien qu'Isaac ait provoqué d'importantes inondations dans le delta du Mississippi et des dommages liés aux vents et à la pluie dans la ville de la Nouvelle-Orléans, le système de réduction des risques d'ouragan a empêché les inondations de pénétrer dans la ville et assuré la protection des citoyens, de leurs propriétés et de leurs entreprises. Avec l'augmentation des inquiétudes quant à l'impact du changement climatique, et l'accroissement des populations dans des deltas urbanisée et les zones côtières partout dans le Monde, des défis comparables à ceux de la Nouvelle-Orléans vont se présenter à d'autres villes-deltas, comme l'ouragan Sandy l'a montré récemment à New York et le long de la côte du New Jersey. Pour faire face à ces défis, une expérience globale et partagée de la gestion de l'eau sera nécessaire.



Phase de construction du tablier en Poutre Préco [8], [6]

SOLUTION INNOVANTE POUR PONTS DE PETITES ET MOYENNES PORTÉES : POUTRE PRÉCO AVEC CONNEXION PAR DÉCOUPE

Riccardo ZANON*, **Jacques BERTHELLEMY****, **Pierre-Olivier MARTIN*****, **Günter SEIDL******

* ArcelorMittal Long Carbon Europe – Technical Advisory Department

** SÉTRA – Division des Grands Ouvrages et de l'Innovation

*** CTICM – Direction de la Recherche et de la Valorisation

**** SSF Ingenieure – Department for Research & Development

Riccardo.Zanon@arcelormittal.com

Jacques.Berthelley@developpement-durable.gouv.fr

pomartin@cticm.com

gseidl@ssf-ing.de

1. INTRODUCTION

1.1. Contexte actuel pour les ponts de petites et moyennes portées

En considérant la répartition des typologies de ponts réalisés entre 1998 et 2005 en France [L. Davaine, 6] (cf. Figure 1), on s'aperçoit immédiatement qu'il existe une forte corrélation entre la portée principale et le type struc-

turel. Pour les ouvrages dont la portée principale ne dépasse pas 20 m (qu'on pourrait définir comme ouvrages à petites portées), les solutions en béton (armé ou précontraint) constituent l'essentiel des constructions, avec une part de marché supérieure à 80%. Dans ce domaine, les seuls ouvrages mixtes réalisés en nombre significatif sont les ponts à poutrelles enrobées, que leurs avantages techniques (élancement maximal, ouvrages courbes) rendent souvent compétitifs. Mais au-delà de 40 m de portée principale, la situation est complètement renversée et les ossatures mixtes acier béton s'imposent dans la plupart des cas.

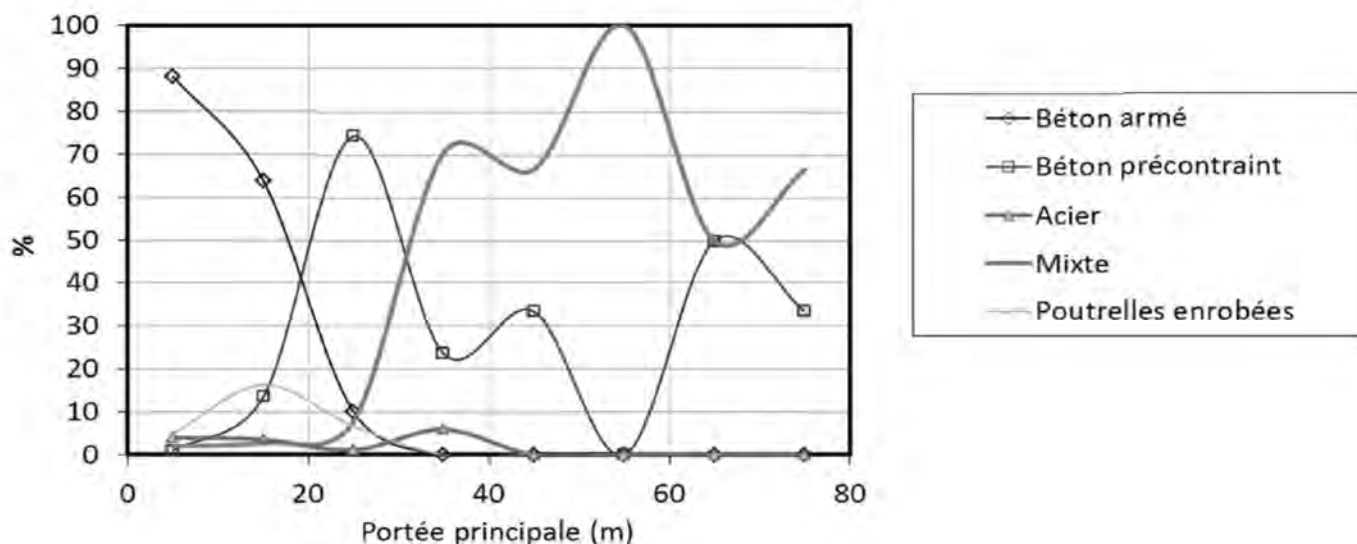


Figure 1 : Répartition du marché des ouvrages d'arts construits entre 1998 et 2005 [L. Davaine, 6]

Le domaine entre 20 m et 40 m, pour ainsi dire à moyenne portée, constitue donc une zone de transition. Il s'agit en fait d'une part très représentative des réalisations, car on y trouve la quasi-totalité des ouvrages de franchissement de voies (route ou rail), ainsi que certains viaducs avec hauteur limitée de piles (donc souvent dans un contexte urbain ou péri-urbain). À 25 m, le béton précontraint représente 70% du marché, à 30 m le béton précontraint et l'ossature mixte se divisent le marché, tandis qu'à 35m cette dernière s'approprie 70% des parts.

Dans cette zone intermédiaire, il semble donc que les deux solutions en compétition sont adaptées mais pas nécessairement optimales. Par exemple, les poutres préfabriquées en béton précontraint par adhérence (PRAD) commencent à perdre leur intérêt quand la portée s'accroît, car l'influence du poids propre devient prépondérante (environ 30% du total à 30 m) ce qui réduit d'autant la charge utile : un grand nombre d'éléments faiblement espacés devient en effet nécessaire. Quant aux ponts mixtes classiques de type bi-poutres, solution très courante pour les grandes portées, leur compétitivité est souvent réduite pour les franchissements avec une exigence sur la hauteur de l'ouvrage (faible tirant d'air) ou quand la portée reste inférieure à trois ou quatre fois la largeur du tablier.

C'est pourquoi a été développée une solution innovante, la poutre Préco, permettant d'optimiser d'un point de vue technique et économique la conception des ouvrages d'art dans ce domaine de portées [7].

1.2. Projets de recherche européens et nationaux

Plusieurs projets de recherche ont été lancés ces dix dernières années pour la mise au point du concept de poutre Préco. Il faut citer en premier lieu les projets RFCS, car Precobeam a posé les bases du concept, et Preco+ en a organisé la dissémination dans plusieurs pays [1], [10],

[11], [6]. En France, on rappelle le Projet national MIKTI, dont le chapitre 1.3 est dédié aux « Poutres avec âme encastrée dans la dalle » [2]. En Allemagne, plusieurs projets FOSTA ont mis au point certains aspects complémentaires (FOSTA P804 ; FOSTA P 941). Enfin, en Autriche et en Pologne, plusieurs thèses de doctorat [3], [4], [5], [9], [13] furent consacrées à ce sujet. A l'heure actuelle, le concept de poutre Préco a récemment acquis en Allemagne une « Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung », ce qui équivaut à un statut normatif et qui sera peut-être étendu à moyen terme à tous les pays de l'Union Européenne [3].

Il est important de rappeler la contribution des autres partenaires des différents projets au développement de cette technologie, avec par ordre alphabétique *Acciona Infrastructures SA, Forschungsverein Stahlanwendung e.V., Ramböhl Schweden AB, RWTH Aachen - Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau, Technische Universität Breslau - Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität München - Lehrstuhl für Metallbau, Universität der Bundeswehr München - Lehrstuhl für Stahlbau, Universität Lüttich - Argenco.*

2. LE CONCEPT

2.1. Développement du concept

Une poutre Préco peut être constituée d'une semelle supérieure préfabriquée en béton armé et d'une semelle inférieure en acier à haute limite d'élasticité, et la connexion des deux matériaux se fait par exemple dans l'âme. Cette poutre est PRÉ-fabriquée et sert de CO-ffrage pour un hourdis supérieur de solidarisation. [7]

Pour les petits ponts, la section acier en T en partie inférieure est obtenue par oxycoupage au milieu de l'âme d'un profilé laminé. La semelle est dimensionnée pour reprendre le couple de forces dû au moment fléchissant, tandis que l'âme est conçue pour reprendre l'effort tran-

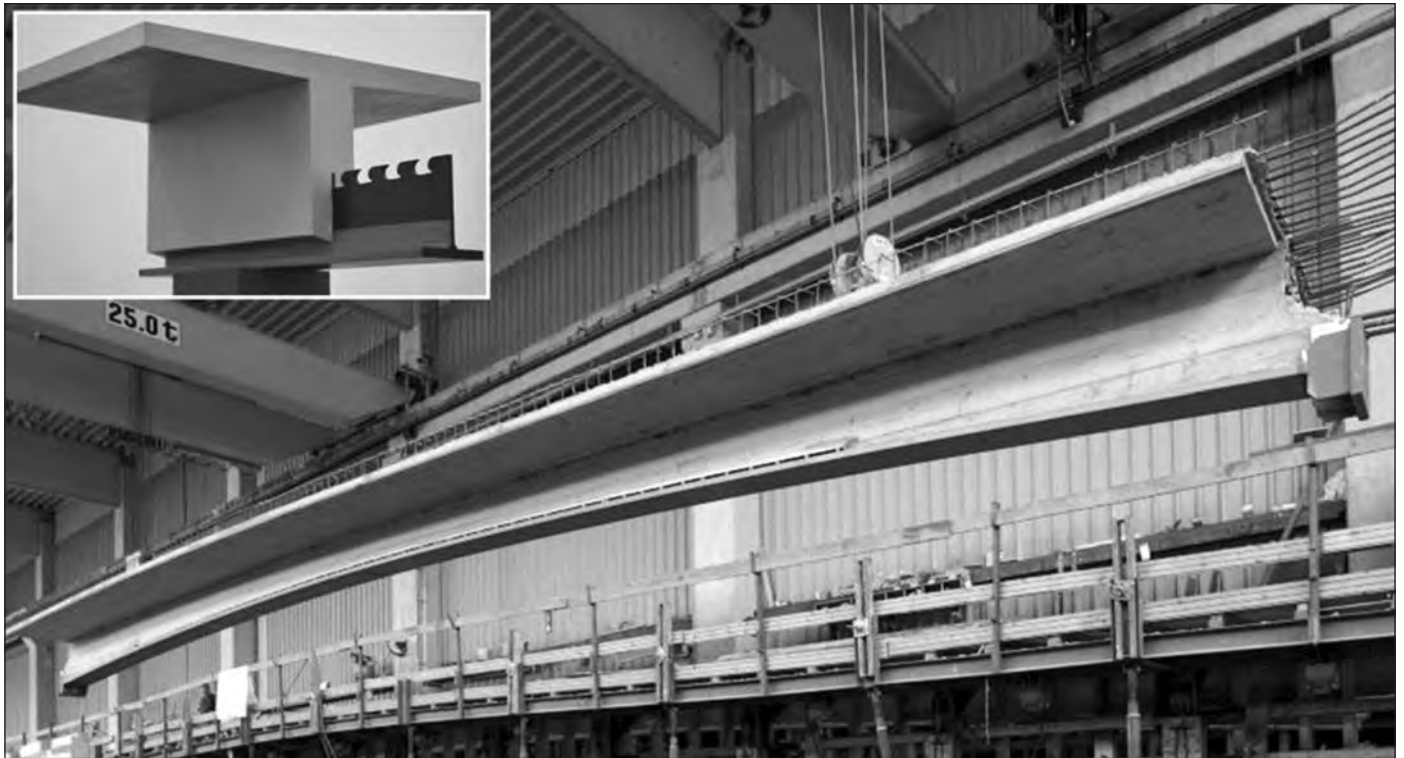


Figure 2 : Poutre Préco préfabriquée en atelier pour le pont de Kuchl (Autriche)

chant et assurer la liaison avec la membrure supérieure. Cette dernière, préfabriquée en béton, est conçue pour reprendre la compression en phase provisoire. En fonction principalement des contraintes de transport et des disponibilités de grues, les éléments Préco servent de coffrage, ou bien sont associés à des coffrages traditionnels. La liaison entre l'acier et le béton se fait par un moyen simple et innovant : la forme de la découpe.

2.2. Optimisation de la forme : Découpe CL

La première idée de poutre Préco prévoyait une découpe longitudinale rectiligne du profilé en deux T et l'ajout de connecteurs horizontaux pour assurer la liaison mécanique. Mais bientôt une autre idée, plus simple et plus ingénieuse, s'est affirmée : en découpant les profilés avec une forme spéciale, on peut assurer directement la connexion mécanique, sans recours aux connecteurs additionnels [1], [7].

Différentes formes ont alors été proposées et étudiées, analytiquement et expérimentalement : la découpe

Nageoire (Marc Hever, Arcelor), la découpe Puzzle (Günter Seidl, SSF Ingenieure) et la découpe Clothoïdale (Jacques Berthelémy, Séttra). Les deux premières donnent de meilleurs résultats du point de vue de la résistance statique du connecteur et ont donc été utilisées dans les premiers ouvrages d'art en Allemagne et en Autriche (entre autres, les ponts montrés dans le chapitre suivant).

La troisième forme clothoïdale a été développée par le SÉTRA afin d'améliorer la résistance à la fatigue de la découpe. Des expériences précédentes dans plusieurs ponts autoroutiers des années 70 (avec des tôles sinusoïdales soudées sur la semelle supérieure des poutres, puis enrobées dans la dalle, faisant office de connecteurs par frottement via une précontrainte transversale) ont montré la très bonne tenue dans le temps de ce type de découpe [6]. La première forme clothoïdale à avoir été testée est la forme c) de la figure 3. Avec une forme clothoïdale de la base du connecteur, la résistance à la fatigue a pu être optimisée et après une adaptation de la découpe puzzle en partie supérieure de la forme, pour améliorer la phase de fabrication, la forme clothoïdale modifiée a été mise au point. Elle représente actuellement le meilleur compromis et est utilisée dans les projets en cours de réalisation [10], [11].

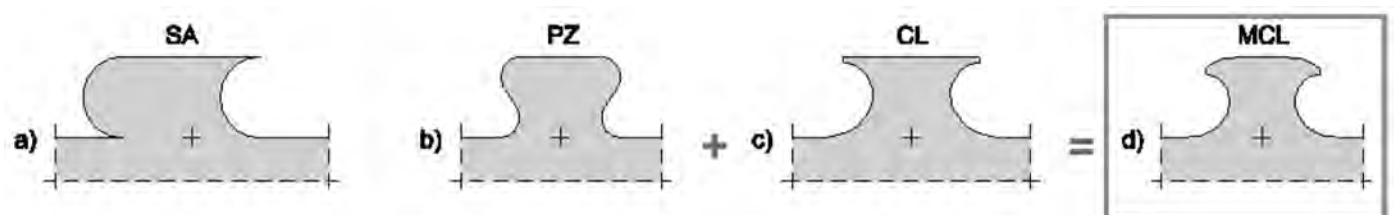


Figure 3 : Types de découpe proposés: a) nageoire b) puzzle c) Clothoïdale d) Clothoïdale modifiée

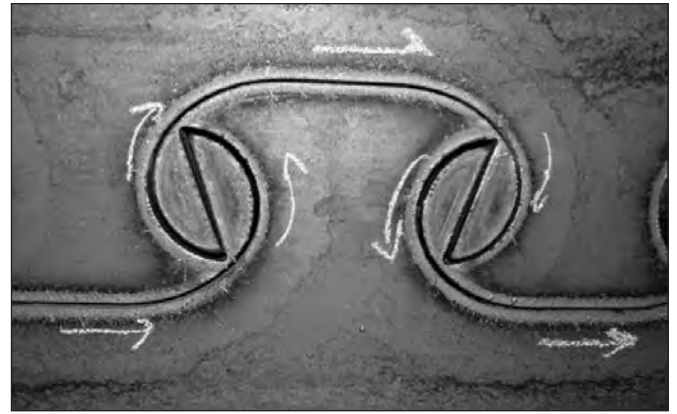
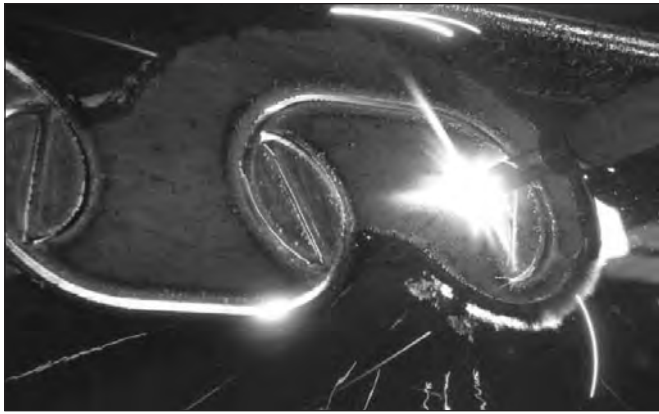


Figure 4 : Fabrication de la découpe CL par oxycoupage d'un profilé

2.3. Vérification de la connexion acier-béton

Sur la base d'une importante campagne expérimentale (65 essais push-out et 27 essais sur poutre), la formulation complexe de la résistance de ce nouveau moyen de connexion a été établie. De la même manière que pour les goudons type Nelson classiques, la ruine peut avoir lieu soit dans la partie métallique soit dans le béton. La vérification doit se faire à l'état limite ultime sur la base de la résistance ultime des connecteurs, à l'état limite de service sur la base de la limitation de taux d'utilisation pour éviter l'endommagement cyclique, et à l'état limite de fatigue sur la base de la limitation des variations maximales des contraintes pour éviter la formation de fissures de fatigue dans la partie métallique.

Par manque de place dans cet article, les formules de vérifications pour la découpe CL sont simplement résumées dans le tableau suivant. Pour la justification de ces formules, sur la base en particulier de la campagne expérimentale, ainsi que pour une explication plus approfondie des phénomènes physiques, les lecteurs intéressés sont invités à se référer à la bibliographie indiquée, qui est disponible librement [6], [11].

Il faut aussi mentionner que dans le cadre d'un projet de recherche financé par la commission européenne, un outil de pré-dimensionnement pour les poutres de type Préco avec découpe CL a été développé. En effet, dans le logiciel

Acobri pour l'étude de ponts mixtes à base de profilés laminés du commerce (logiciel existant depuis une dizaine d'années et disponible librement sur le web, voir [6]), les vérifications propres à cette technologie ont été implémentées. Cet outil permet donc à tout utilisateur de réaliser des études assez poussées pour la phase d'avant projet (en particulier faisabilité et quantités estimées) sans se lancer dans le dimensionnement détaillé de la structure.

3. EXEMPLES DE RÉALISATION

3.1. Passages supérieurs sur ligne ferroviaire

Sur la voie ferrée ÖBB Salzburg-Wörgl, la construction de deux passages supérieurs s'imposait dans le cadre de la suppression des passages à niveau. Pour le premier, à proximité de Vigaun, il s'agit d'un pont cadre avec 3 travées de portées identiques (26,15m), avec une liaison monolithique entre le tablier, les piles et les culées [8].

Ce pont de faible largeur est classé en Autriche dans une catégorie de pont agricole supportant un faible trafic, équivalente à la troisième classe du fascicule 61 titre II français. Mais il s'agit là d'une infrastructure très courante correspondant à une part de marché où l'on ne fait pas à l'heure actuelle appel à des structures mixtes acier-béton.

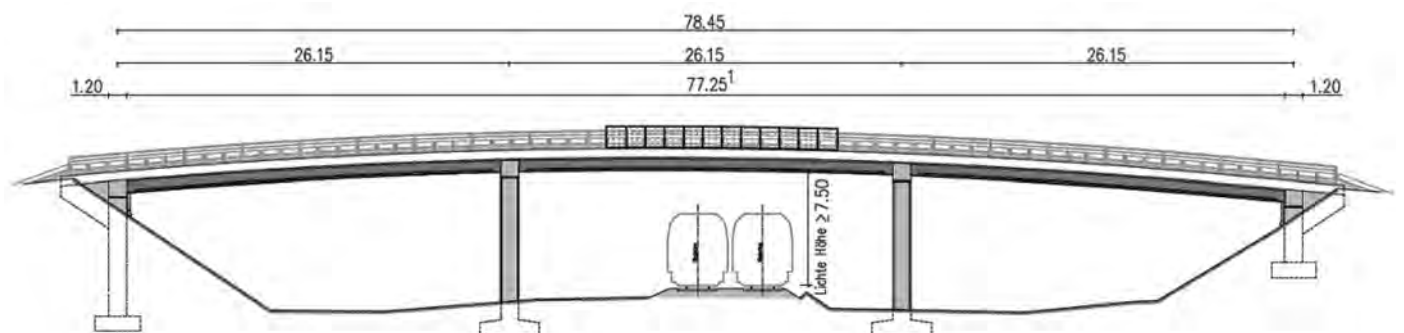
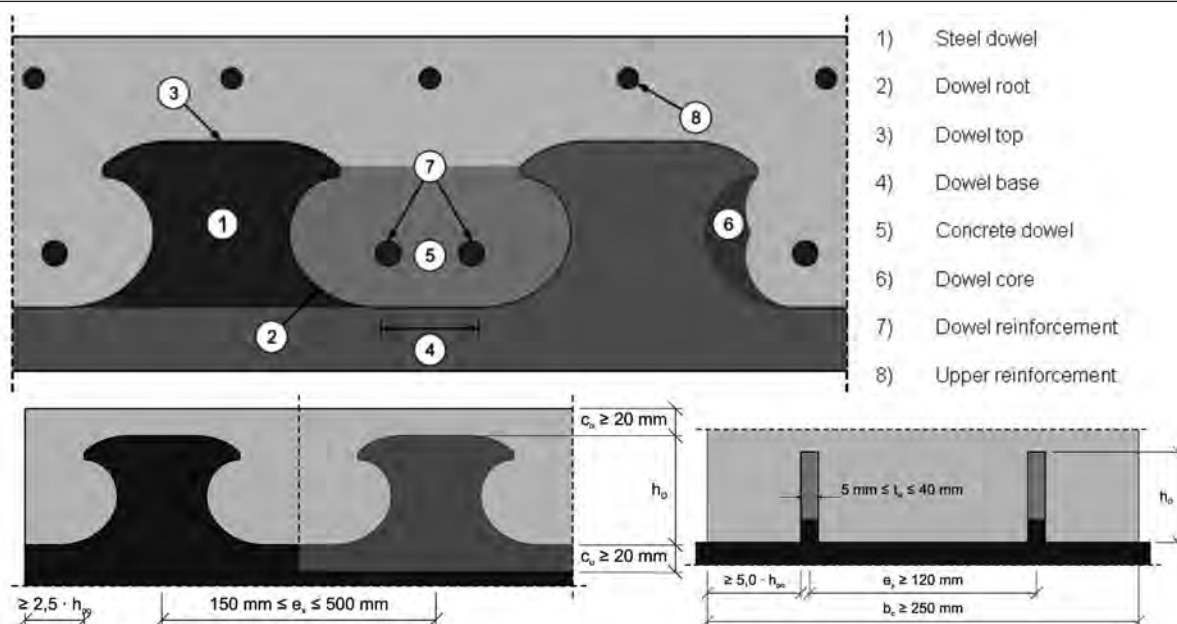


Figure 5 : Pont de Vigaun – vue longitudinale et coupe transversale [8]

Notations :



Vérification à l'état limite ultime :

Résistance au cisaillement du béton compris entre les dents de la découpe

$$P_{sh,k} = \eta_D \cdot e_x^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D)$$

$$\rho_D = \frac{E_s \cdot A_{sq,1}}{E_{cm} \cdot A_D} \quad \eta_{D,CL} = \left(3 - \frac{e_x}{180}\right) \quad \eta_{D,PZ} = \left(2 - \frac{e_x}{400}\right)$$

Résistance à l'éclatement du béton aux alentours de la dent (à ne pas considérer en présence d'une armature minimale de confinement)

$$P_{po,k} = \chi_x \cdot \chi_y \cdot 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_{D,i})$$

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_{sq}}{E_{cm} \cdot A_{D,i}} \quad \chi_x = \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \quad \chi_y = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1\right)$$

Résistance d'une dent en acier

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y$$

Aire minimale d'armature de confinement

$$A_{s,conf} = 0,3 \cdot \frac{P}{f_{sd}}$$

Vérification à l'état limite de service :

Vérification de la contrainte maximale dans la dent de la découpe

$$\sigma_s = k_{f,L} \cdot \frac{V \times S_y}{I_y \times t_w} + k_{f,G} \cdot \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{I_y} \cdot z_D\right) \leq 1,3 f_y$$

$$f_{Global} = 1,5 \quad f_{Local} = 7,95$$

Limitation du taux d'utilisation

$$P_{LD,ser} \leq 0,7 \min(P_{sh,k}; P_{po,k}; P_{co,k})$$

Vérification de la force maximale

$$P_{LD,ser} \leq P_{cyc} = 3,1 \cdot t_w \cdot h_d \cdot f_{ck}$$

Vérification à l'état limite de fatigue :

Vérification de la variation maximale de contrainte dans la dent de la découpe

$$\Delta \sigma = k_{f,L} \cdot \frac{\Delta V \times S_y}{I_y \times t_w} + k_{f,G} \cdot \left(\frac{\Delta N}{A} + \frac{\Delta M}{I_y} \cdot z_D\right) \leq \frac{\Delta \sigma_s}{\gamma_{Mf}}$$

$$f_{Global} = 1,5 \quad f_{Local} = 6,45$$

Catégorie de détail d'après EN1993-1-9 : 2005
Tableau 8.1

$\sigma_s = 125$ pour bord brut après découpe
 $\sigma_s = 140$ pour bord meulé après découpe

Tableau 1 : Vérification de la connexion acier-béton pour une découpe CL [11]

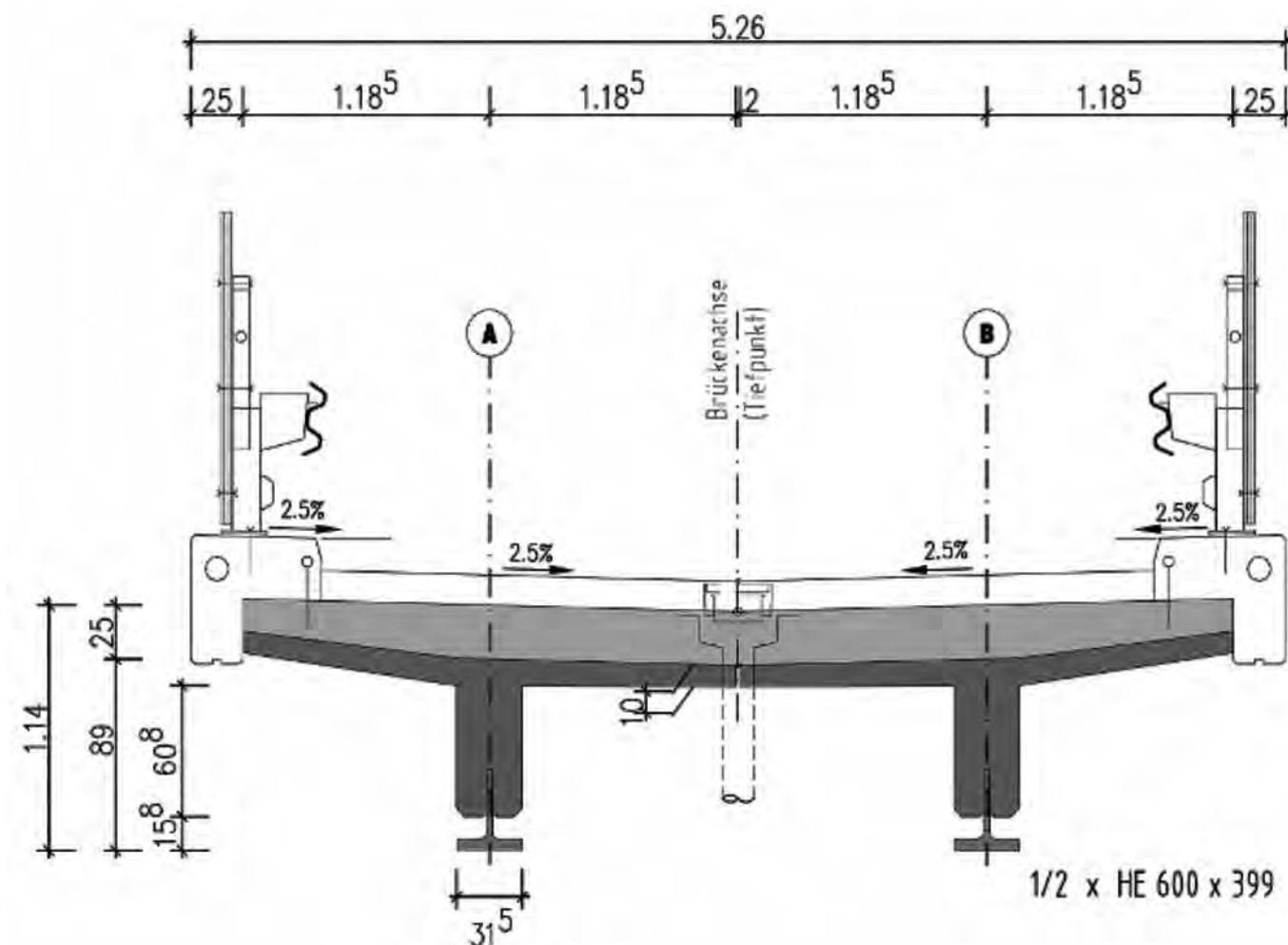
Le tablier est formé à partir de deux poutres principales préfabriquées de type Préco. Ces éléments ont une hauteur de 89 cm (dont environ 10 cm de prédalle), une largeur de semelle inférieure de 31,5 cm et une largeur de dalle supérieure de 2,27 m. Ils sont posés côte-à-côte, de façon à reconstituer la largeur totale du tablier sans recours à un coffrage perdu. Une dalle coulée sur site de 25 cm complète le tablier, pour une hauteur finale de 1,15 m (élancement $h / L = 1 / 23$).

3.2. Phase de construction

Les travaux de terrassement et de fondations ont été exécutés de façon habituelle. En ce qui concerne le tablier, la charpente métallique a été complètement assemblée en

usine, au Luxembourg, avec les phases suivantes : laminage et coupe à longueur, découpe des deux tés, cintrage des membrures, protection à la corrosion. Les poutrelles ont ensuite été envoyées à l'atelier de bétonnage (Ingolstadt, Allemagne) pour créer les poutres mixtes préfabriquées.

Ceci peut se faire dans les installations habituelles prévues pour les poutres en béton précontraint et ne présente pas de difficultés supplémentaires. Les éléments ont enfin pris le chemin de l'Autriche et ont été posés en une nuit seulement, pendant la première coupure de la circulation. Le coulage du tablier et des entretoises s'est fait pendant la deuxième interruption, d'une journée, adoptée à titre de précaution, puisqu'il n'y avait aucun coffrage étayé à terre pour l'imposer.



Maître d'œuvre: ÖBB DL Büro Linz
Bureau d'étude: SSF Ingenieure
Entrepreneur: Angerlehner, Hoch- und Tiefbau GmbH
Charpente: ArcelorMittal Commercial Sections

Béton préfabriqué: Röss Bau GmbH Fertigteilwerk
Essais: Technische Universität Wien
Contrôle: SBVZiviltechniker GmbH



Figure 6 : Phase de construction du tablier en Poutre Préco [8], [6]

3.3. Pourquoi les poutres Préco ?

Pour comprendre l'intérêt que présente l'utilisation de ce nouveau concept, il est instructif de comparer les différentes typologies possibles pour cet ouvrage :

1 – Béton armé : pour la hauteur du tablier donnée, il aurait fallu utiliser environ 100 barres de $\Phi 25\text{mm}$, donc une dalle pleine d'environ 1,15 m de hauteur coulée sur cintre. Compte tenu des contraintes de chantier et du sévère gabarit à respecter, cette option aurait été sûrement problématique pour la partie sur la voie ferrée.

2 – Béton précontraint par post-tension : solution optimisée par rapport au béton armé du point de vue de l'utilisation de matériaux, le comportement des ponts cadre multiples sous l'effet de la tension de tirants, et en particulier sous l'effet de dénivellations parasites des appuis, peuvent rester problématiques. Le problème de la construction du cintre sur la voie ferrée reste le même que la solution précédente.

3 – Béton précontraint par pré-tension – éléments préfabriqués : la configuration initialement prévue recourait à cette solution. Un tablier avec 6 poutres classiques PRAD peut franchir la voie ferrée avec une perturbation réduite de la circulation. Si la constitution d'un ouvrage partiellement hyperstatique (via entretoises béton) est possible, concevoir un tablier monolithique avec les fondations reste néanmoins délicat.

4 – Ossature mixte acier-béton avec entretoises béton : en utilisant une configuration classique de poutres mixtes

avec profilés laminés et entretoises béton, éventuellement encastrée au niveau des culées, on peut réaliser des ouvrages simples, robustes et économiques. La dalle pourrait se faire avec prédalle comme coffrage perdu ou en dalle pleine. Dans le cas en question, deux poutres maîtresses (HEM700) auraient été suffisantes.

5 – Ossature mixte acier-béton avec entretoises acier : un tablier bi-poutre classique avec entretoises acier et dalle préfabriquée toute épaisseur aurait une vitesse de construction, légèreté des éléments préfabriqués et absence de tout coffrage. Les désavantages auraient cependant été : l'abandon du système à cadre, la nécessité d'opérations délicates sur site (soudures), l'entretien plus important (peinture) et le coût potentiellement élevé pour des ouvrages de petit envergure comme celui en question.

La poutre Préco peut être définie comme étant un élément hybride entre la poutre en béton préfabriqué (3) et la poutre mixte (4). Ses avantages sont les suivants :

- **Résistance** équivalente à celle d'une poutre mixte, donc par rapport à la solution PRAD forte réduction de nombre des éléments (dans le cas analysé, de 6 à 2), ce qui induit un avantage dans le **temps de pose des éléments** sur chantier pour un poids des éléments comparables (30 t au lieu de 24 t) ;
- Comme pour les poutres mixtes, la possibilité de réaliser des ouvrages à **inertie variable** est un clair avantage structurel et esthétique par rapport aux poutres PRAD ;
- Possibilité de réaliser des **ouvrages hyperstatiques avec tablier monolithique dans les fondations** de

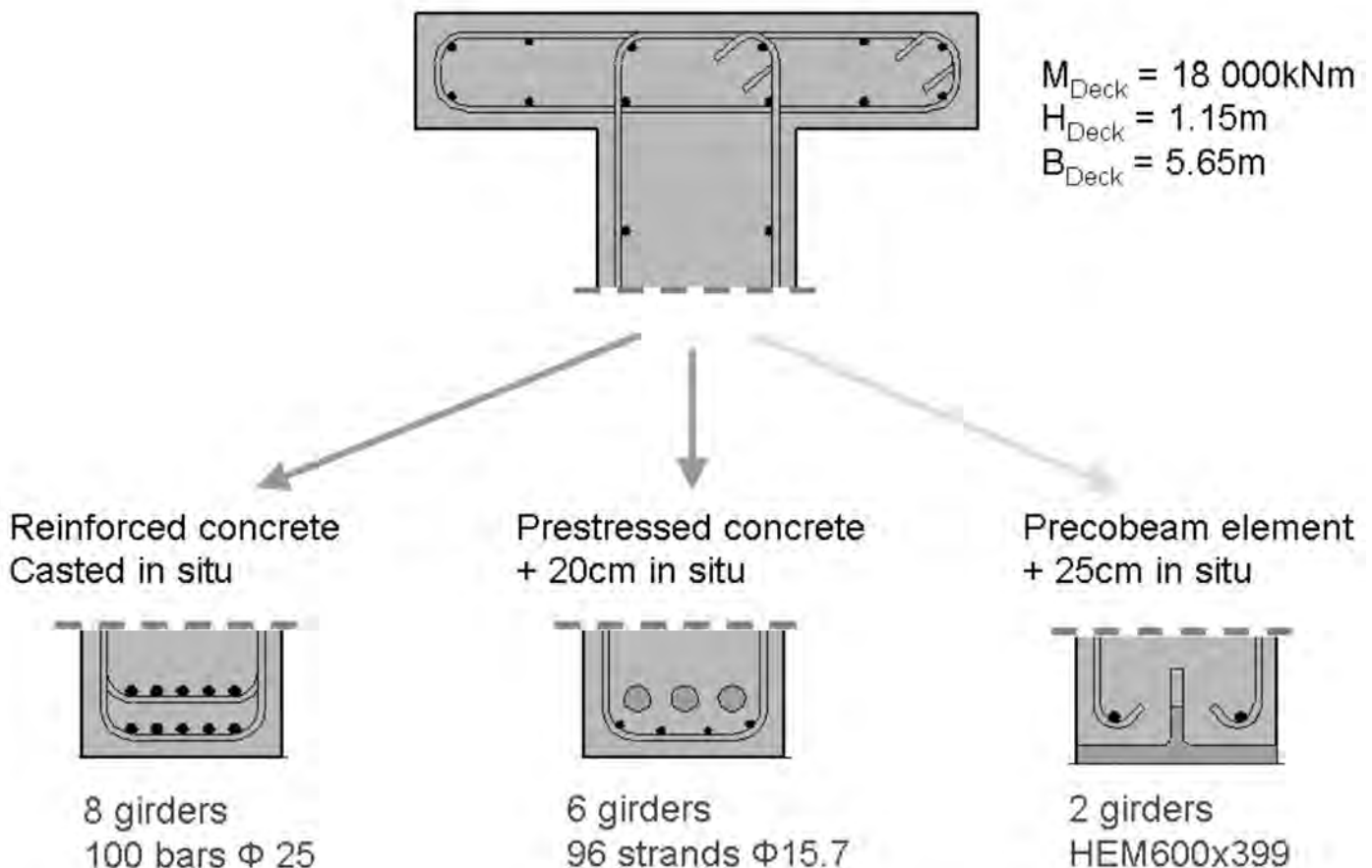


Figure 7 : Trois variantes alternatives théoriquement possibles pour le tablier du pont de Vigaun

façon simple et efficace via l'entretoisement en béton sur pile ;

- **Coûts** comparables à ceux de poutres PRAD préfabriquées ; réduction de coûts par rapport à une poutre mixte classique grâce au parachèvement minimal et la réduction du poids d'acier (de 20 à 30 % environ) ;
- **Entretien réduit** par rapport au pont mixte grâce à la minimisation de la surface exposée ; une utilisation éventuelle d'acier autopatinable ou bien galvanisé à chaud permet même d'exclure les problèmes de peinture. La suppression des appareils d'appui et des joints de chaussée réduit le coût d'entretien par rapport à la solution PRAD.

En conclusion, dans le cas du pont de Vigaun, la solution Préco a été choisie entre autres pour ses *avantages techniques et économiques*, par rapport aux autres solutions évoquées en phase d'étude [8], [6].

3.4. Second franchissement à Kuchl

À quelques kilomètres du passage supérieur de Vigaun décrit précédemment, un second franchissement sur la même voie ferrée a été réalisé à proximité de la ville de Kuchl. Cet ouvrage est très similaire au premier, c'est un pont à cadres ouverts avec quatre travées d'une portée d'environ 20 m chacune. Mais une différence significative réside dans le choix d'utiliser une section à inertie variable : ceci est possible de façon assez simple pour les poutres Préco, en donnant une courbure aux demi-profilés, eux-mêmes utilisés comme base du coffrage de la partie préfabriquée en béton. Dans le cas du passage supérieur de Kuchl, la hauteur du tablier vaut 85 cm à la clef (élancement $L / 23$) et 1,15 m sur la pile (élancement $L / 17$). Ceci

permet d'optimiser la hauteur de construction par rapport au gabarit à dégager, réduit la consommation de matériaux en permettant de s'adapter au diagramme des sollicitations, et donne un aspect esthétique de l'ouvrage sûrement très réussi [6].

4. CONCLUSION

La poutre Préco propose une voie nouvelle pour concevoir un ouvrage de franchissement à faible tirant d'air. Avec déjà une douzaine de réalisations dans plusieurs pays, le concept a montré sa pleine fiabilité dans la transposition du papier au chantier. La durabilité, la robustesse, la compétitivité, unies à grande qualité esthétique en font sûrement une solution de grand intérêt pour l'avenir.

D'autres morphologies sont en effet possibles qui permettent de supporter des trafics importants en justifiant l'ouvrage vis-à-vis de la fatigue. Dans la conception adoptée pour le projet de Chamonix, les profilés laminés cintrés – ce cintrage est facile – sont groupés par deux pour constituer des caissons fermés par une membrure supérieure. La découpe de connexion est placée en toute section soit dans la zone comprimée (à la clef ou aux naissances) soit à proximité de l'axe neutre de la poutre mixte en zone intermédiaire. Cette position de la découpe améliore la robustesse de la poutre préco.

Les caissons sans recoins ni pièces transversales permettent aussi le plus souvent de recourir à des aciers autopatinables et résistent aux chocs de corps flottants. La forme esthétique de l'intrados répond aux exigences hydrauliques. Enfin la robustesse vis-à-vis des crues et le risque de voir le pont emporté est assurée.



Figure 8 : Passage supérieur sur la voie ferrée ÖBB Salzburg-Wörgl près de Kuchl (Autriche) [6]

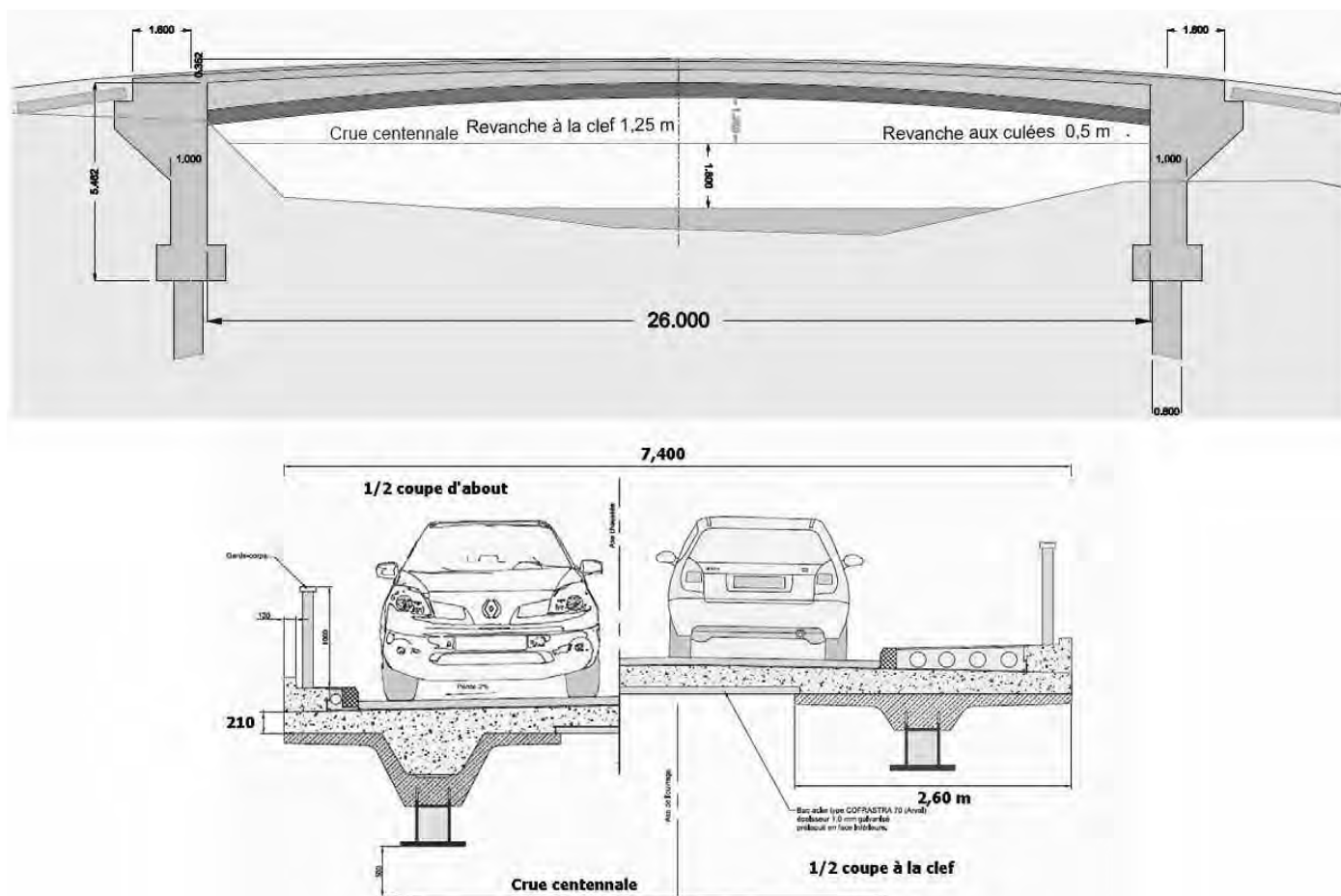


Figure 9 : Projet de franchissement de l'Arve près de Chamonix [1]

Notons enfin que tous ces ponts sont encastrés sur leurs abouts ce qui assure des économies à la construction comme à l'usage le long de la vie de l'ouvrage : pas d'appareils d'appui ni de joints de chaussées et les culées peuvent sans problème être fondées sur une file unique de pieux.

5. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Berthelley J., Hechler O., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. (2009). *Premiers résultats du projet de recherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle*. Construction métallique, Revue CTICM 3-2009 - 26.
- [2] Chabrolin B., Kretz T., Laravoire J. (2010) *Projet national MIKTI - Ponts Mixtes Acier-béton*.
- [3] Hechler O., Lorenc W., Seidl G., Viefhues E. (2008). *Continuous shear connectors in bridge construction*.
- [4] Feldmann, M. E. (2012). *FOSTA P 804 Neue Systeme für Verbundbrücken*. Aachen.
- [5] Lorenc W. (2010). *The design concept for the steel part of composite dowel shear connection in steel-concrete composite structures*, PhD Thesis.
- [6] Raoul J., Davaine L., Lukic M., Davy D., Seidl G., Berthelley J., Zanon R., Martin PO (2012) *Séminaires Preco+, Paris: Présentations et Guide de conception* sur www.cticm.fr
- [7] Schmitt V., Seidl G., Hever M., Zapfe C. (2004). *Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*. Stahlbau (pp. 387-393).
- [8] Seidl G., Braun A. (2009). *VFT-WIB Brücke Vigaun – Verbundbrücke mit externer Bewehrung*. Stahlbau, 86-93.
- [9] Seidl G. (2009). *Behavior and load bearing capacity of composite dowels in steel-concrete composite girders*, PhD Thesis.
- [10] Seidl G. et al. (2011). *Precobeam - Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission*, Final Report RFSR-CT-2006-00030. (disponible sur <http://bookshop.europa.eu>)
- [11] Seidl G. et al. (2011). *Preco+: Poutres mixtes préfabriquées durables basées sur une transmission de cisaillement innovante - Guide de conception et de dimensionnement*, RFS2-CT-2011-00026. (disponible sur www.arcelormittal.com/sections)
- [12] Berthelley J. et Seidl G. Les poutres PRÉCO : une solution économique pour les petites portées, objet d'un programme de recherche européen. Bulletin Ouvrages d'Art du CTOA du Sétra, numéro 54 mars 2007
- [13] Zapfe C. (München, 2001). *Trag- und Verformungsverhaltenverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*, PhD Thesis.

Les Bulletins Ouvrages d'art du Sétra sont disponibles sur Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr/html/boa/>
Au premier janvier 2014, le Sétra fusionne avec d'autres organismes techniques pour donner naissance au Céréma.

LA CONCEPTION DES ÉOLIENNES EN BFUP

François-Xavier JAMMES, Xavier CESPEDES, Jacques RESPLENDINO

Setec tpi
42, 52 quai de la Râpée
75583 Paris Cedex 12, France



Source : Siemens AG, Siemens Press Picture

1. INTRODUCTION

Avec une puissance installée estimée à 240GW au niveau mondial fin 2011 (cf Figure 1), l'énergie éolienne poursuit désormais son développement sous la forme de fermes en haute mer composées de méga éoliennes ($h > 100m$; cf Figure 2). Ces dernières permettent de tirer parti des meilleures conditions climatiques disponibles. Cela néces-

site des structures massives soumises à des charges importantes dans des environnements complexes, ce qui rend la conception d'autant plus délicate lorsque l'on a recours à des matériaux traditionnels comme l'acier ou le béton armé. L'utilisation d'un Béton Fibré à Ultra Haute Performance (BFUP) pour la construction du mât, présentant des propriétés prometteuses en terme de fatigue et de corrosion, pourrait permettre une avancée majeure.

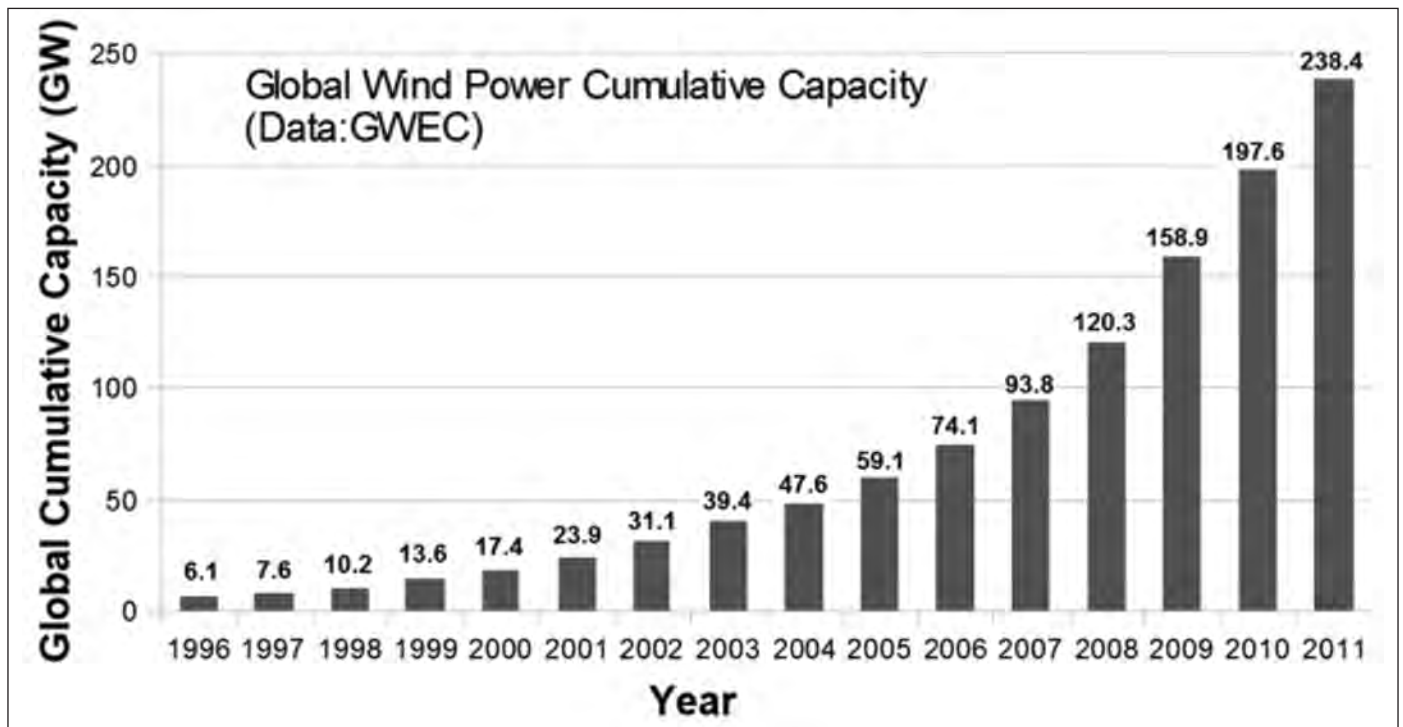


Figure 1 : Evolution de la puissance éolienne mondiale installée
(source : Global Wind Energy Council)

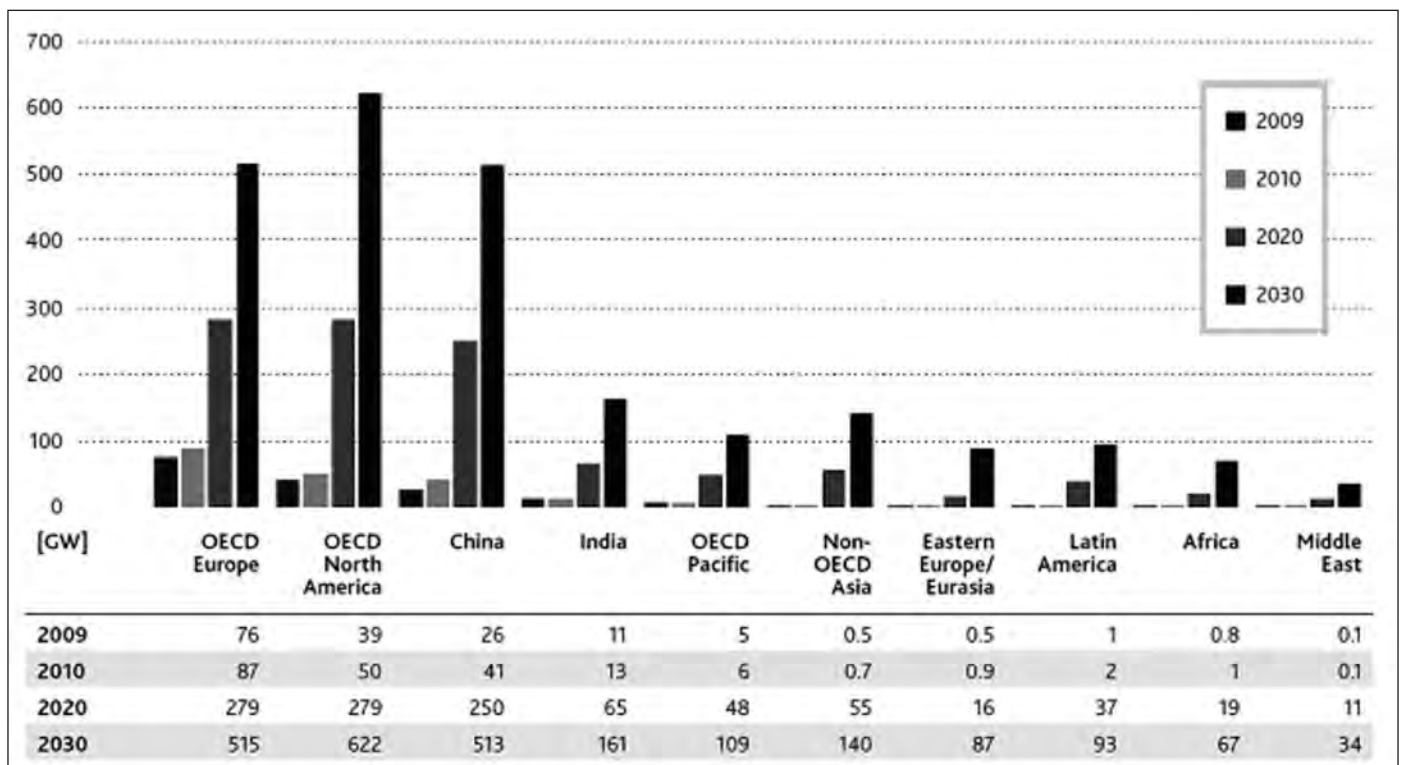


Figure 2 : Prévisions de développement de la puissance éolienne mondiale
(source : Global Wind Energy Council)

2. LES AVANTAGES DU BFUP DANS LA CONCEPTION DE MÂTS D'ÉOLIENNES

L'environnement complexe en haute mer permet d'avoir un meilleur rendement énergétique mais implique des contraintes importantes en terme d'installation, de maintenance ainsi que des sollicitations intenses et répétées sur les mâts d'éoliennes. Une structure résistante à des efforts cycliques, dans des conditions extrêmes, aurait un avantage indéniable sur les structures actuelles en métal ou en béton armé soumises à la corrosion ou à la dégradation rapide.

2.1. Fatigue

Le comportement à la fatigue de structures en BFUP a fait l'objet d'études depuis de nombreuses années. Des recherches décisives sont toujours en cours, et quelques conclusions essentielles peuvent être tirées. En compression, le BFUP a un comportement à la fatigue considéré excellent jusqu'à la contrainte admissible. En traction, les anomalies dues à la fatigue apparaissent lorsque la contrainte atteint 0,5 à 0,6 fois la contrainte admissible. Enfin, au niveau des joints entre deux éléments préfabriqués, le BFUP se comporte de manière adéquate à condition que les coffrages soient parfaitement réalisés. Une structure en BFUP qui respecte les trois critères ci-dessus aura un meilleur comportement à la fatigue qu'une structure réalisée en matériaux traditionnels. Sa durée de vie sera donc augmentée.

2.2. Durabilité

Les agressions de l'environnement naturel sur les matériaux jouent sur la durabilité de la structure. Le BFUP présente des propriétés intéressantes dans des environnements hostiles similaires aux conditions au large des côtes. Des études ont été menées sur la pénétration de l'ion chlorure, l'abrasion, la réaction alcali silice ou le phénomène de gel-dégel. Toutes révèlent la grande adaptation du matériau à un environnement agressif. Certaines montrent même que le BFUP a la capacité d'accroître ses propriétés en milieu défavorable. De surcroît, le BFUP est un matériau en partie hydraté. Soumis à un environnement marin, son hydratation augmente, diminuant ainsi sa porosité. Or, cette dernière est déjà faible, du fait d'une matrice cimentaire ultra dense. Enfin, le haut taux en portlandite du BFUP retarde la carbonatation du matériau qui est la source de sa dégradation dans le temps. Ainsi, en remplaçant l'acier ou le béton conventionnel par le BFUP, une partie des pathologies dues à la corrosion de l'acier ou à la dégradation du béton serait résolue et la durabilité des structures en mer prolongée.

Le travail présenté ici est une étude de faisabilité dans le cas d'un mât d'éolienne terrestre qui ne traite pas l'ensemble des problèmes rencontrés pour les éoliennes en haute mer. De nouvelles études techniques seraient nécessaires pour étudier, par exemple, les effets du vent turbulent ou de la houle.

3. PROPOSITION DE CONCEPTION D'UN MÂT D'ÉOLIENNE EN BFUP

3.1. Description de l'étude

Les caractéristiques du BFUP utilisées dans cette étude sont récapitulées dans le Tableau 1 et correspondent à des valeurs courantes pour ce type de matériau.

	Caractéristique du BFUP
Masse volumique	2500 kg/m ³
Contrainte admissible en compression	150 MPa
Contrainte de traction admissible en flexion	30 MPa
Contrainte admissible en traction	8 MPa
Module de Young	50 000 MPa
Coefficient de Poisson	0.2
Retrait	5,5 10 ⁻⁴ m/m
Coefficient de fluage	0.3
Coefficient d'expansion thermique	11.8 10 ⁻⁶ m/m/°C

Tableau 1 : Caractéristiques du BFUP

La géométrie du mât d'éolienne a été choisie pour être comparable aux plus puissantes éoliennes actuelles en acier. La forme est délibérément simple et seuls cinq paramètres définissent la géométrie de la structure dans son ensemble.

hauteur du mât d'éolienne	$h = 120 \text{ m}$
épaisseur à la base	$t_{w, \text{base}} = 0.12 \text{ m}$
épaisseur en tête	$t_{w, \text{tête}} = 0.06 \text{ m}$
rayon à la base	$r_{0, \text{base}} = 4 \text{ m}$
rayon en tête	$r_{0, \text{tête}} = 2 \text{ m}$

Tableau 2 : Caractéristiques géométriques du mât

La structure est composée de 40 voussoirs de 3 m de haut, assemblés par des câbles non adhérents précontraints par post-tension. Pour des raisons constructives, chaque voussoir est lui-même composé de deux segments précontraints à la fois longitudinalement et de manière orthoradiale (cf. Figure 7 et Figure 13).

Bien que le modèle de chargement utilisé soit sommaire, il a été choisi de manière conservatrice pour permettre un dimensionnement correct de la structure. Il ne prend pas en compte les effets du vent turbulent ni les sollicitations de houle. La modélisation de ces phénomènes nécessite des études plus poussées. Néanmoins, les valeurs du Tableau 3 ont été validées par des experts du Laboratoire des Énergies Renouvelables du Département de l'Énergie des États-Unis (NREL) et permettent de décrire, sommairement, les sollicitations que subissent les mâts d'éoliennes. Les

valeurs de ce tableau définissent la combinaison à l'état limite de service (ELS). La combinaison à l'état limite ultime (ELU) est obtenue en multipliant les charges permanentes par 1.35 et les autres charges par 1.5.

3.2. Analyse globale

Un modèle de calcul global est réalisé pour dimensionner la précontrainte longitudinale globale. Le mât est encasté à la base et la précontrainte est prise en compte comme une force centrée. La précontrainte est dimensionnée de manière à garantir la compression de toutes les sections pour le scénario ELS. Après prise en compte des pertes instantanées et différées, la force de précontrainte maximum nécessaire est $F_p=155$ MN et peut être obtenue avec 50 câbles 13T15S. Les contraintes normales obtenues pour le scénario ELS sont représentées

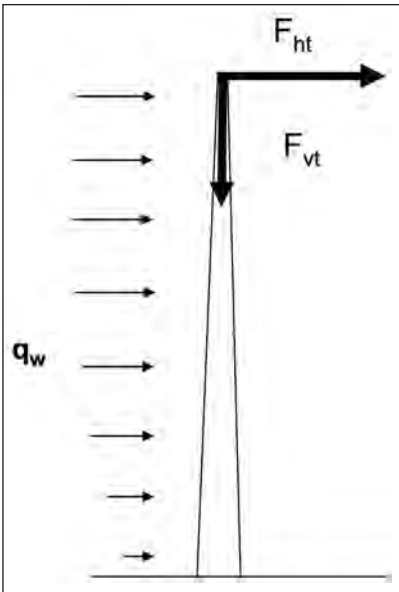


Figure 3 : Géométrie du mât

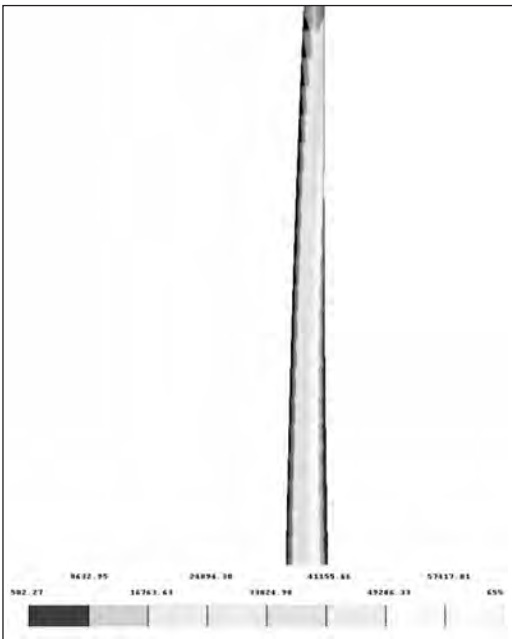


Figure 4 : Contraintes normales ELS

Figure 4 et sont comprises entre 0.3 MPa et 82 MPa. Or, la contrainte admissible de compression du BFUP, avec les valeurs du Tableau 1 est égale à 98 MPa. À l'ELU une analyse a été conduite au niveau des joints entre voussoirs. Aucune traction n'est permise entre les voussoirs et le comportement en compression est caractérisé par une loi conventionnelle pour le BFUP, conforme aux recommandations de l'AFGC. Cette loi prévoit un comportement élastique linéaire jusqu'au palier plastique de 98 MPa. La vérification sur chaque section est satisfaite et un exemple de répartition de contrainte normale est fourni Figure 5.

3.3. Analyse d'un voussoir

Un modèle local d'un voussoir a été réalisé pour en étudier sa précontrainte. Ce modèle est composé d'éléments de

Description des chargements	Valeurs
Masse volumique	$d_{UHPC} = 2500\text{kg/m}^3$
Poids de la nacelle et du rotor F_{vt}	4000 kN
Effort de poussée au niveau du rotor F_{ht}	1200 kN
Charge horizontale de vent le long du mât q_w	$1/2 \cdot \rho \cdot V^2 \cdot C.B$ kN/ml
$V = 1.5 \times \overline{V_{50}(h)} ; \overline{V_{50}(h)} = \overline{V_{50}(10)} \ln(h/h_0) / \ln(10/h_0) ; h_0 = 0.05\text{m} ; \overline{V_{50}(10)} = 26\text{m/s}$	

Tableau 3 : Valeurs de chargement conformes au NREL

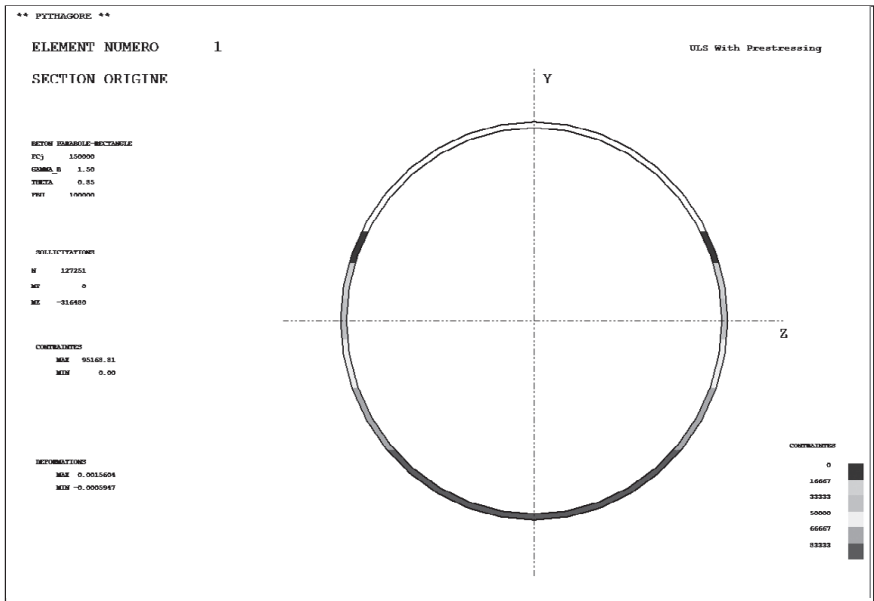


Figure 5 : Contraintes normales ELU dans une section

Note: les contraintes sont données en kPa. Les conventions sont celles utilisées en Génie Civil: les compressions sont positives.

coques et prend en compte les nervures verticales et horizontales mesurant 20 cm d'épaisseur pour 50 cm de profondeur. Celles-ci permettent de renforcer le voussoir et sont utilisées pour la mise en place de la précontrainte locale. Les ancrages de la précontrainte globale sont modélisés en groupant plusieurs éléments de coques dans une zone rigide gouvernée par un noeud maître. La géométrie et le maillage du modèle sont représentés Figure 6 (on repère les deux zones rigides autour des ancrages). La précontrainte locale est décrite Figure 7. Cette dernière est composée de barres verticales de type Freyssibar et de monotorons horizontaux pour lier les segments du voussoir entre eux.

Plusieurs analyses sont effectuées sur le modèle local. La première concerne la phase de mise en place du voussoir en tête de la structure provisoire. La précontrainte locale est mise en tension ainsi que la précontrainte globale à travers les blocs d'ancrage. Cette phase est critique car la mise en tension de la précontrainte globale entraîne des

tractions. Lors de cette étape le voussoir ne bénéficie pas encore de la compression apportée par les voussoirs en tête de mât. Cependant les résultats Figure 8 et Figure 9 montrent que les tractions restent inférieures à la contrainte admissible en traction, égale à -8 MPa.

Une analyse de la structure en service est également menée prenant en compte la construction complète du mât et les sollicitations statiques du vent. Le torseur à appliquer aux extrémités du modèle local découle de l'étude sur le modèle global. Deux configurations ont été étudiées, considérant la flexion globale suivant deux axes perpendiculaires, ceci afin de mettre en relief l'effet bénéfique ou non de la précontrainte globale (configuration 1 et 2 respectivement). Les résultats de cette analyse montrent que la configuration 2 est la plus défavorable, lorsque la flexion du mât se fait suivant l'axe des ancrages et que la précontrainte n'exerce pas d'effet bénéfique sur les tractions du matériau. Les contraintes minimales obtenues en traction sont de -9 MPa,

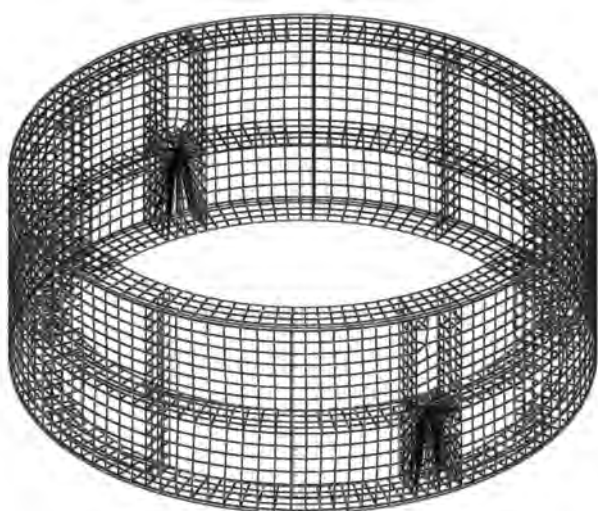


Figure 6 : Géométrie et maillage du modèle de calcul d'un voussoir

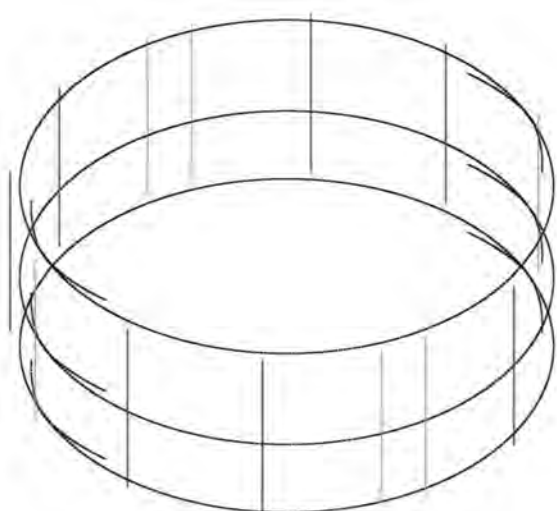


Figure 7 : Description de la précontrainte locale



Figure 8 : Contrainte normale circonférentielle (phase provisoire)



Figure 9 : Contrainte normale longitudinale (phase provisoire)

et correspondent à 30 % de la contrainte de traction admissible en flexion (-30 MPa) garantissant ainsi un comportement correct vis à vis de la fatigue de la structure. Le schéma d'un segment de voussoir est détaillé Figure 12. Cette figure précise l'ensemble des nervures verticales et

horizontales dans lesquelles sont positionnées la précontrainte locale. Le bloc d'ancrage est mis en évidence ainsi que la précontrainte longitudinale globale. Le Tableau 4, quant à lui, récapitule la précontrainte présente dans la structure.



Figure 10 : Contrainte normale longitudinale (combinaison ELS -configuration 1)



Figure 11 : Contrainte normale longitudinale (combinaison ELU -configuration 2)

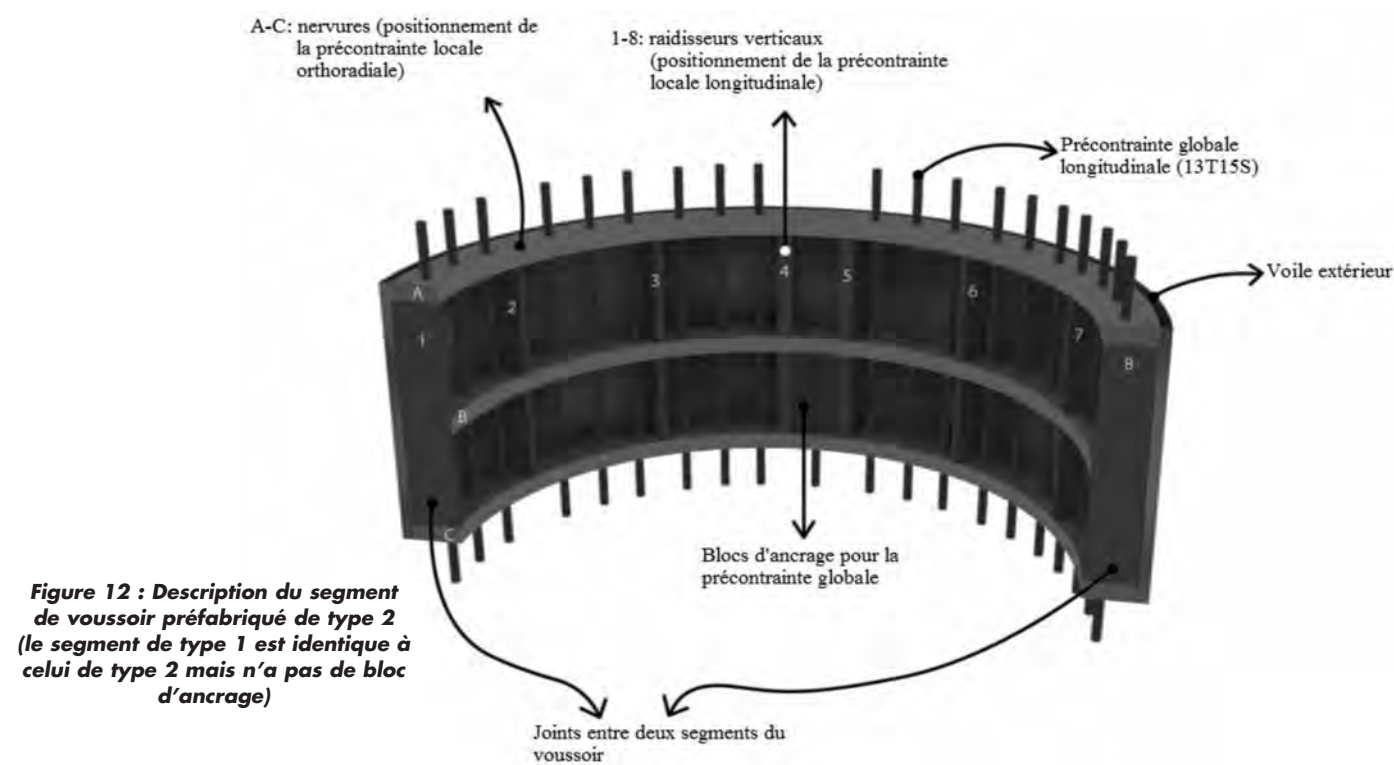


Figure 12 : Description du segment de voussoir préfabriqué de type 2 (le segment de type 1 est identique à celui de type 2 mais n'a pas de bloc d'ancrage)

Type de précontrainte	Caractéristiques de la précontrainte
Précontrainte globale longitudinale	<ul style="list-style-type: none"> - 50 unités 13 T15S à la base et 10 unités 13 T15S en tête de mât avec une répartition linéaire le long du mât. - 2 ancrages globaux par voussoir de type 2
Précontrainte locale longitudinale	<ul style="list-style-type: none"> - 1 barre précontrainte de type Freyssibar pour chaque renfort vertical (diamètres Φ 26.5 pour les renforts intermédiaires et Φ 40 pour les renforts au droit des ancrages et des jointures des demi voussoirs) - 2 ancrages locaux par renfort vertical
Précontrainte locale orthoradiale	<ul style="list-style-type: none"> - 10 monotorons T15S pour chaque nervure horizontale ancrés aux jointures des demi voussoirs (soit 60 T15S par voussoir) - 2 ancrages locaux par nervure

Tableau 4 : Récapitulatif des caractéristiques de la précontrainte

3.4. Phasage de construction

Il est important de bien étudier le phasage de construction d'une structure précontrainte en BFUP. En particulier,

lorsque la structure est très grande, il faut pouvoir mettre en oeuvre un phasage simple, répétitif et rapidement exécutable. Le phasage proposé est composé de trois étapes détaillées Figure 13.

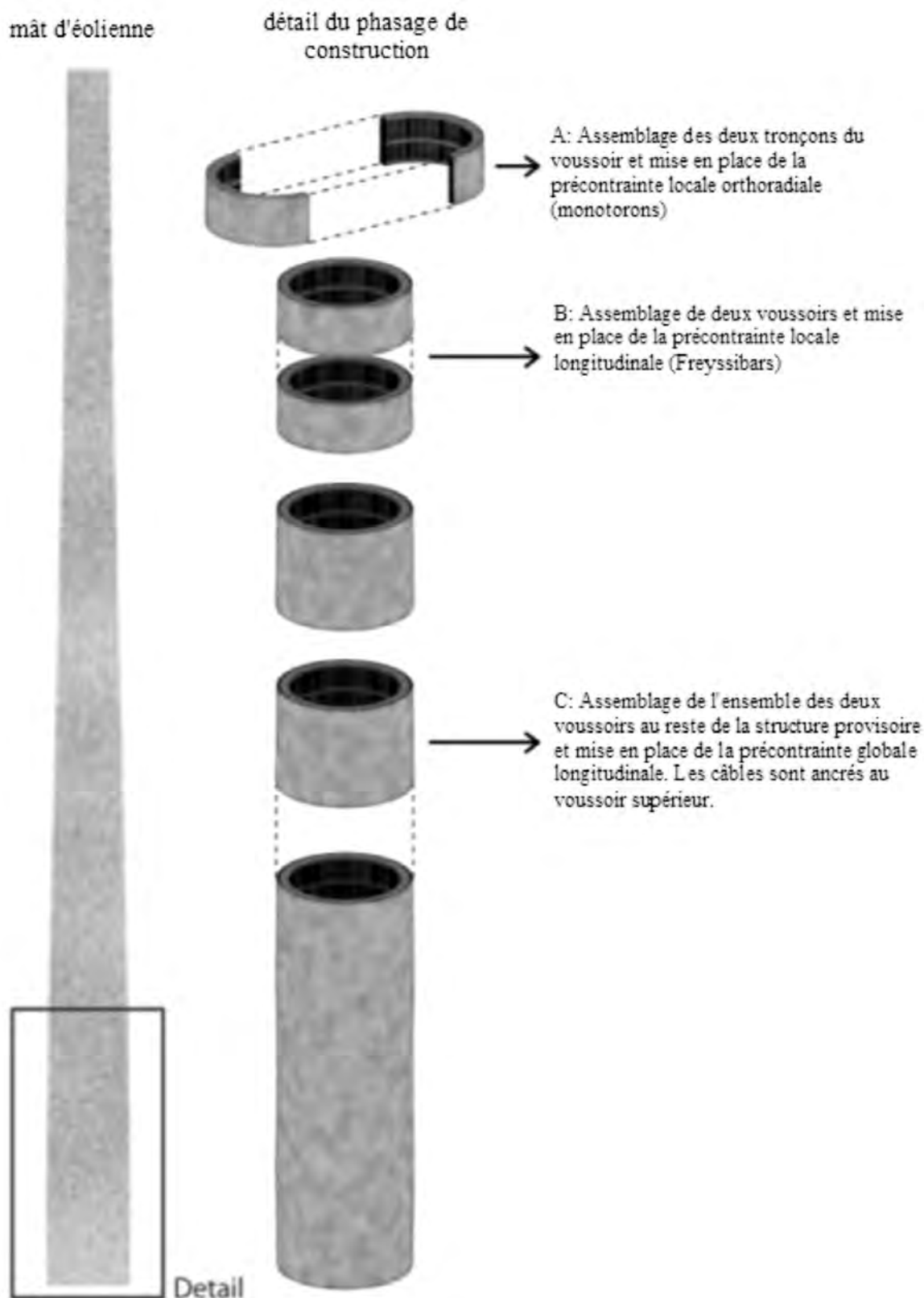


Figure 13 : Phasage de construction du mât d'éolienne

4. CONCLUSIONS

Le BFUP est un matériau qui a souvent été utilisé dans des projets innovants de génie civil. Il a été préféré aux autres matériaux traditionnels pour ses performances en terme de résistance et de rigidité. Cette étude de faisabilité a montré qu'il était possible de concevoir un mât de 120 m pour les fermes éoliennes et d'exploiter les autres caractéristiques prometteuses du BFUP pour les cas d'éoliennes en haute

mer. Le bon comportement à la fatigue du BFUP ainsi que sa faible dégradation même en milieu extrême font de ce matériau un concurrent direct des autres matériaux couramment utilisés pour les mâts d'éolienne. L'étude de faisabilité a été menée sur un modèle et des sollicitations simplifiées correspondant à une situation d'éolienne terrestre. Des études approfondies seraient nécessaires pour prendre en compte d'autres types de sollicitation comme celles dues, par exemple, au vent turbulent ou à la houle.

FRANCHISSEMENT SANS APPUI INTERMÉDIAIRE DES AUTOROUTES EN SERVICE

Jacques BERTHELLEMY*, David SCHAVITS**

* SÉTRA – Division des Grands Ouvrages et de l'Innovation

** Nouvelle Calédonie – Direction de l'Équipement de la Province Sud

Jacques.Berthelley@developpement-durable.gouv.fr

David.Schavits@province-sud.nc

1. FRANCHISSEMENT DES AUTOROUTES EN SERVICE

1.1. Prise en compte des coûts d'une pile centrale de passage supérieur autoroutier

Les chocs de camions sur les piles de pont ne sont pas rares. Les obstacles latéraux sont présents dans environ 1/4 à 1/3 des accidents mortels en France, chiffre stable depuis plusieurs années. Un tiers des PL qui quittent la route la quittent côté TPC (terre-plein central) pour causer des accidents souvent mortels, et plus graves que ceux causés par les sorties côté BAU (bande d'arrêt d'urgence).

La construction elle-même des appuis intermédiaires des passages supérieurs est par ailleurs particulièrement coûteuse quand l'autoroute franchie est en service. Des précautions doivent en effet être prises pour protéger le chantier des accidents causés par les véhicules circulant sur les voies franchies.

Le programme de recherche européen SBRI (figure 1) s'est attaché à faire apparaître tous les coûts, directs pour les maîtres d'ouvrages et indirects pour les usagers, occasionnés durant la durée de service d'un pont. Les principaux résultats du programme SBRI devraient permettre à l'avenir de mieux tenir compte du vrai coût d'une pile centrale, en prenant en considération les risques en phase de construction, tout comme ceux qui pèsent durant le cycle de service de l'ouvrage.



Figure 1 : Risques et nuisances liés aux travaux sur un passage supérieur, et aux accidents sur une pile centrale, mis en évidence dans le cadre du programme SBRI

Les travaux sur la pile centrale du franchissement ou sur ses appareils d'appui génèrent des pertes de temps et des risques d'accident pour les usagers de l'autoroute comme pour ceux de la voie portée. Les accidents sur une pile centrale autoroutière peuvent être particulièrement graves. Le mauvais fonctionnement des joints de chaussée entraîne lui aussi des nuisances sonores et même quelques risques. Leur remplacement oblige à couper temporairement la voie de franchissement.

1.2. Solutions techniques qu'offre la conception de l'ouvrage de franchissement

Toute politique de réduction des obstacles latéraux passe donc par la construction de passages supérieurs sans pile centrale quand c'est possible. La suppression des joints de chaussée par intégration du pont sur la culée est aussi intéressante.

Deux voies nouvelles mais économiques sont aujourd'hui activement explorées par la DGOI du Séttra :

1 – les arcs métalliques autoancrés à suspentes soudées. Le pont de Ko Wé Kara, en figure 2, dont le Séttra a assuré la conception du tablier avec la Direction de l'Équipement de la province Sud, est un exemple de réalisation de cette

solution. Au besoin, il est bien sûr aussi possible d'encastrer ce type d'ouvrage sur la culée pour supprimer les joints de chaussée et constituer un pont intégré.

2 – les ponts en portiques : ils sont par nature encastrés sur leurs culées. En ossature mixte acier-béton d'une portée de l'ordre de 40 mètres, il n'y a pas encore de réalisation de ce type en France à la mi-2013, mais seulement des ponts en projet (figure 3).

2. LES PONTS EN ARCS AUTOANCRÉS

2.1. Choix techniques souvent adoptés pour les arcs métalliques autoancrés

Les ponts français de ce type qui datent du début du 20^e siècle comportent des suspentes en poutrelles alvéolées, comme l'ouvrage de franchissement de la Marne en aval de Dormans. Les assemblages sont rivetés.

Sur le franchissement plus récent de l'Oise à Neuville, les suspentes sont constituées de tubes à section creuse carrée, assemblés à leurs deux extrémités par des boulons HR à la charpente (figures 4 et 5).



Figure 2 : Arc de Ko Wé Kara au nord de Nouméa en Nouvelle-Calédonie



Figure 3 : Portiques mixtes sur l'autoroute Munich-Stuttgart



Figure 4 : Pont sur l'Oise

La plupart des ponts récents présentent des suspentes en câbles spiralés clos dont tous les fils sont individuellement protégés par galvanisation. C'est le cas du pont de Saint-Gilles qui franchit le Rhône en reliant Gard et Camargue, avec une portée de 120 mètres ; il demeure le record français de portée pour un pont-route en arc autoancré métallique. Ce pont a été ouvert à la circulation en 1999 et a déjà fait l'objet de publications, notamment dans le Bulletin OUVRAGES D'ART du Sétra numéro 25 de novembre 1996 : on trouve dans cet article [1] et dans la publication en anglais [2] de nombreux éléments concernant le calcul ou la technologie des suspentes.



Figure 5 : Pont de Saint-Gilles

Observées de loin, les suspentes du pont de Saint-Gilles sont peu visibles.

La volonté architecturale de mettre en œuvre des suspentes en câbles tendus dans une géométrie triangulée conduit à devoir installer un réglage de tensions qui ne correspond pas au fonctionnement naturel du treillis, dont une barre tendue sur deux est une barre comprimée. Ce fut le cas dans le cas du pont piétons de Montigny-les-Cormeilles. C'est pourquoi la mise en œuvre de ce réglage est difficile sur chantier. La détermination et le phasage de mise en œuvre de ce réglage ont fait l'objet d'une publication dans le Bulletin OUVRAGES D'ART du Sétra numéro 51 de mars 2006 [3] (figures 6 et 7).



Figure 6 : Pont piéton de Montigny les Corneilles

Le recours à des suspentes radiales doit être combiné avec une hauteur suffisante de la poutre de rigidité du tablier. Pour le pont de Ko Wé Kara, cette hauteur est aussi nécessaire pour résister en fatigue. La disposition radiale des suspentes permet :

- d'éviter le ré-ajustement des tensions des suspentes sur chantier par vérinage sous charge permanente,
- de standardiser des suspentes régulièrement distribuées : soutenant des charges sensiblement égales, elles peuvent être toutes de même section constante,



Figure 7 : Nœud d'about du pont de Montigny

- de rendre parfaitement identiques tous les ancrages supérieurs des suspentes.

Ainsi, le choix de suspentes radiales n'est pas seulement une question d'esthétique et a été utilisé pour plusieurs autres ponts de diverses tailles, notamment les ponts du Roboul, de Bédarieux et de Ko Wé Kara. La standardisation des ancrages permet une économie non négligeable. En revanche, les suspentes triangulées permettent pour une passerelle d'affiner à l'extrême le tablier car la raideur apportée par la triangulation des suspentes se substitue à la

raideur de la poutre de rigidité. C'est l'effet exploité dans le cas du pont de Montigny. Cet avantage est seulement architectural, car il est aussi possible au prix d'une complexification des attaches d'entretoises courantes, de respecter un gabarit contraignant par un tablier à poutres latérales. Le pont-route de Bédarieux constitue un exemple de cette autre option de conception.

Comme pour les ponts de Saint-Gilles, Montigny, et Bédarieux, les nœuds d'about du pont de Ko Wé Kara sont construits autour d'une tôle centrale monolithique de forte épaisseur. De plus les arcs en caisson s'encastrent sur des entretoises d'about elles aussi en caisson très rigides. Ces caissons constituent un cadre qui contribue fortement à la stabilité élastique d'ensemble. Il est prévu de vériner le pont sous les entretoises d'about.

2.2. Choix technique des suspentes

Nous ne reviendrons pas ici sur la technologie des suspentes en câbles clos déjà décrite dans les articles des références [1] et [2] consacrés au pont de Saint-Gilles.

Ces câbles sont constitués de nombreuses couches de fils alternativement spiralées dans un sens et dans l'autre. Les fils extérieurs ont une section en Z (voir la figure 8) qui assure une étanchéité. Les fils sont revêtus de galfan, alliage Zn-Al qui facilite leur mise en peinture.

Les fils les plus extérieurs d'un des câbles clos les moins tendus du pont de St Nazaire se sont rompus après 30 ans d'exposition aux tempêtes. Le côté spectaculaire de ces quelques ruptures de fils a eu l'avantage de donner l'alerte et permis de changer le câble à temps sans prendre le moindre risque.

Ce n'est en revanche pas le cas des suspentes en barres pleines, qu'un maître d'ouvrage ne peut mettre en œuvre que s'il est certain d'avoir les moyens d'assurer une surveillance attentive vis-à-vis du développement d'une fissure de fatigue cachée par la protection anticorrosion. Dans le cas du pont de Doemitz qui franchit l'Elbe, la progression de la fissure de fatigue au travers de la suspente pleine, était déjà très avancée deux ans seulement après la construction du pont, quand la fissure a été mise en évidence par magnétoscopie. La résonance des oscillations propres de la barre avec celles provoquées par l'effet conjugué du vent et de la

pluie, était à l'origine des vibrations et donc de la fissure. De ce fait des spécifications ont été élaborées pour l'euro-code concernant ce type de suspente en barres, qui n'est pourtant pas recommandé pour les ponts routes. Des amortisseurs accordés, des articulations, des dispositifs spiralés aérodynamiques de peau, ou encore des aiguilles (petits câbles auxiliaires bloquant les oscillations dans le plan des suspentes) peuvent être utilisés à titre préventif – voire à titre curatif après réparation – pour sécuriser les ponts existants avec des suspentes en barres pleines.

L'utilisation de suspentes en deux simples plats soudés est une innovation qui permet de rendre plus économiques les ponts en arcs autoancrés. Il existait avant le projet du Roboul quelques exemples de ponts à suspentes en plats soudés, comme le pont de Wittenberg sur l'Elbe d'une portée de 148m. Le pont de Wittenberg est décrit en détail dans la référence [4]. La figure 9 montre le pied d'une suspente préparé pour un réglage sous le poids de la charpente métallique seule avant soudage. La figure 10 montre des dispositions proposées par le professeur Sedlacek pour limiter le risque de fissure de fatigue, dans le cas d'une suspente en barre pleine soudée.

Cependant, une morphologie originale des suspentes destinée à faciliter la réalisation pratique de suspentes soudées a été imaginée et mise en œuvre pour la première fois pour le pont du Roboul. Ce pont est décrit en détail dans les publications [5] et [6]. Elle permet la même simplicité de réalisation par soudage que les barres, sans présenter en



Figure 9 : Pied d'une suspente du pont de Wittenberg

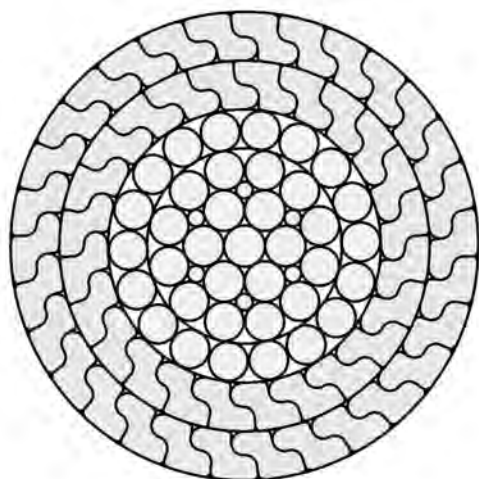


Figure 8 : Section de câble clos

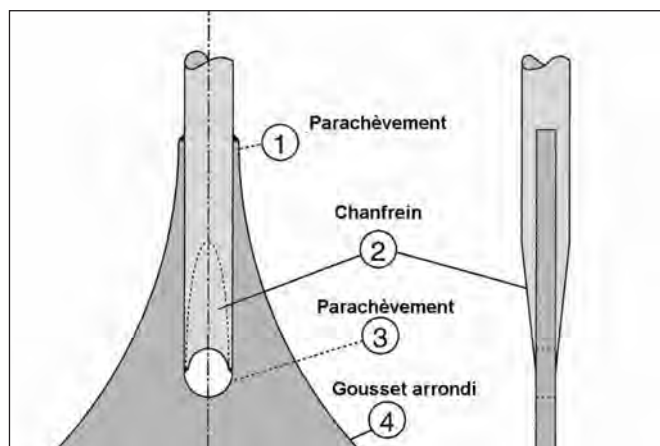


Figure 10 : Schéma de dispositions souhaitables pour souder une suspente en barre pleine

phase ultérieure de service, les mêmes risque et la difficulté d'inspection pour la recherche de fissures éventuelles. En effet, les fréquences propres de vibrations plus élevées ne correspondent plus aux fréquences d'excitation causé par l'effet conjugué du vent et de la pluie.

3. PARTICULARITÉS DU PONT DE KO WÉ KARA

3.1. Opportunité de l'échangeur de Ko Wé Kara, et caractéristiques générales du pont

Sur le site de Ko Wé Kara, le pont non courant à arcs métalliques supérieurs franchit la voie rapide au nord de Nouméa à hauteur de Rivière Salée. La voie rapide a des caractéristiques autoroutières. Le nouvel échangeur permet un accès beaucoup plus direct à la presqu'île très industrielle de Ducos. Conformément aux attentes de la province Sud, le nouvel ouvrage permet de délester les deux autres échangeurs donnant accès à Ducos et offre une traversée sécurisée de la voie rapide aux piétons et aux cycles. Pendant les études d'avant projet, plusieurs solutions de franchissement avaient été étudiées par la direction de l'équipement de la province Sud : bipoutre mixte, poutrelles enrobées, pont-dalle, pont à poutres latérales... La solution à deux arcs autoancrés s'est rapidement révélée la plus avantageuse, notamment sur les points suivants :

- Pas d'appui intermédiaire : les risques d'accident en phase chantier et en phase définitive sont limités,
 - Faible hauteur de tablier (hourdis plus poutres sous chaussée) : les hauteurs de remblais à l'arrière de chaque culée sont limitées. À l'avantage financier pour le pont et les remblais s'ajoute la réduction des pentes des voies d'accès au pont,
 - Par rapport à une solution classique en arc, l'arc autoancré n'exerce pas d'efforts horizontaux sur les fondations,
 - Coût limité : cette solution était dès l'avant-projet économiquement très proche de solutions plus classiques.
- L'appel d'offre a confirmé sa compétitivité.

La solution à deux arcs autoancrés latéraux indépendants franchit la voie rapide en une portée centrale de 45 mètres environ prolongée de part et d'autre par des ouvrages d'accès en béton armé de portée inférieure à 10 m. Ces ponts portent une voie routière de 8,50 m de large et supportent sur un côté une passerelle piétonne à platelage de bois (Kohu). Le Sétia est intervenu pour la Province Sud : J. Berthelémy a assuré l'ensemble de la conception détaillée du tablier en arc autoancré sur la base de l'avant projet de la direction de l'Équipement de la province Sud. Le Sétia a assuré aussi le contrôle des études d'exécution. Il n'est intervenu qu'à titre de conseil sur les ouvrages d'accès. Il n'est pas fait appel à un architecte pour les ponts en Nouvelle-Calédonie. La charpente a été fabriquée par l'entreprise Berthold dans la Meuse, qui a travaillé pour l'entreprise générale Pontoni à Nouméa. L'entreprise Pontoni a proposé les formes élégantes des portiques d'accès symétriques qui tiennent lieu de culées.

La protection anticorrosion du pont de Ko Wé Kara est de classe C5M compte tenu de la proximité de l'Océan. Il n'y

a pas eu plus de difficulté à faire les retouches sur chantier avec le système retenu, à base d'époxydes polyamides riches en zinc en primaire, qu'avec un système C4.

3.2. Morphologie des suspentes

Les réglementations européennes ne s'appliquent pas en Nouvelle-Calédonie, néanmoins les suspentes sont prévues conformément aux recommandations de l'eurocode pour pouvoir être réparées ou changées sans avoir à limiter la circulation routière durant les travaux.

Les suspentes rayonnantes reliant le tablier aux arcs sont constituées de simples plats assemblés par soudage. Comme pour le pont du Roboul, J. Berthelémy a conçu les suspentes à partir de deux plats de 18 mm d'épaisseur de largeur variable qui forment une croix en section courante. Les suspentes sont bicolores et semblent changer de couleur selon le point de vue d'observation dans l'échangeur. Les raccords bout-à-bout des suspentes sont soudés à pleine pénétration sur des goussets ou des découpes de rayon supérieur à 150 mm. En revanche, la liaison longitudinale entre les plats le long des suspentes est assurée par de simples cordons d'angle.

Toutes les pièces de raccordement supérieur des suspentes aux arcs sont identiques. Le plat qui constitue la partie supérieure d'une suspente se prolonge pour constituer un diaphragme du caisson de l'arc soudé prioritairement sur les deux flancs du caisson. Les distorsions de ces caissons sont ainsi évitées (figures 11, 12 et 13).

À l'ancrage bas, l'autre plat se prolonge pour se raccorder directement à l'âme de 18 mm d'épaisseur de la poutre de rigidité qui se prolonge au-dessus de la membrure supérieure en formant un gousset arrondi. Cette pièce traverse la membrure supérieure de la poutre de rigidité par une ouverture qui s'allonge dans le sens longitudinal. Les extrémités de cette ouverture sont découpées selon un arrondi pour améliorer le classement du détail en fatigue (figure 14).

Cette traversée détermine dans l'ouverture un parallélogramme dont la hauteur est l'épaisseur de la membrure supérieure et la longueur est la largeur du plat inférieur de la suspente. Les deux pièces sont presque au contact sur les deux surfaces déterminées par ces parallélogrammes.

Pour assurer la protection anticorrosion dans les interstices, il est possible :

- soit de métalliser localement ou de peindre à l'avance avec la couche primaire les deux faces de l'âme au droit de ce parallélogramme, et le



Figure 11 : Schéma d'une suspente



Figure 12 : Attache supérieure d'une suspente

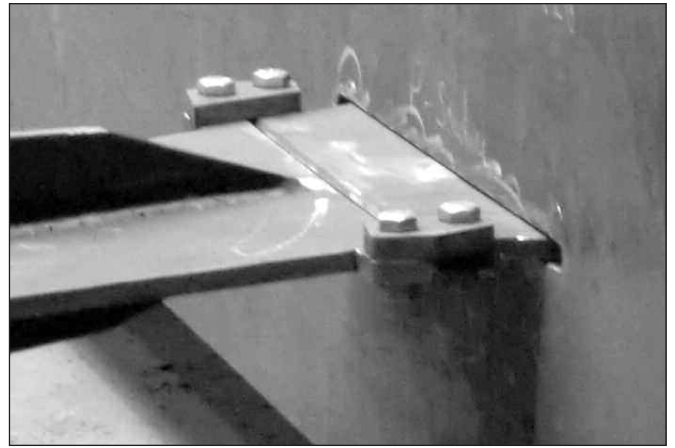


Figure 13 : Attache inférieure au montage à blanc

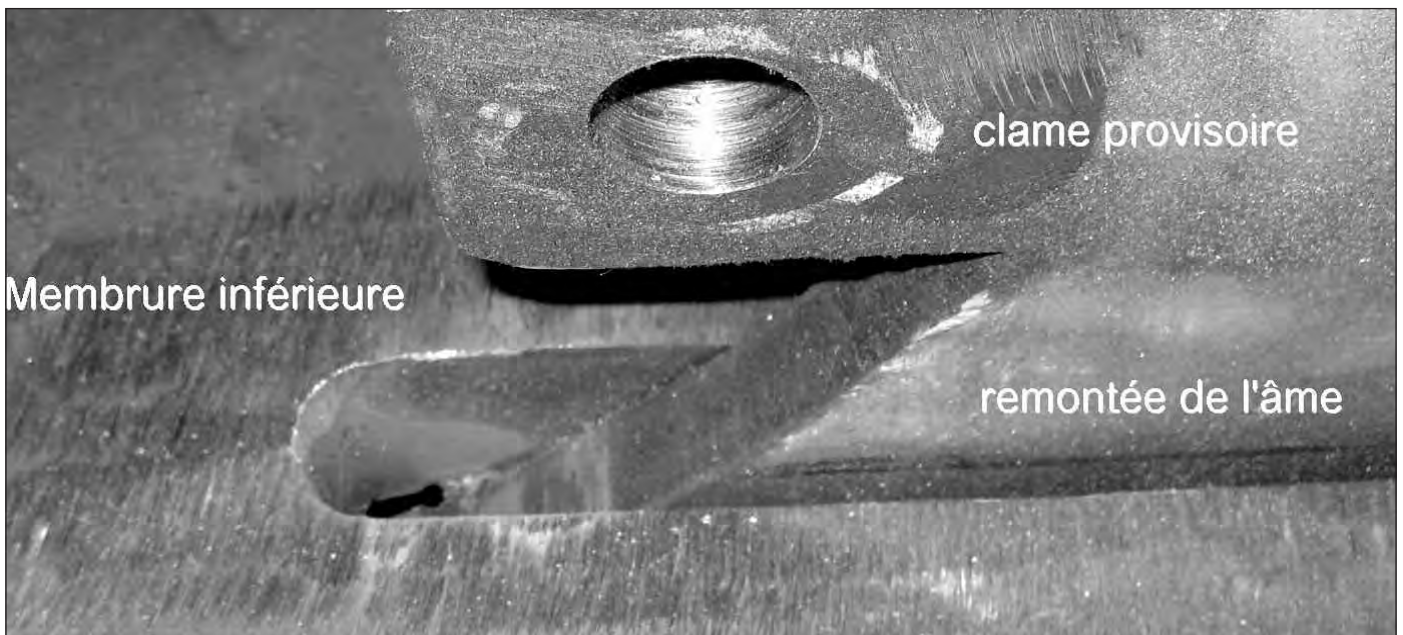


Figure 14 : Découpe de la membrure inférieure

chant intérieur découpé de la membrure. C'est l'idéal vis-à-vis de la fatigue.

- soit de souder a posteriori par un fin cordon d'étanchéité le périmètre de chacun des deux parallélogrammes de chaque traversée de membrure supérieure.

C'est la seconde option qui a été choisie compte tenu de la proximité du milieu marin et du risque accru de corrosion.

3.3. Résistance améliorée aux chocs de véhicules hors gabarit

De telles dispositions avaient déjà été adoptées à titre expérimental sur un ouvrage neuf pour la rocade de Strasbourg et réalisées sans problème dans le cas de cet ouvrage courbe. Des impacts au droit du franchissement de la rue des Bouchers n'ont pas provoqué de dégâts importants. On trouve une vue d'ensemble et des détails de ce pont de Strasbourg dans la référence [7]. Ces tôles de 18 mm d'épaisseur pour le pont de Ko Wé Kara, sont soudées au point haut à l'âme et au point bas sur la membrure inférieure.

La réalisation d'un tel caisson n'est guère plus chère que celle d'un raidisseur ordinaire car le linéaire de soudures est le même, mais elle présente de multiples avantages, car elle :

- interdit le cheminement piéton sur le rebord de la membrure,
- évite les stagnations d'eau sur la membrure inférieure et interdit aux oiseaux de nicher, ce qui améliore la résistance à la corrosion dans une zone vue et exposée susceptible de se dégrader rapidement,
- joue le rôle purement mécanique de participation à la flexion à la flexion générale d'ensemble,
- raidit l'âme dont on interdit par exemple la respiration en partie inférieure,
- améliore le transfert des cisaillements entre l'âme et la membrure inférieure, en particulier au droit des concentrations de contraintes dont sont le siège les points des changements d'épaisseur de la semelle inférieure,
- constitue un caisson triangulaire indéformable. La membrure inférieure est rigidifiée en torsion de St-Venant, ce qui facilite sa justification à l'instabilité élastique, par exemple dans le cas des ponts continus.



Figure 15 : Détails d'un caisson triangulaire

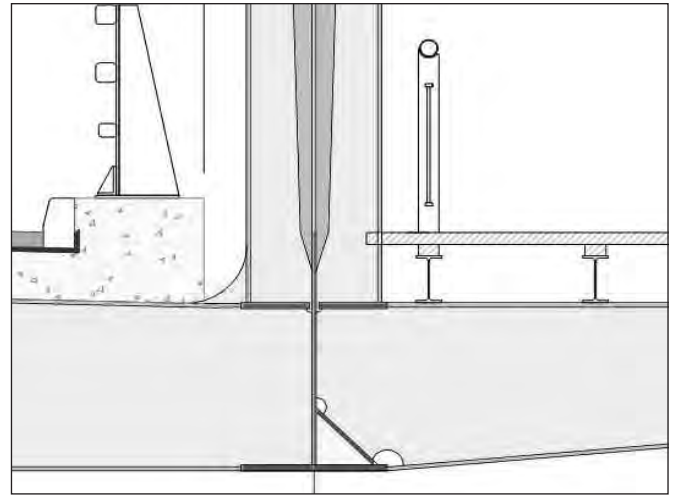


Figure 16 : Plan côté passerelle

L'adoption de cette disposition constructive est recommandée pour les ouvrages neufs, en particulier dans le cas de la mise en œuvre d'acier autopatinable même si elle n'empêche pas les oiseaux de nicher du côté intérieur des poutres. Dans le cas de la construction d'un pont neuf en acier autopatinable, le caisson triangulaire unique de la figure 16 peut être au besoin doublé symétriquement de part et d'autre de l'âme (figures 15 et 16).

Dans le cas du pont de Ko Wé Kara, cette disposition est complétée par un remplissage des caissons triangulaires par un coulis de ciment. De plus, les cordons de soudure sont renforcés pour résister aux chocs définis dans les eurocodes.

3.4. Montage du pont de Ko Wé Kara

La présence en Nouvelle Calédonie des chars de l'entreprise Sarens pour la construction des usines métallurgiques du nickel a facilité le montage du pont. Sarens est intervenu en province Sud (usine Vale Nouvelle-Calédonie) et en province Nord (complexe Koniambo Nickel SAS). Chacun de ces deux chantiers figure parmi les plus impor-

tants projets industriels de France en construction en 2013. Par ce moyen proposé par les entreprises, le pont a été mis en place en quelques heures avec sa dalle de béton armé déjà achevée.

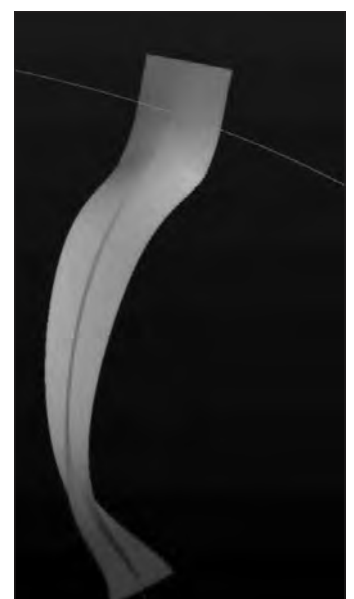
Les suspentes de J. Berthelley sont de section constante et d'inerties variables. Elles résistent très bien en compression, en particulier les plus courtes. Un calcul des modes propres de flambement au moyen de Code_Aster, le logiciel libre distribué par EDF_R&D lui a permis de vérifier que les charges critiques des premières suspentes en tôles de 18 mm est très élevée, ce qui assure la stabilité élastique vis-à-vis d'un mode de ruine qui tient à la fois du déversement, du voilement et du flambement (figure 17).

En solution de base, il était prévu un lançage dans l'axe du pont sur les appuis définitifs, qui nécessitait moitié moins de chars et des chars non manœuvrables beaucoup moins complexes (figure 18).

En alternative, il était aussi proposé d'opter pour une dalle mixte du même type que la dalle des ponts du Dancourt décrits en [7]. L'épaisseur moyenne de la dalle portée par les seules pièces de pont aurait été de 0,24m au lieu de



Figure 17 : Vue du montage et aspect du premier mode critique intéressant la suspente



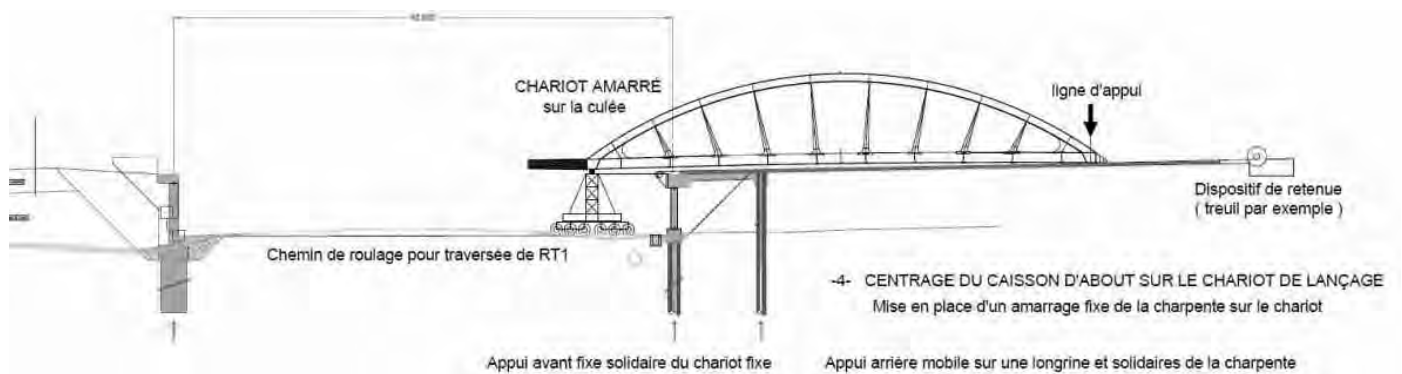


Figure 18 : Montage avec chariot unique simple non manœuvrable

0,10m. Rappelons qu'avec une épaisseur de dix centimètres seulement, la dalle mixte "Brignon" des ponts du Dancourt ne présente aucune pathologie après avoir porté durant 40 ans la circulation autoroutière est-ouest passant par les Ardennes. La finesse de la tôle de fond, de nombreux et coûteux connecteurs, et l'absence de raidissage constituaient des difficultés de mise en œuvre sur chantier qui ont conduit à abandonner la solution de la dalle mixte de type Robinson.

C'est pourquoi, dans le projet à dalle mixte du pont de Ko Wé Kara, des bandes régulièrement espacées de connec-

teurs CL (figures 19 et 20) auraient permis à la fois de raidir la tôle de fond avant bétonnage et d'assurer la connexion. La tôle seule est mise en place avec la charpente. Le béton de la dalle est coulé ensuite au-dessus de l'autoroute. La tôle de fond ne présente pas de contreflèche de fabrication et ses déformations au bétonnage sont limitées par l'effet de membrane qui peut être calculé avec Code_Aster.

Le principe des connecteurs CL est décrit dans [9].

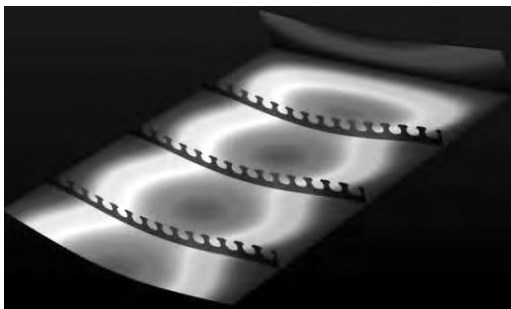


Figure 19 : Faibles déformations lors du bétonnage (effet de membrane)

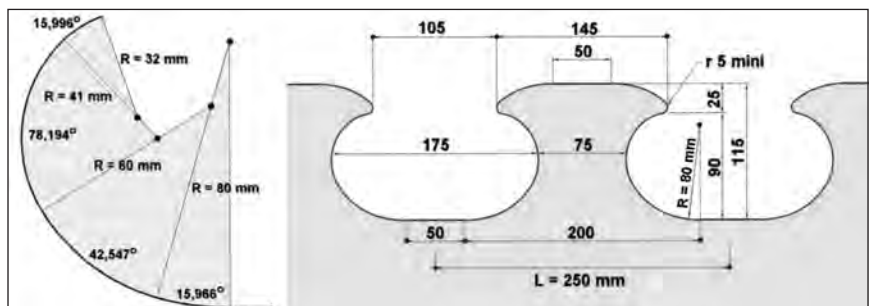


Figure 20 : Principe de la connexion par découpe CL à la géométrie en clothoïde

4. EXTENSION POSSIBLE À DES PONTS DE PLUS GRANDE PORTÉE

La portée du pont de Ko Wé Kara est de 42,80 m. Les dispositions adoptées à Ko Wé Kara peuvent être étendues à des ponts de plus grande portée. Dans le cas des ponts autoancrés, ce sont les moyens disponibles pour le montage qui conditionnent la réalisation du pont.

Le pont de Bédarieux dont J. Berthelémy a assuré la conception dans le cadre d'une mission d'AMO du Setra pour le Conseil Général de l'Hérault en 2009, montre qu'une portée de 90 m peut être franchie de façon économique sans appui intermédiaire. L'économie des piles en rivière procure ici un avantage hydraulique décisif pour le choix d'un arc autoancré au-dessus de l'Orb. Le pont a été construit directement en place en période d'étiage au moyen de palées provisoires dans le fleuve (figure 21).

Les dispositions constructives des ponts de Bédarieux et de Ko Wé Kara sont comparables. Les pièces de pont du pont de Ka-We-Kara soumis au risque de choc de véhicules ont la même hauteur que les poutres principales. Les membrures inférieures et supérieures sont au même niveau et sont soudées bout-à-bout. En revanche le pont de Bédarieux comportent des entretoises qui permettent d'augmenter la hauteur des poutres latérales sans nécessiter de remonter le profil en long.

5. LES PONTS EN PORTIQUES

5.1. Les portiques : autre solution si la hauteur libre est suffisante

Les portiques sont aussi appelés "ponts intégrés" dans la littérature technique internationale. Ils sont encastrés sur leurs appuis. Si cette technique est classique en France pour les pont types en béton armé de vingt mètres de por-



Figure 21 : Pont de franchissement de l'Orb à Bédarieux (Photo P. Peyrac)

tée maximale (programme PIPO du Setra), elle est méconvenue pour les portées plus grandes.

On trouve en revanche des ponts intégrés en portiques mixtes multiples en Australie dès 1974 : un exemple est le viaduc de la rivière Hakesbury au nord de Sydney sur la côte australienne voisine de la Nouvelle-Calédonie et qui bénéficie des mêmes conditions favorables de climat [8]. Il comporte des travées de 55 mètres d'ouverture avec joint intermédiaire de dilatation tous les 220m seulement. Aujourd'hui, on en construit dans plusieurs pays européens (Suède, Allemagne, Suisse, Pologne, Grande-Bretagne) et aux USA.

La conception de ces ouvrages nécessite des reconnaissances géotechniques préalables de qualité pour optimiser les fondations. En effet les aléas sur les fondations ont des conséquences sur le calcul du tablier lui-même alors que ce n'est habituellement pas le cas. Dans le cas où le sous-sol est rocheux, il ne faut pas chercher à renforcer les encastres, ce qui augmente leur raideur. On peut au contraire assouplir les appuis en conservant l'encastrement sur une béquille verticale, par exemple grâce à une rotule Mesnager en pied des béquilles verticales du portique ou grâce à des pieux métalliques souples. Dans certains cas, on peut recourir à la solution appelée "semi-intégrée" qui consiste à disposer des appareils d'appui sous le niveau du chevet et de sa dalle de transition. Les appareils d'appui soient alors difficiles à inspecter et à changer, et cette solution est seulement répandue dans quelques états de la côte Est des USA.

5.2. Intérêt des poutres mixtes préfabriquées servant de coffrage (poutres Préco)

Dans la conception adoptée pour le projet de Chamonix, les profilés laminés cintrés sont groupés par deux pour constituer des caissons fermés par une membrure supérieure. Selon les sections, la découpe de connexion est soit placée dans la zone comprimée, soit reste proche de l'axe neutre de la poutre mixte.

La courbure des profilés est en fait le résultat gratuit de leur découpe dans le sens longitudinal selon la géométrie CL (figure 20) décrite dans [9]. Elle libère des contraintes internes et fait apparaître une courbure sur chaque demi-profil. Avant de les souder ensemble par deux pour constituer chaque caisson, on peut rectifier facilement la courbure des demi-profilés pour obtenir au besoin une géométrie précise recherchée, car les demi-profilés sont souples.

Les caissons obtenus par l'assemblage de deux demi-profilés avec une membrure supérieure sont sans recoins ni pièces transversales. Ils permettent donc dans la plupart des environnements de recourir à des aciers autopatinables. En l'absence d'un test fiable permettant d'assurer qu'une zone est favorable à ces aciers, on évite toutefois par précaution les autopatinables en ville, en zone industrielle et au bord de mer car dans ces zones la patine protectrice ne se forme pas du fait des sels ou de la pollution.

Dans le cas du pont sur l'Arve, l'acier autopatinable était possible. Les caissons résistent aux chocs de corps flot-

tants. La forme esthétique de l'intrados répond aux exigences hydrauliques. Enfin la robustesse est assurée vis-à-vis des crues et du risque de voir le pont emporté (figure 22).

Notons enfin que tous ces ponts sont encastrés sur leurs abouts ce qui assure des économies à la construction comme à l'usage le long de la vie de l'ouvrage : pas d'appareils d'appui ni de joints de chaussées. Le remplacement périodique de ces pièces génère des coûts de maintenance et des interruptions de la circulation sur les ouvrages classiques qui en sont équipés. Enfin, les culées peuvent sans problème être fondées sur une file unique de pieux.

Les membrures supérieures des ponts mixtes en travée isostatique sont de faible largeur et il n'est généralement pas possible de les monter une par une à la grue en raison du risque de déversement que présente une telle poutre isolée. Une membrure supérieure en béton peut être plus large tout en restant bon marché. Il est alors possible de monter les poutres mixtes une par une à la grue. Les membrures supérieures en béton une fois montées font office de prédalles qui servent de coffrage pour couler en place une dalle supérieure constituant une seconde strate de solidarisation.

Quand le montage à la grue à partir de la plate-forme routière franchie est possible, la gêne que le chantier occa-

sionne est très réduite ce qui est particulièrement apprécié en milieu urbain lors de la réalisation de nouveaux franchissements : l'impact socio-économique de l'ouvrage est réduit.

La poutre "Préco" est une poutre préfabriquée mixte qui sert de coffrage pour la dalle de seconde strate venant solidariser les poutres Préco. Cette technique propose une voie nouvelle pour concevoir un ouvrage de franchissement à faible tirant d'air. Avec déjà une douzaine de réalisations dans plusieurs pays, le concept a montré sa pleine fiabilité dans la transposition du papier au chantier. La durabilité, la robustesse, la compétitivité, unies à grande qualité esthétique en font sûrement une solution de grand intérêt pour l'avenir.

5.3. Intérêt de la connexion CL

Dans le cas du pont de franchissement de l'Arve, la connexion CL (figure 20) permet d'économiser le soudage de connecteurs par simple adoption d'une découpe CL en lieu et place d'une découpe rectiligne des âmes. La découpe CL transmet des efforts de glissement important, et sa forme mise au point par le Sêtra dans le cadre du projet de recherche européen "Précobeam" assure une résis-

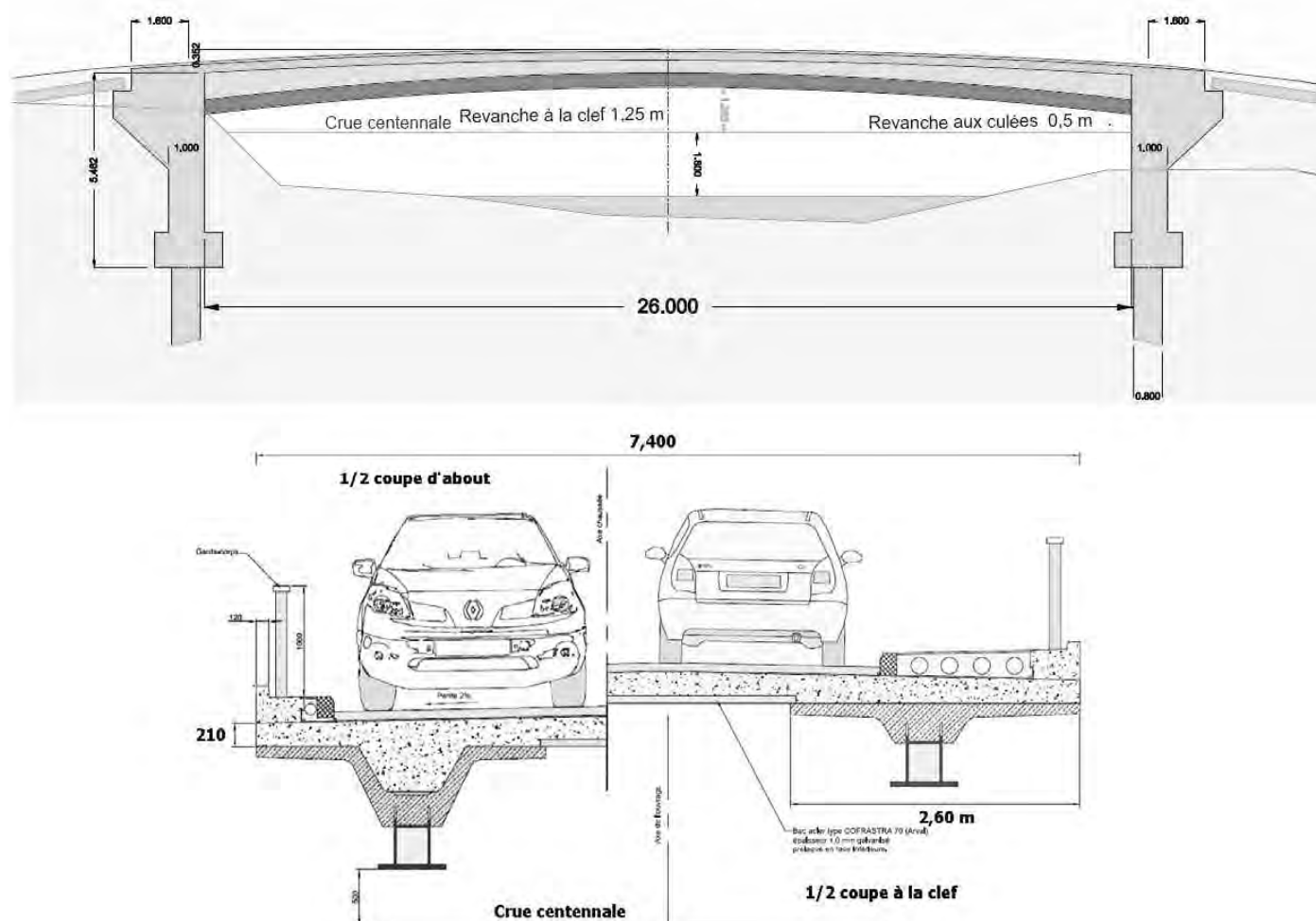


Figure 22 : Projet de franchissement de l'Arve près de Chamonix

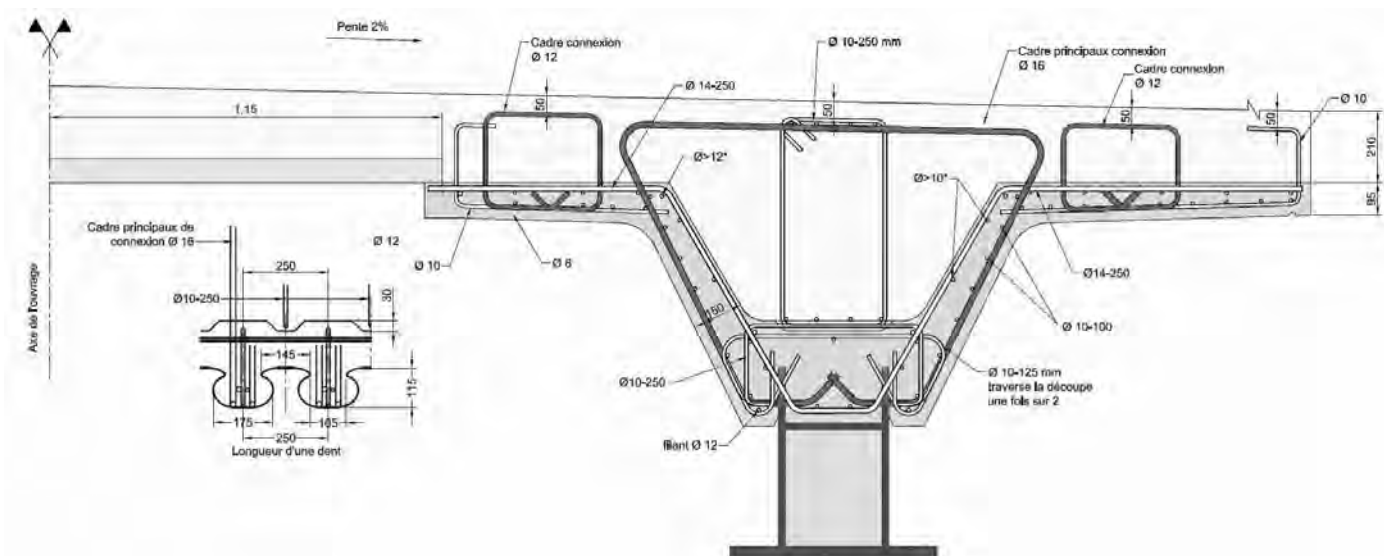


Figure 23 : Coupe transversale à l'encastrement les aciers longitudinaux d'ancrage ne sont pas figurés

tance en fatigue qui a fait l'objet d'essais de validation dans les laboratoires des Universités Techniques de Wrocław et de Munich.

Les éléments pour le calcul de la connexion CL sont disponibles dans les publications [9], [10], [11] et [12], ainsi qu'auprès du Sétra (figure 23).

Le projet de franchissement de l'Arve au droit de la Joux, élaboré pour la Ville de Chamonix en 2008 par le Sétra dans le cadre du programme européen de recherche Precobeam avec le bureau d'études B&M Ingénierie est cependant resté au stade de projet du fait de la crise financière.

6. PONTS EN PORTIQUES MIXTES ACIER-BÉTON EN NOUVELLE-CALÉDONIE

6.1. Conditions générales favorables

L'entretien des appareils d'appui et des joints de chaussée représente un budget important. Pour les ouvrages du réseau routier national français de métropole, il représente 40 % du coût de l'entretien spécialisé : en moyenne, les joints de chaussée sont changés tous les 15 ans et les appareils d'appui tous les 40 ans et leur maintenance nécessite des coupures de circulation. De plus, les joints qui sont changés la nuit durant quelques heures de fermeture de la circulation ont une durabilité nettement moindre que les joints de chaussée montés sur un pont neuf. La situation en Nouvelle-Calédonie est comparable en ce qui concerne ces équipements.

Les recoins aux extrémités du pont sont souvent très dégradés par les infiltrations d'eau dans la zone des joints de chaussée sur ponts classiques. Comme les joints de chaussée, ces recoins sont supprimés dans le cas des ponts en portiques.

Le pont en portique est mieux ancré sur ses appuis, ce qui constitue un avantage en cas d'inondation ou de séisme.

Bien qu'elle soit soumise au risque de tsunami sur sa cote Nord-Est, la Grande Terre de Nouvelle-Calédonie n'est pas considérée comme sismique car d'après des données aujourd'hui disponibles, la Ceinture de Feu du Pacifique concerne principalement une bande située plus au Nord, allant des îles Salomon aux îles Samoa par l'arc de subduction du Vanuatu. Quoi qu'il en soit, les ponts en portiques risquent beaucoup moins de tomber de leurs appuis en cas de séisme que les ponts classiques sur appareils d'appui.

Les limites extrêmes des variations de température en Nouvelle-Calédonie, à prendre en compte pour dimensionner la structure vis-à-vis des effets thermiques, sont nettement moins sévères que celles qu'on trouve dans des pays européens où des ponts en portiques de portée équivalente ont déjà été réalisés et c'est un paramètre très favorable.

Le biais ne pose pas de problème particulier aux ponts en portiques. Enfin, la structure intégrée du tablier en portique présente une élégance propre qui permet d'économiser les murs-cache nécessaires pour intégrer sur le plan architectural la solution isostatique dans le site.

6.2. Pont sur le canal de Ko Wé Kara

En Nouvelle-Calédonie, le projet de franchissement du canal de Ko Wé Kara a prévu en solution de base le même type de conception que pour le franchissement de l'Arve avec une ouverture de 32,45 m. Les caissons ont été préférés aux poutres en I de manière à limiter les risques de corrosion.

L'ouvrage existant (un VIPP constitué d'une travée de 25 m de portée) présentait de nombreux désordres (forte pénétration des chlorures dans le béton avec rupture d'un câble de précontrainte), et au vu du montant estimé des investigations et des travaux de réparation à réaliser, il a été décidé de démolir et de construire un nouvel ouvrage, mieux adapté aux contraintes du site.

Sur la base de la solution de pont en portique intégré initialement retenue, l'entreprise Pontoni, titulaire du marché

de reconstruction a choisi de mettre en place quatre poutres caissons, afin de limiter la hauteur du hourdis. La solution préco n'a pas pu être utilisée par l'entreprise car la capacité des grues alors disponibles en Nouvelle Calédonie ne permettait pas la mise en place de poutres de masse importante. Le hourdis est réalisé sur des prédalles appuyées sur les poutres métalliques.

6.3. Pont du carrefour Berthelot

Un autre projet en construction concerne au droit du carrefour Berthelot le franchissement de la voie rapide où converge la plus grande partie de la circulation vers Nouméa. Il s'agit de la même voie que celle franchie par le pont en arc de Ko Wé Kara. Le Sétra est cette fois intervenu dans le cadre d'une mission d'AMO pour la ville de Nouméa sur un projet dont la maîtrise d'œuvre est assurée par Egis. L'ouverture du portique est de **35,40 m**. La charpente prévue par le projet en portique mixte compte six poutres-caissons écartées de **2,30 m**. Elles sont assez robustes et en mesure de résister à des chocs éventuels de véhicules hors gabarit (figures 24 et 25).

Dans la partie de l'ouvrage qui surplombe la voie rapide, le Sétra a recommandé le recours à des prédalles continues et participantes coulées à l'avance sur les charpentes métalliques et mises en place avec elles à la grue. La masse de chaque "poutre préco" du projet est alors approximativement de 30 à 40 tonnes car :

- la charpente métallique pèse environ 20 tonnes ;
- les prédalles connectées pèsent au minimum 10 tonnes si elles ne surplombent que la zone centrale de la chaussée de 20 m de large, et au maximum 20 tonnes si on les fait régner sur toute la longueur de l'ouverture.

Cette charge est à porter à moins de 10 m de haut et au plus à 8 m de distance.

Le montage à la grue d'éléments mixtes préfabriqués préco servant de coffrage est ainsi rendu possible par une ou deux grues usuelles qui n'ont à effectuer qu'un simple levage si les poutres sont tractées en position sur la voie rapide sur remorque. La dalle supérieure de solidarisation est ensuite réalisée en seconde phase.

Seul le montage des poutres préco et éventuellement le coulage de la dalle qui peut être réalisé en une seule nuit nécessitent des coupures de circulation sur la voie rapide. Les membrures supérieures des poutres préco servent à la fois de section comprimée économique, d'élément de coffrage pour le tablier et d'élément stabilisateur horizontal en phase intermédiaire de construction.

Dès qu'une poutre mixte préco est posée, les prédalles participantes jointives peuvent rapidement être solidarisées, ce qui améliore la stabilité des poutres préfabriquées en phase provisoire. Le chantier peut être ré-ouvert à la circulation plus rapidement car les prédalles participantes liaisonnées entre elles participent à la stabilité d'ensemble, même en cas de choc de véhicule hors gabarit en phase provisoire. Les durées des coupures de la circulation nécessaires durant le montage sont très réduites.

Des précautions sont à prendre pour assurer la stabilité durant les phases de construction des murs de front des culées, en particulier dans le cas d'assouplissements en pied comme par

exemple la mise en œuvre de rotules Mesnager. Les étaie-ments éventuels doivent être eux-mêmes protégés ou à l'épreuve des chocs de véhicules circulant sur la voie rapide.

6.4. Recommandations pour la charpente métallique

Pour le calcul en fatigue le Sétra recommande de déterminer le coefficient λ_1 à partir de la ligne d'influence la plus défavorable de la contrainte calculée le long du pont sur le bord de la découpe en tenant compte des divers efforts qui engendrent des contraintes comme le glissement le moment fléchissant et l'effort normal. ST1 peut fournir la ligne d'influence d'une telle contrainte généralisée. En effet, les valeurs de λ_1 proposées dans quelques cas simples par la norme NF EN 1993-2 risquent de ne pas convenir. À cette fin, J. Berthelémy tient à la disposition des projeteurs un outil indépendant de calcul qui simule l'effet de la circulation des camions sur une ligne d'influence donnée et cumule les endommagements par la méthode des réservoirs pour calibrer le coefficient λ_1 des ponts routes conformément aux recommandations de l'Annexe A de la norme NF EN 1993-1-9.

Les angles du portique sont le siège de moments fléchissant importants dont la transmission peut être rendue possible au moyen des dispositions de la figure 25. La membrure supérieure de la poutre est prolongée par un ancrage dans le béton qui met en œuvre la découpe CL. Le dispositif est complété par des goujons de part et d'autre de l'âme métallique au contact du béton (voir figures 26 et 27 en page 56).

6.5. Soin particulier à apporter aux dalles de transition

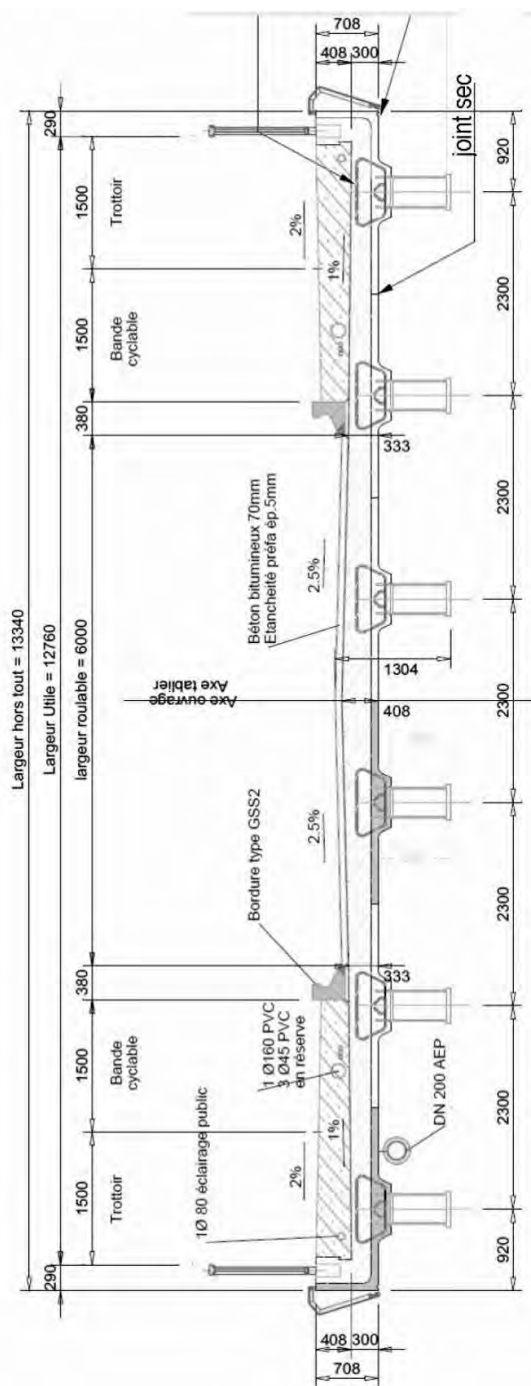
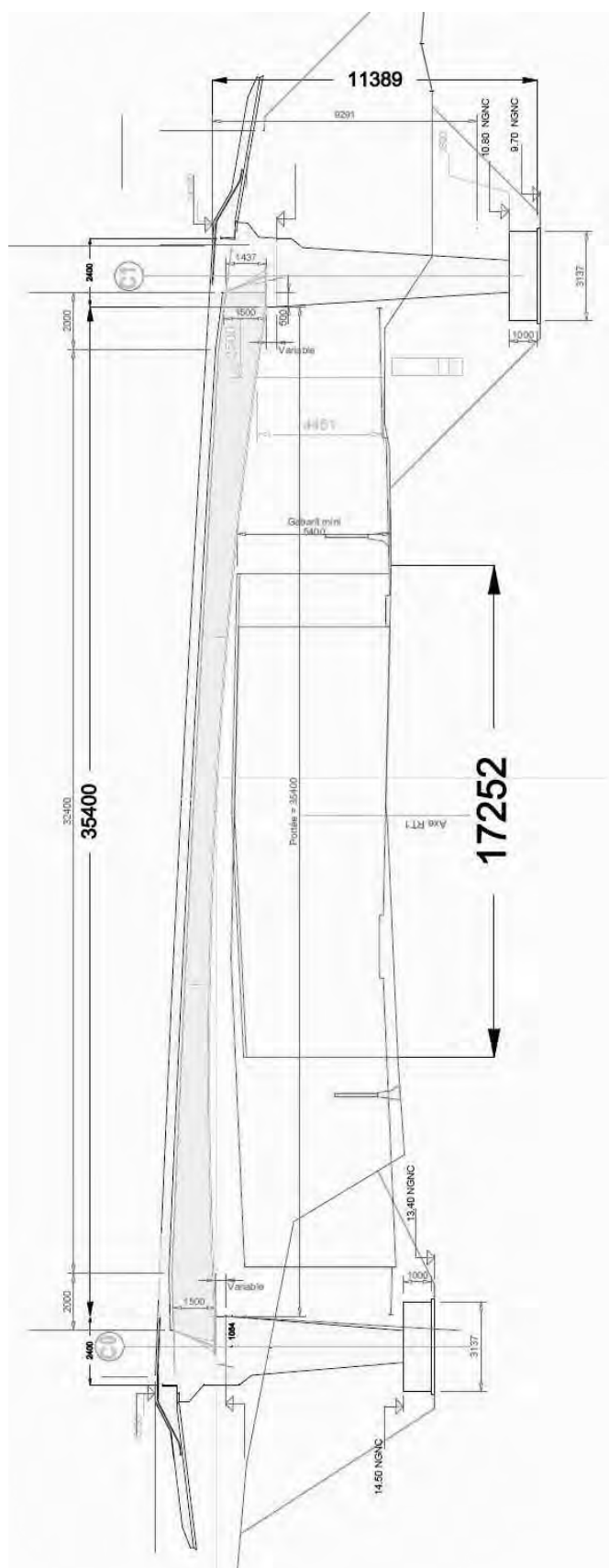
La longueur totale de la dalle de transition recommandée par le Sétra est de 5,75 m.

L'étanchéité de l'ouvrage est prolongée sur une longueur de 2,60 m au-delà de l'extrémité du chevet. L'extrémité de la dalle de transition est profilée sur une longueur de 750 mm.

Ces dispositions tirent parti de l'expérience de plusieurs pays en matière de ponts intégrés et notamment des recommandations émises en Suisse par l'OFROU grâce aux recherches et à la thèse EPFL de Damien Dreier. Par ailleurs, des ouvrages expérimentaux réalisés en Allemagne ont montré l'importance du profilage de l'extrémité de la dalle pour limiter le risque de dégradations de la chaussée en surplomb (voir figure 28 en page 56).

Ces recommandations concernant la dalle de transition ont pour objectif d'éviter les tassements du remblai derrière le mur de front de la culée. Les dalles de transition ne doivent donc pas être limitées à la largeur de la chaussée mais intéresser aussi les zones sous trottoirs.

Leur intérêt pour le confort et la sécurité de la circulation est particulièrement vif dans le cas d'un trafic lourd ou d'un trafic ferroviaire sur la voie portée par le passage supérieur.



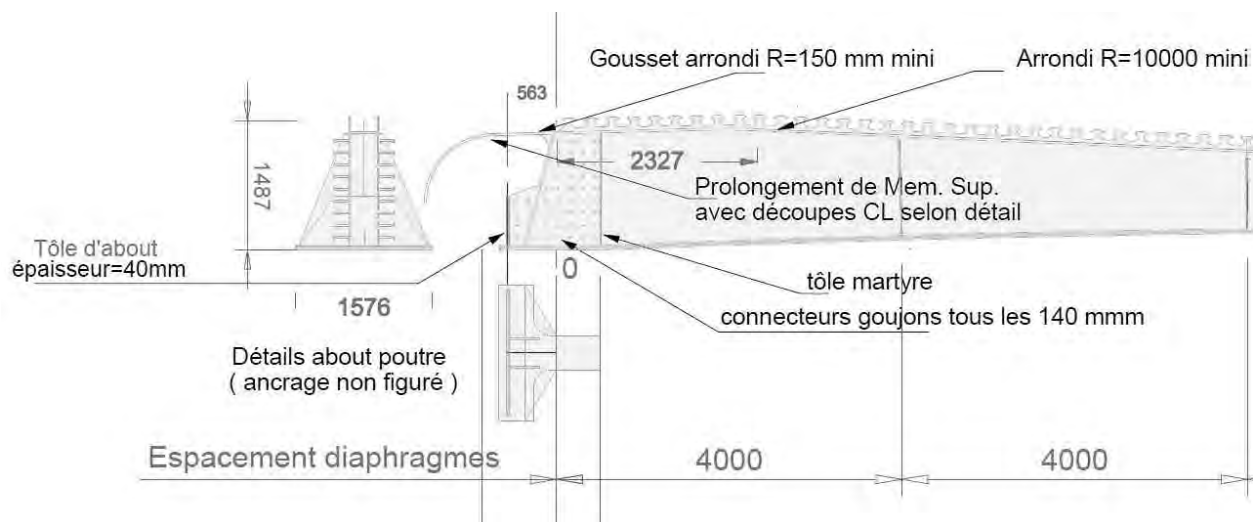


Figure 26 : Ancre de la membrure supérieure de la poutre à l'encastrement

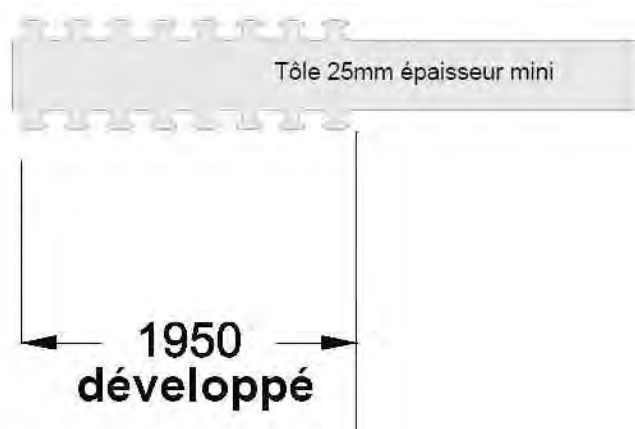


Figure 27 : Détails possibles d'un ancrage de la membrure supérieure de la poutre à l'encastrement

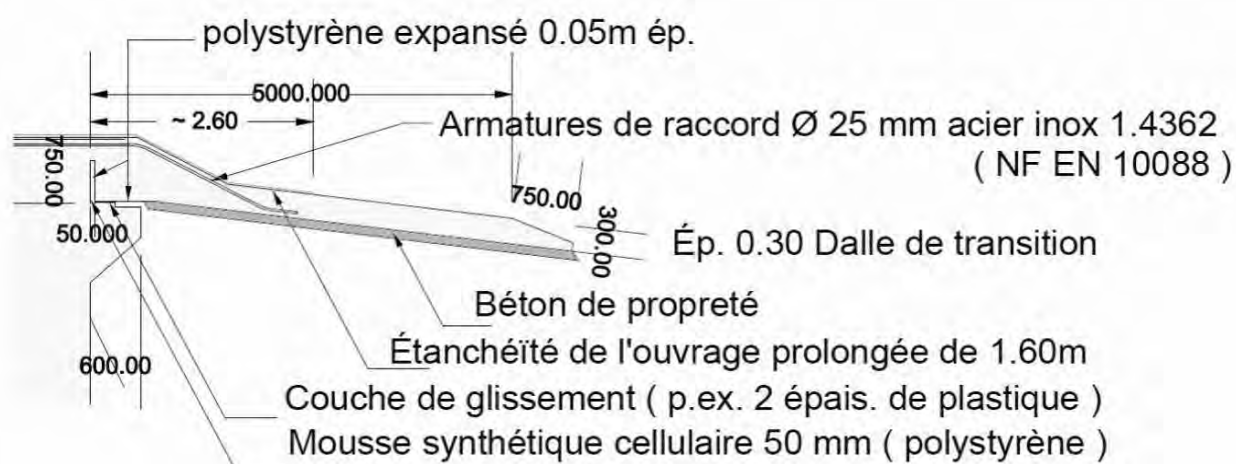


Figure 28 : Schéma d'une dalle de transition

7. AUTRES RÉALISATIONS MARQUANTES EN EUROPE

La Roumanie est traversée par plusieurs corridors autoroutiers européens. La construction du corridor qui doit relier l'Europe de l'ouest à la Mer-Noire est prioritaire et comprend un tronçon entre Orastie et Sibiu au nord des Carpates du Sud. Dans cette région, l'autoroute neuve est portée par de nombreux ouvrages d'art.

À l'exception d'un viaduc de 240 m de longueur, il a été décidé que tous les ouvrages seraient des ponts intégraux. L'objectif est d'optimiser les coûts de maintenance sur 120 ans. La construction des ouvrages de franchissement n'est pas gênée par la circulation existante. Pourtant, en ce qui concerne les passages supérieurs de plus de 38 m de longueur, une étude a montré l'intérêt économique des portiques en ossature mixte acier-béton à poutres préco permettant d'éviter la construction d'une pile intermédiaire, même au-dessus d'une autoroute en construction.

Ce type de portique comporte quatre poutres mixtes préfabriquées posées à la grue. Les poutres sont ensuite solidarisées par une seconde strate de dalle selon le même principe que la figure 25 du projet en construction à Nouméa et en bénéficiant des mêmes avantages que ceux déjà décrits en 6.3 (figures 29 et 30).

La conception a été assurée par Schmitt et associés en Roumanie (SSF-RO). Pour une ouverture de 39 m, le pont de la photo 30 a une hauteur totale de poutre qui varie entre 1,95 m à l'encastrement et 1,65 m à la clef. Le biais est de 78 grades. Plus de détails sont disponibles en [13].

La principale originalité de ces ouvrages est d'utiliser de façon optimale le connecteur CL (fig. 20) conçu par le Sétra dans le cadre du projet européen Précobeam. Dans la partie centrale du pont, où le béton est comprimé, la membrure supérieure est complètement supprimée et l'âme métallique de la poutre est directement connectée par la découpe CL à la prédalle longitudinale.

En revanche, la membrure supérieure est rétablie par l'intermédiaire d'un long gousset triangulaire dans la zone où le béton travaille en traction. Dans ces zones, la connexion est assurée par deux bandes de découpes CL soudées au-dessus de la membrure supérieure.

Une attention particulière doit être accordée aux extrémités de la bande CL pour ne pas dégrader la classe de fatigue que le connecteur CL offre en zone courante.

8. CONCLUSION

Les ponts en portiques nécessitent des études géotechniques préalables de qualité. Les études d'exécution sont aussi plus complexes et les innovations ne concernent pas seulement la charpente métallique mais aussi la mise en œuvre des structures en béton armé. Grâce à la préfabrication, ces ouvrages constituent en revanche des solutions économiques à la construction quand des grues sont facilement disponibles pour le montage. La prise en compte de la réduction des coûts d'entretien et des risques, des coûts indirects à réduits pour les usagers les rend encore plus attractifs pour le franchissement de routes en circulation.

Les successions de portiques sont aussi adaptées pour des viaducs comme le pont d'Hakesbury ou pour des transports rapides légers, du type de la voie porteuse de l'aérotrain à Orléans, quand le trafic attendu ne justifie pas les investissements lourds d'une ligne TGV.

Pour le franchissement de routes en circulation, les arcs autoancrés constituent aussi une excellente solution. L'arc de Ko Wé Kara mis en place avec sa dalle a fait la démonstration de la compétitivité de cette solution, rendue possible par la capacité des entreprises de charpente métallique et de montage à innover. Ils pourraient du reste être intégrés à leurs appuis et ces encastrement permettront probablement pour des projets à venir d'accroître encore l'élancement possible des tabliers tout en faisant bénéficier ces arcs des frais réduits de maintenance des ponts en portiques.



Figure 29 : Charpentes métalliques et encastnements



Figure 30 : Aspect d'un des ouvrages terminé

(Photos V. Schmitt)

9. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les Bulletins Ouvrages d'art du Sétra sont disponibles sur Internet. Au premier janvier 2014, le Sétra fusionne avec d'autres organismes techniques pour donner naissance au Céréma.

- [1] Berthelley, J. : "Projet de reconstruction du Pont de Saint-Gilles sur le Petit Rhône." Bulletin OUVRAGES D'ART du Sétra numéro 25 - novembre 1996.
- [2] Berthelley, J. : "*Rebuilding the Saint Gilles bridge over the river Rhône*". ARCH' 2001 (Paris, septembre 2001).
- [3] Berthelley, J. : "Techniques des arcs autoancrés : réglage des suspentes sur chantier, cas du pont de Montigny les Cormeille " Bulletin OUVRAGES D'ART du Sétra numéro 51 - mars 2006.
- [4] Casper, J. : "Elbe-tied arch bridge at Wittenberg" ARCH' 2001 (Paris, septembre 2001).
- [5] Berthelley, J. : "Le franchissement du Roboul dans les Pyrénées orientales, Intérêt des ponts en arcs métalliques de petite portée" Bulletin OUVRAGES D'ART du Sétra numéro 52 – juillet 2006.
- [6] Berthelley, J., Panabière, M., Arredondo-Ormozabal, P., Derais, J.F. : "*Roboul tied arch bridge*". Munich, Germany 29.8. – 1. 9. 2005 (6th - Japanese-German Bridge Symposium).
- [7] Cros, O., Berthelley, J. : "Renforcement et remise en peinture des ponts du Dancourt" Annales du BTP 2013.
- [8] Fried, A. : "Nouveau type de pont à travées continues et à structure composite acier-béton" Bulletin du "New South Wales. Department of Main Roads" à Sydney et Revue Acier-Stahl-Steel n°11 de 1974.
- [9] Berthelley J., Lorenc, W., Seidl, G. et all. : "Présentation du projet de recherche européen Precobeam de connexion par découpe d'une tôle" Revue CONSTRUCTION MÉTALLIQUE du CTICM (Centre Technique de la Construction Métallique) septembre 2009.
- [10] Berthelley, J., Lorenc, W., Mensinger, M., Rauscher S., Seidl, G. : "*Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1 Tragverhalten unter statischer Belastung* (Capacité portante sous charge statique de la connexion CL) Revue STAHLBAU n°3 / mars 2011.
- [11] Berthelley J., Lorenc W., Mensinger M., Ndogmo J., Seidl, G. : "*Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 2 : Ermüdungsverhalten*" (Comportement en fatigue de la connexion CL) Revue STAHLBAU n°4 / avril 2011.
- [12] Zanon R., Berthelley J., Martin P.O., Seidl G. : "Solution innovante pour ponts de petites et moyennes portées : Poutre Préco avec connexion par découpe" Annales du BTP 2013.
- [13] Seidl G., Stambuck M., Lorenc W., Kolakowski T, Petzek E. : "*Wirtschaftliche Verbundbauweisen im Brückenbau, Bauweisen mit Verbunddübeln*" (Solutions économiques pour les ponts mixtes, utilisation de la connexion par découpe) Revue STAHLBAU n°7 / juillet 2013.

LA DOUBLE ACTION MIXTE POUR L'OPTIMISATION DES PONTS BIPOUTRES MIXTES

Michel TRIQUET*, Simon GELEZ*, Patrice SCHMITT*, Ziad HAJAR,
Claude SERVANT**, Eric GUYOT*****

* SNCF – Département des ouvrages d'art

6 avenue François Mitterrand, 93574 LA PLAINE SAINT-DENIS CEDEX

** EIFFAGE TP

2 rue Hélène Boucher, BP 92, 93337 NEUILLY-SUR-MARNE

*** EIFFAGE CM

1 Route de Mothorn, 67630 LAUTERBOURG

1. INTRODUCTION

La conception des bipoutres mixtes ferroviaires fait classiquement appel à un contreventement inférieur pour améliorer le comportement dynamique et en torsion des tabliers.

Jusqu'à l'époque du TGV MEDITERRANEE, ce contreventement était métallique ; il nécessitait de nombreuses configurations d'assemblage et un boulonnage à serrage contrôlé fastidieux à réaliser sur chantier. Ainsi, son coût de réalisation s'avérait très élevé par rapport à la masse d'acier à mettre en oeuvre.

Sur cette même ligne, l'ouvrage de franchissement de l'A7 à Bonpas (Vaucluse) a vu apparaître un contreventement expérimental, composé d'éléments de hourdis préfabriqués en béton, discontinus, de 15 cm d'épaisseur courante, et disposés en partie inférieure du tablier, entre les poutres. Un autre ouvrage de ce type a été conçu sur réseau clas-

sique, pour le franchissement de la Seine à Melun (pont dit du « Pet au Diable » en 1998). Dans cette conception, les éléments préfabriqués ont une longueur de 2 m à 2.5 m (dans la direction des poutres). Ils n'étaient pas clavés entre eux, mais simplement connectés aux poutres par des goujons Nelson.

Ce type de contreventement a eu rapidement un grand succès pour les ouvrages ferroviaires ; l'augmentation significative de la raideur en torsion et de la masse du tablier, qu'il induit, permet d'améliorer grandement la réponse dynamique des ouvrages sous circulations ferroviaires. Ainsi, l'emploi de ce type de contreventement s'est généralisé sur la LGV Est Européenne et la LGV Rhin-Rhône. Mais pour l'ensemble de ces ouvrages, aucune participation du hourdis inférieur (discontinu), en flexion générale, n'a été envisagée.

Pour autant, il semble que la réflexion devait être poursuivie : dans un contexte de lutte contre le réchauffement cli-

matique et de crise économique, l'optimisation des quantités de matière à mettre en oeuvre dans les ouvrages est un impératif qui s'impose à tous les acteurs de la construction. Une solution innovante a été réalisée il y a quelques années pour le viaduc de Las Piedras (Espagne – LGV Cordoba – Malaga – 2004 à 2006), en faisant participer en flexion longitudinale le hourdis inférieur sur appuis intermédiaires. L'emploi des Eurocodes, et notamment les restrictions sur l'utilisation des coefficients d'équivalence dans le cas de la double action mixte (EN 1994-2 clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) a conduit les ingénieurs d'EIFFAGE et du Département des Ouvrages d'Art de la SNCF à réfléchir à cette conception pour exploiter au maximum la mixité de la structure.

L'étude a été menée pour trois ouvrages de la ligne nouvelle à grande vitesse Bretagne – Pays de Loire (BPL) :

- le viaduc du Vicoin (longueur 337 m : 38.5 m + 5x52 m + 38.5 m)
- le viaduc de la Courbe (longueur 374 m : 37 m + 6x50 m + 37 m)
- le viaduc du Quartier (longueur 263 m : 37 m + 4x46 m + 42 m)

Pour les deux premiers, l'optimisation des quantités a été l'objectif principal. Sur le troisième (viaduc du Quartier), à cause des contraintes fortes de profil en long de la voie ferrée et de certaines voies franchies, au-delà de l'optimisation des quantités, la priorité a été donnée à la réduction de la hauteur des poutres.

2. DESCRIPTION DES TABLIERS

2.1. Caractéristiques générales

Les voies sont en alignement droit, sauf sur le viaduc du Quartier (rayon 6000 m et raccordement parabolique).

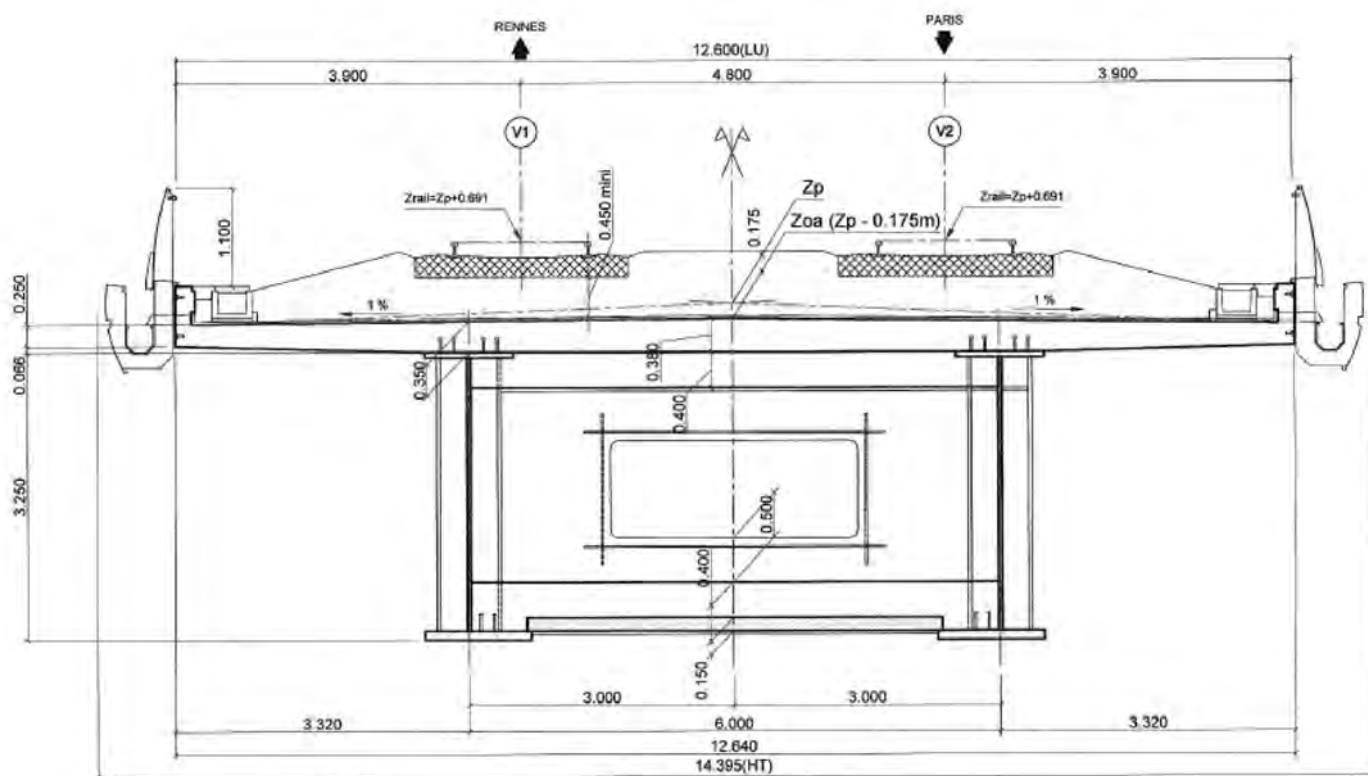
La section des tabliers est constituée de deux poutres en I, connectées à une dalle supérieure en béton armé. Les tabliers portent une plateforme ferroviaire à deux voies électrifiées en 25 KV. L'écartement des voies est de 4.5 m sur les viaducs du Vicoin et du Quartier et de 4.80 m sur le viaduc de la Courbe.

La largeur utile (entre nus de garde-corps) de la dalle est de 12.30 m sur les deux premiers et de 12.60 m sur le troisième. Les dalles des viaducs du Vicoin et de la Courbe sont pentées à 1% en double toit vers les rives. La dalle du viaduc du Quartier est pentée à 4 % vers l'intérieur (les poutres sont décalées verticalement de 24 cm).

L'entraxe des poutres est de 6.00 m sur les trois viaducs. Il a été maintenu constant (bien que l'écartement des voies varie) dans le but d'homogénéiser les principes de construction des appuis sur les trois ouvrages.

2.2. Caractéristiques des sections – Dalle supérieure

Les caractéristiques des sections sont les suivantes :



Coupe transversale du viaduc de la Courbe

Viaduc	Hauteur poutre (m)	Larg. sem. sup. (mm)	Larg. sem. inf. (mm)	Ep. dalle (axe tablier / axe poutre / rive) (cm)
Vicoïn	3.35 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	43 – 40 – 25
Courbe	3.25 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	38 – 35 – 25
Quartier	2.75 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	43 – 40 – 25

Classiquement, sur les lignes ferroviaires à grande vitesse, l'épaisseur de la dalle des bipoutres mixtes était de 40 cm au droit des poutres, de 43 cm à l'axe du tablier et de 25 cm en rive de dalle. Cela conduisait à considérer une épaisseur équivalente de calcul de 37 cm.

Dans le cas de ces ouvrages, l'épaisseur est de 35 cm au droit des poutres (contre 40 cm auparavant). Les surépaisseurs sur les viaducs du Vicoïn et du Quartier résultent simplement de l'emploi de prédalles non participantes (épaisseur 8 cm) pour le coffrage de la dalle entre les poutres. L'épaisseur équivalente de calcul est ainsi ramenée à 33 cm. Il s'agit là d'une première optimisation des dispositions habituellement retenues.

2.3. Diaphragmes verticaux

Les pièces de pont sont des diaphragmes pleins, avec trou d'homme. Leur hauteur diffère selon les ouvrages.

Sur les viaducs du Vicoïn et du Quartier, la dalle est coulée en place sur prédalles entre poutres ; les extradosses des semelles supérieures des pièces de pont et des poutres coïncident. Ainsi, la fixation de l'âme de la pièce de pont sur la poutre se fait par un montant en simple plat. Les semelles sont soudées en pleine pénétration sur les semelles de la poutre.

Sur le viaduc de la Courbe, pour des questions de méthodes chantier, la dalle est coulée à l'aide d'outils coffrants complets ; il n'y a pas de prédalle entre poutres. Aussi, afin d'optimiser les rotations des outils coffrants, la semelle supérieure des pièces de pont est descendue de 400 mm, pour permettre, sans démontage, le passage entre poutres des plateaux de coffrage de la dalle. Avec cette conception, la semelle inférieure de la pièce de pont est soudée en pleine pénétration sur celle de la poutre, mais l'âme et la semelle supérieure viennent se fixer sur un montant en T.

Cette conception a été privilégiée par rapport à celle qui avait été développée pour le viaduc de Las Piedras (diaphragmes treillis en K) et retenue pour ces trois ouvrages en phase APD : en effet, les études d'exécution de ces ouvrages ont soulevé des problèmes de fatigue au niveau des assemblages des diagonales sur les poutres. La résolution de ces problèmes aurait conduit à retenir des sections de diagonales et des attaches trop importantes pour être compétitives dans le cadre de l'économie de ce projet.

L'espacement des diaphragmes a été calé pour avoir un espacement constant entre éléments sur une même travée.

Viaduc	Espacement des pièces de pont (m)		
	Travée de rive	Travées courantes	Travée de rive
du Vicoïn	3 x 12.833	4 x 13.000	3 x 12.833
de la Courbe	3 x 12.333	4 x 12.500	3 x 12.333
du Quartier	3 x 12.333	4 x 11.500	4 x 10.500

2.4. Hourdis inférieur

Sur chacun des viaducs, le hourdis inférieur présente deux zones distinctes :

- La première, dite « sur appui de continuité », règne de part et d'autre de chaque pile, jusqu'à la première pièce de pont en travée ;
- La seconde, dite « en travée », s'étend au-delà.

Dans la zone « sur appui de continuité », le hourdis inférieur est coulé en place sur des prédalles participantes de 15 cm d'épaisseur. L'épaisseur totale du hourdis (y compris prédalle) varie de 25 cm, au droit de la première pièce de pont courante, jusqu'à 55 cm au droit de l'axe d'appui. Dans cette zone de moments fléchissants négatifs, le hourdis inférieur participe pleinement à la résistance en flexion de l'ouvrage, alors que la dalle supérieure, fissurée, n'apporte pas d'autre contribution que celle de ses armatures tendues. L'ensemble est clavé sur les poutres par des goujons connecteurs.

Les armatures du hourdis inférieur sur appui traversent l'âme de la pièce de pont, qui est percée en conséquence. En travée, le hourdis inférieur est naturellement tendu par la flexion longitudinale du tablier. Il est composé d'éléments discontinus, préfabriqués, de 15 cm d'épaisseur courante, qui sont clavés sur les poutres par une longrine de chaînage et des goujons connecteurs. Ce hourdis n'est pas pris en compte dans le calcul en flexion longitudinale.

La détermination des armatures du hourdis s'effectue à partir des efforts et contraintes obtenus sous le modèle général, en tenant compte, en zone où le hourdis supérieur est fissuré, des caractéristiques fissurées de la section considérée.

Longitudinalement, le hourdis inférieur peut être en traction (mais sans être fissuré car la contrainte de traction reste supérieure à $-2f_{ctm}$, du fait du principe même du calage de la longueur du hourdis inférieur collaborant).

Cette traction est équilibrée par des aciers longitudinaux, dont la section est au moins égale au ferrailage minimum de non fragilité.

La connexion avec les semelles inférieures des poutres principales transmet du cisaillement lié à la torsion et à l'effort tranchant calculé avec le modèle général du viaduc. Ces contraintes sont reprises par des armatures transversales perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage.

Le cisaillement créé par la torsion est constant sur toute la largeur du hourdis inférieur, celui créé par l'effort tranchant est maximum sur les côtés et nul au centre. Le moment fléchissant transversal (lié aux charges de service sur le hourdis inférieur) est nul sur les côtés et maximal au centre. (Voir schémas ci-dessous)

Les armatures transversales requises sont donc calculées comme étant le maximum entre les aciers nécessaires à la reprise du cisaillement créé par la torsion et par l'effort tranchant et les aciers nécessaires à la reprise du cisaillement créé par la torsion et du moment fléchissant transversal.

3. DOUBLE ACTION MIXTE

3.1. Généralités

L'EN 1994-2 (clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) demande, lorsqu'on est en présence de deux semelles mixtes non fissurées, de déterminer les effets du fluage et du retrait du béton, par des méthodes plus précises que les méthodes forfaitaires développées dans la norme.

Le phasage de bétonnage a été étudié avec l'objectif de faire coïncider au maximum la limite entre hourdis supérieur fissuré et non fissuré avec le début du hourdis inférieur collaborant.

Un phasage de bétonnage, qui permet d'atteindre cet objectif, respecte le principe suivant, pour chaque travée :

- Bétonnage des plots inférieurs d'un appui,
- Bétonnage des plots supérieurs des travées adjacentes à cet appui,
- Bétonnage du plot supérieur sur appui

Le dimensionnement de l'ouvrage se fait dès lors en considérant une simple mixité, soit par la dalle supérieure (en travée), soit par le hourdis inférieur (sur appui). Dans ce dernier cas, les armatures de la dalle supérieure sont pris en

compte dans la détermination des caractéristiques des sections. Le calcul est géré à l'aide des coefficients d'équivalence acier/béton tels que définis dans les Eurocodes.

La première vérification consiste donc à déterminer les longueurs fissurées du hourdis inférieur comme de la dalle supérieure, par une analyse globale non fissurée (au sens de l'EN 1994-2). Les zones de dalle ou de hourdis supportant une contrainte inférieure à $-2f_{ctm}$ à l'ELS caractéristique sont considérées comme fissurées et un nouveau calcul, en analyse fissurée, est mené sur la base de cette nouvelle répartition des caractéristiques mécaniques du tablier. La fissuration est prise en compte dans le calcul de flexion mais aussi dans la détermination des caractéristiques de torsion du tablier, par la réduction de moitié de l'épaisseur des éléments fissurés (selon l'EN 1994-2 5.4.2.3 (6)), en sus de l'introduction des coefficients d'équivalence acier-béton.

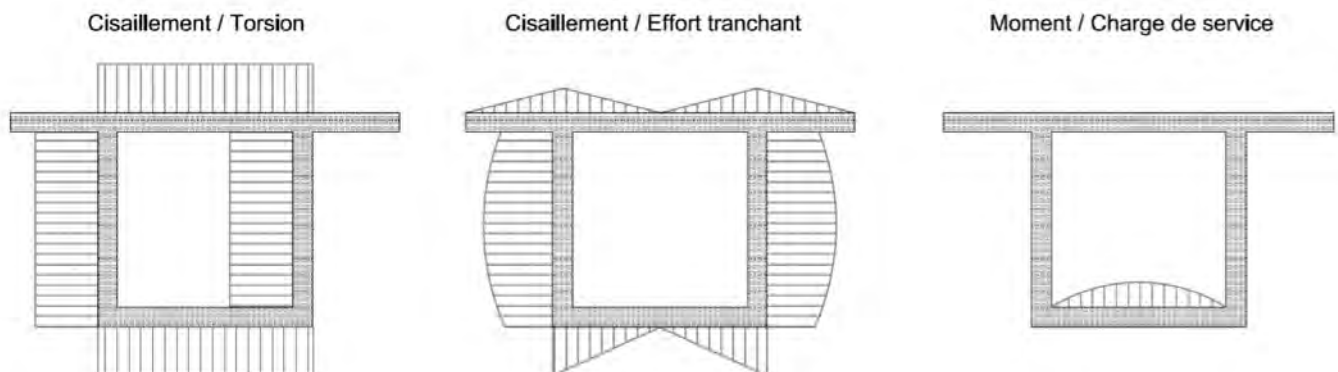
L'analyse globale (fissurée et non fissurée), comme l'analyse des sections se fait en considérant l'ensemble des sollicitations qui s'appliquent à l'ouvrage à la mise en service et au temps infini :

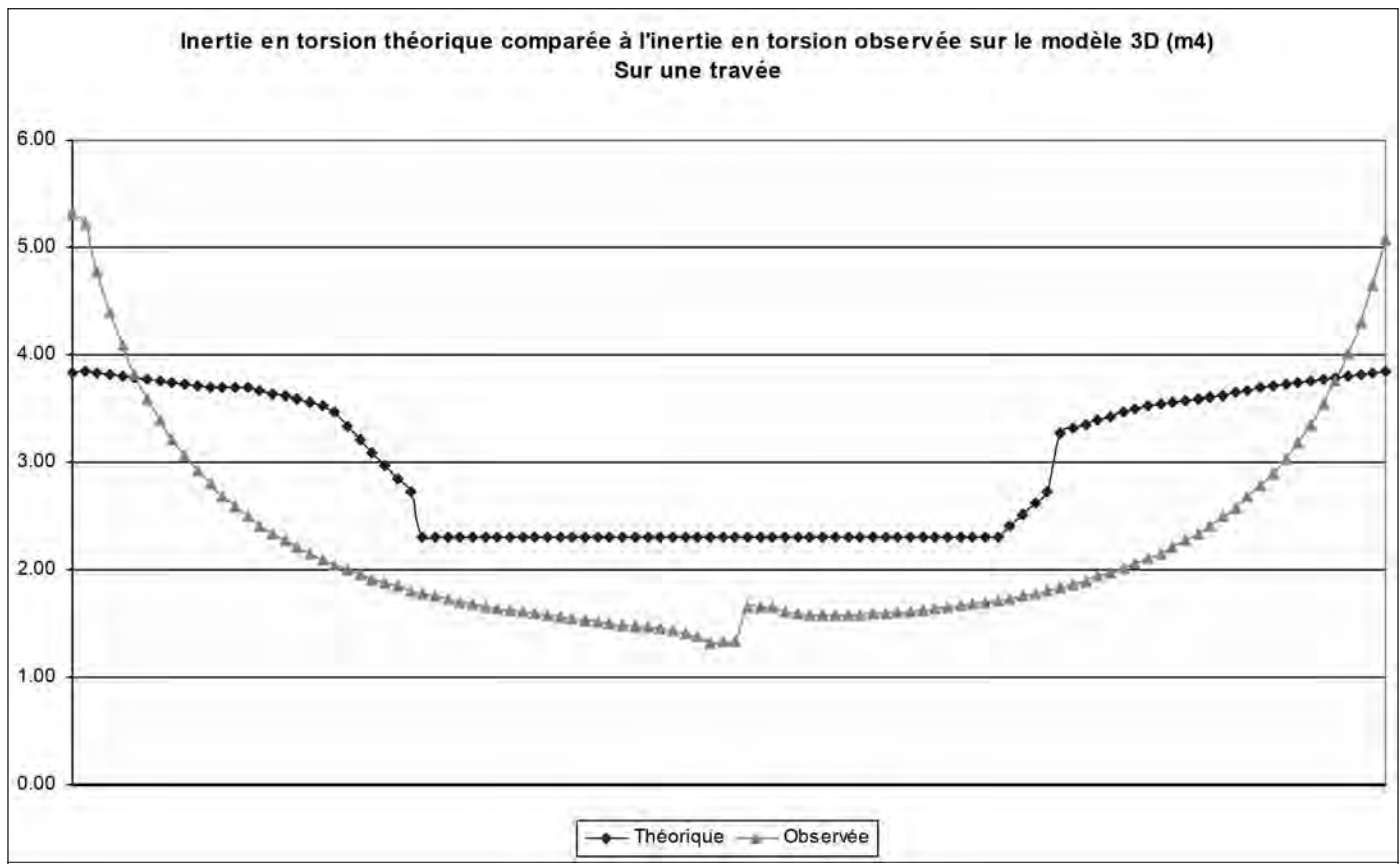
- Charges permanentes (acier, béton selon phasage, superstructures et équipements),
- Retrait du béton de la dalle supérieure,
- Retrait du béton du hourdis inférieur (collaborant),
- Gradient thermique,
- Charges d'exploitation.

3.2. Amélioration du comportement dynamique de l'ouvrage

La présence du hourdis inférieur en béton armé permet d'améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage, lors du passage des trains à grande vitesse :

- L'augmentation de la raideur en flexion des tronçons sur appui, via la participation du hourdis inférieur, comprimé dans ces zones, augmente les fréquences propres des modes de flexion contributifs.
- Le tablier présente un certain effet « caisson », vis-à-vis de la torsion. Le retour d'expérience de la SNCF (notamment via le passage des rames de mesures TGV IRIS 320) confirme que cet effet existe, au-delà des résultats obtenus sur simulations numériques. Ainsi, il est possible de considérer, pour le calcul dynamique, une inertie de





torsion de caisson, alors que pour un calcul statique, le comportement général de l'ouvrage doit plus considérer une répartition des charges de type 60%/40% d'une poutre sur l'autre. Il est possible de calibrer une inertie de torsion équivalente, légèrement plus faible que l'inertie de torsion théorique dite de Saint-Venant (diminution de l'ordre de 30%), à prendre en compte dans le calcul dynamique.

- L'augmentation de la raideur en torsion du tablier déplace les modes de torsion vers les hautes fréquences, ce qui permet de découpler les effets de la torsion et de la flexion et de réduire l'impact sur le gauche de voie.
- L'accélération du tablier étant inversement proportionnelle à la masse mise en jeu, l'apport massique du hourdis inférieur en béton améliore significativement la réponse dynamique de l'ouvrage.

3.3. Modification du comportement en flexion longitudinale

L'augmentation de raideur sur appui de continuité attire une partie du moment fléchissant de la travée vers la pile. Les études menées sur le viaduc du Vicoin ont montré que le transfert est de l'ordre de 7%, par rapport au même viaduc, sans participation du hourdis inférieur sur appui.

Sur appui de continuité, la présence du hourdis inférieur abaisse considérablement l'axe neutre de la section. La partie supérieure étant tendue, la classe de la section n'est plus donnée par l'âme, mais par le débord extérieur de la semelle inférieure de la poutre. Ainsi, pour une semelle de

1000 mm en acier S355, la section complète est de classe 3 pour une épaisseur supérieure à 45 mm et passe en classe 2 dès qu'on dépasse 55 mm. Il est donc possible de faire travailler en plasticité les sections sur appui, alors qu'en l'absence de hourdis inférieur, la classe de la section aurait été déterminée par l'élancement de l'âme, beaucoup plus restrictif.

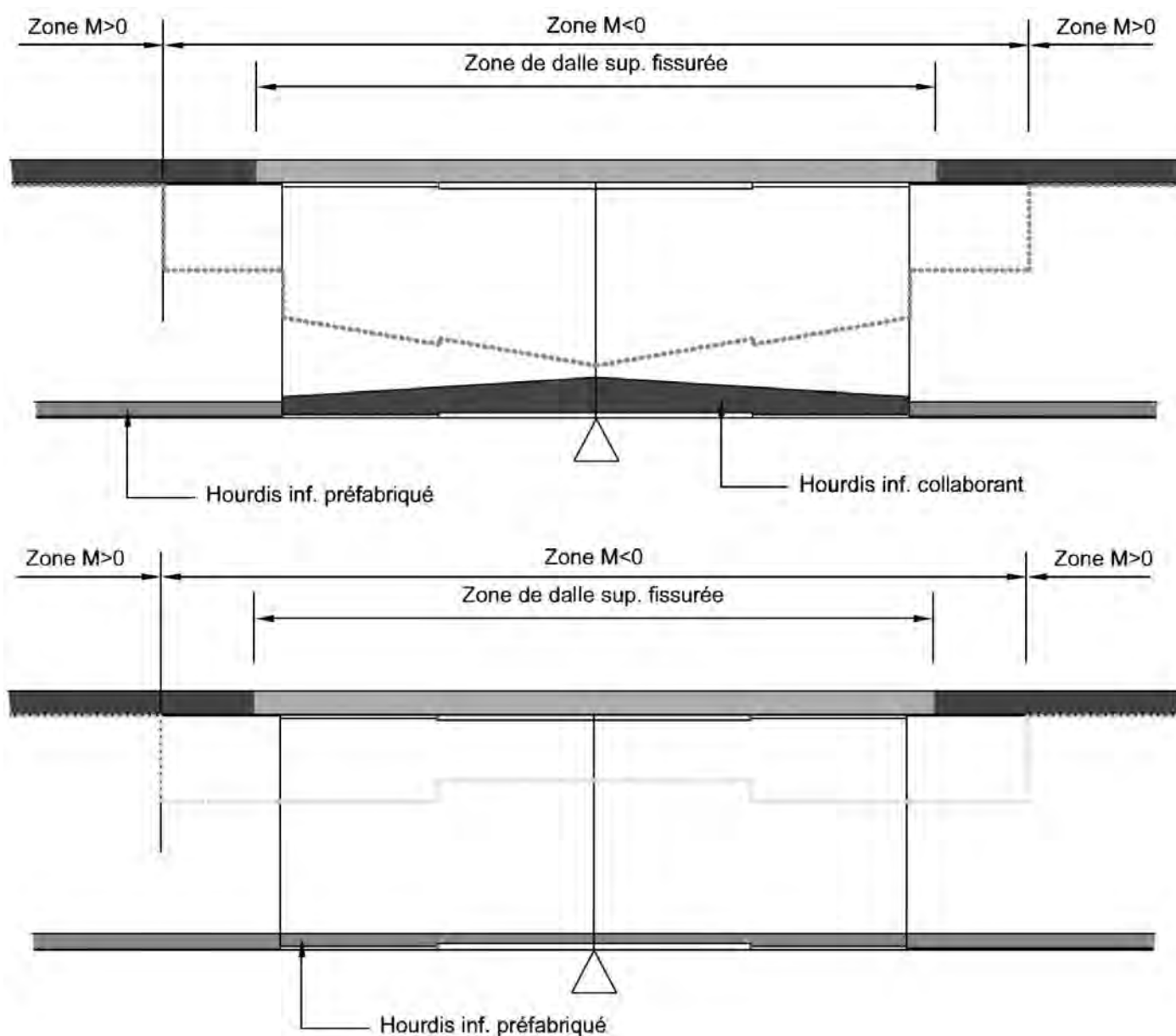
3.4. Optimisation des quantités induites par la double action mixte

L'optimisation des quantités peut être visualisée par la comparaison entre deux ouvrages de portées similaires : le viaduc du Vicoin, pour lequel la participation du hourdis inférieur est considérée, et le viaduc du Landbach (LGV Est Européenne 2^e phase) pour lequel il n'en a pas été tenu compte. La conception des éléments transversaux est similaire sur les deux viaducs et ne vient donc pas perturber la comparaison.

Le gain se fait essentiellement au niveau des sections sur appui : les épaisseurs de semelles sont considérablement réduites. Les âmes sur appui n'ont pas besoin de raidissage horizontal pour le voilement. Par contre le raidissage vertical est légèrement supérieur, pour la reprise du voilement par cisaillement, puisque l'effort tranchant augmente dans la solution avec hourdis inférieur participant.

En outre, la conception des bipoutres mixtes selon le principe de la double action mixte permet de mieux satisfaire les trois critères de dimensionnement relatifs :

- aux contraintes dans l'acier,



Évolution de la position de l'axe neutre plastique avec et sans hourdis inférieur collaborant sur appui

La répartition de matières du viaduc du Vicoin est donnée sur le schéma suivant :

Vicoin

900x30	900x50	900x70	900x50	900x30	900x50	900x70	900x50	900x30
3290x20	3260x30	3220x30	3260x30	3290x20	3260x30	3220x30	3260x30	3290x20
1000x30	1000x40	1000x60	1000x40	1000x30	1000x40	1000x60	1000x40	1000x30
C0	P1			P2				
	25	7	13	7	25	7	13	7
	38,5			52			52	

Celle du viaduc du Landbach est rappelée ci-dessous :

Landbach

1000x35	1000x50	1000x85	1000x50	1000x35	1000x50	1000x85	1000x50	1000x35
3420x20	3400x28	3330x28	3400x28	3420x20	3400x28	3330x28	3400x28	3420x20
1300x45	1300x50	1300x85	1300x50	1300x45	1300x50	1300x85	1300x50	1300x45
C0		P1			P2			
31	5,5	11	5,5	30	5,5	11	5,5	30
42				52				52

- à la limitation des déformations,
- au comportement dynamique.

Dans les bipoutres mixtes classiques, il est au contraire courant de devoir renforcer certaines sections pour l'un de ces trois critères seulement.

Le mètre des quantités des poutres pour les deux ouvrages est repris dans le tableau suivant. Le gain sur l'ossature métallique des ouvrages est de l'ordre de 18%.

Les quantités de béton mises en œuvre au ml varient, quant à elles, assez peu.

Il convient de noter que la comparaison se base sur le viaduc du Vicoin, qui présente des prédalles non collaborantes pour le coffrage du hourdis supérieur entre les poutres. Dans le cas d'un ouvrage sans prédalle (comme le viaduc de la Courbe), les quantités de béton seraient sensiblement

équivalentes entre une solution bi-poutre classique et une solution bi-poutre double action mixte.

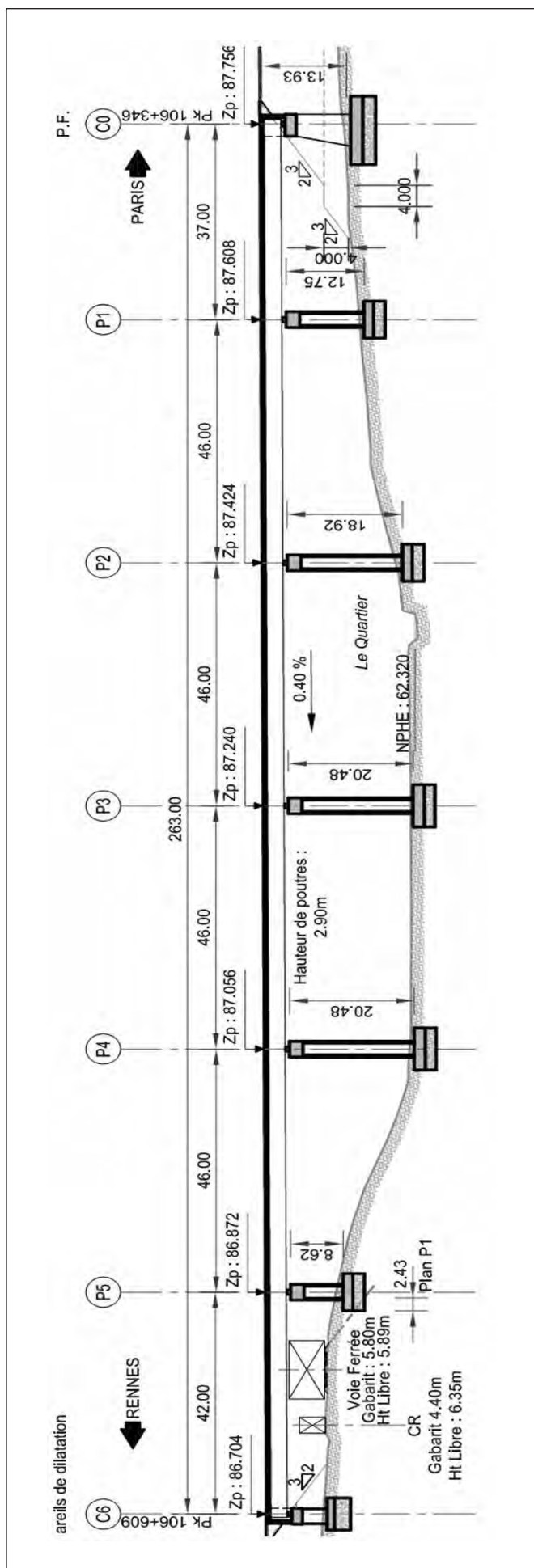
3.5. Cas particulier du viaduc du Quartier

Pour cet ouvrage, la participation du hourdis inférieur a été envisagée pour permettre la réduction de la hauteur de poutre, en vue de sécuriser le dégagement du gabarit sur la voie ferrée dans la dernière travée, malgré le balancement local défavorable de l'ouvrage (rapport de travées : 0.91).

La hauteur initiale de la poutre (2.90 m) a été abaissée à 2.75 m. La participation du hourdis inférieur sur pile per-

	Viaduc du Vicoin (t)	Viaduc du Landbach (t)
Semelles	421	929
Ames	430	645
Raidissage	43	51
Cadres	108	199
Total sans cadres	894	1625
Total avec cadres	1002	1824
Longueur tablier	337.0+0.80x2=338.6	500.0+2x1.0=502.0
Tonnage / ml sans cadres	2.64	3.24
Tonnage / ml avec cadres	2.96	3.63

	Viaduc du Vicoin (m³)	Viaduc du Landbach (m³)
Dalle supérieure (yc prédalle)	1520	2253
Hourdis inf. collaborant	372	0
Hourdis inf. non collaborant	209	574
Total	2100	2827
Longueur tablier	338.6	502
Quantité / ml	6.20	5.63



met de limiter malgré tout l'épaisseur des semelles à 70 mm sur appui. L'élancement de la poutre, classement de l'ordre du $1/15^e$ pour un bipoutre sur LGV est ici optimisé quasiment au $1/17^e$, tout en maintenant des épaisseurs de tôles tout à fait raisonnables.

4. CONCLUSIONS

Cette récente et dernière évolution de la conception des ponts bipoutres mixtes permet une optimisation supplémentaire de ces structures déjà fortement optimisées par le passé. Le gain sur l'ossature métallique des ouvrages est de l'ordre de 18%, pour des quantités de béton proches et un investissement relativement faible au niveau des méthodes de dimensionnement. Un tel gain sur les quantités de matière est d'autant plus appréciable, sur les plans écologiques et économiques, que les bipoutres mixtes sont très largement utilisés pour les ouvrages ferroviaires (cf exemples récents de la LVG Rhin-Rhône et de la LGV Est 2^e phase).

Quelques gains indirects pourront peut être encore être dégagés, une fois que ces ouvrages seront en exploitation et qu'ils seront instrumentés : notamment, il conviendra de voir dans quelle mesure la participation du hourdis inférieur dans la résistance de l'ouvrage permettrait d'améliorer le coefficient d'amortissement critique, actuellement normé et limité à 0.5% pour les structures mixtes, et qui intervient dans la réponse dynamique de la structure lors du passage des trains à grande vitesse.

GRAND STADE DE LILLE MÉTROPOLE – UNE COLLABORATION INNOVANTE ENTRE BÉTON ET MÉTAL

Stéphane DANDROY*, Valérie BONIFACE, Evelyne OSMANI*****

* Eiffage TP Directeur Technique du Groupement concepteur Constructeur
(ensemble projet et plateau mobile) – stephane.dandroy@eiffage.com

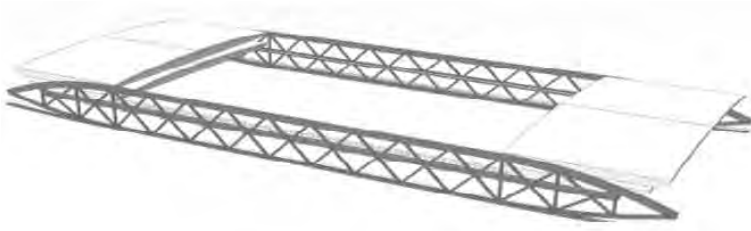
** Eiffage construction métallique – Eiffage Métal Directeur Ouvrages spéciaux (structures de charpente métallique)
valerie.boniface@eiffage.com

*** Eiffage Construction Directeur Etudes et Structures (structures béton armé) – evelyne.osmani@eiffage.com

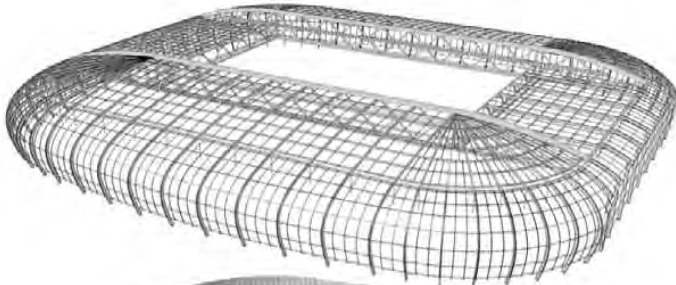
1. LE PROJET



Architectes : Valode & Pistre Architectes / Atelier Ferret Architectures



La toiture mobile en charpente métallique



Les fléaux métalliques et les 2 mégapoutres



La structure béton, les 4 mégapoteaux et les fondations.

2. LES ESPACES UTILISÉS

Les espaces utilisés du GSLM comprennent les zones de gradins et de loges, les parties communes et les zones d'accès.

Cette partie du stade a été exécutée en utilisant la préfabrication pour les éléments « horizontaux » (poutres, planchers, gradins, crémaillères) et pour une partie des éléments

verticaux (voiles, noyaux) en raison des contraintes de planning (GO 18 mois / TCE 30 mois).

Les poteaux ont été coulés en place à l'aide d'outils recevant les poutres et crémaillères préfabriquées.

Les voiles de la partie basse ont été coulés en place.

3. LES GRADINS



Les éléments de gradins préfabriqués sont solidarisés mécaniquement entre eux et aux crémaillères pour former diaphragme.



4. LES PORTIQUES



Des crémaillères préfabriquées totalement, partiellement ou coulées en place sont mises en œuvre sur des poteaux coulés en place pour assurer un encastrement soigné aux nœuds.

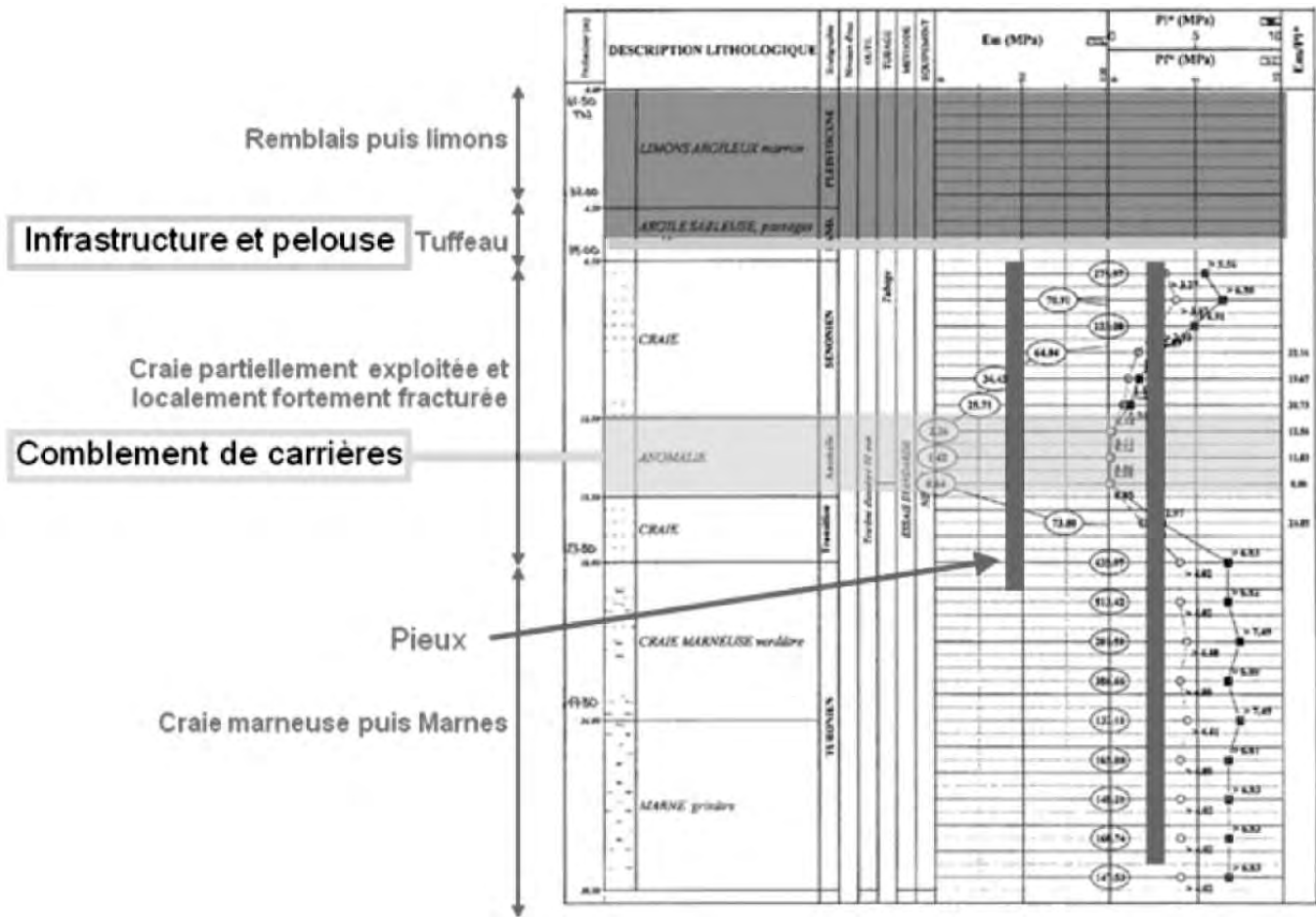


5. LE SOL – LES FONDATIONS

Le terrain est constitué essentiellement de remblais, évacués et réutilisés sous formes de remblais paysagés, assis sur de la craie présentant des zones d'exploitations

de carrières et des zones de catiches exploitées sauvagement.

Les carrières et catiches ont été comblées gravitairement. Les fondations sont des pieux type STARSOL fichés dans la craie marneuse ou dans les marnes.



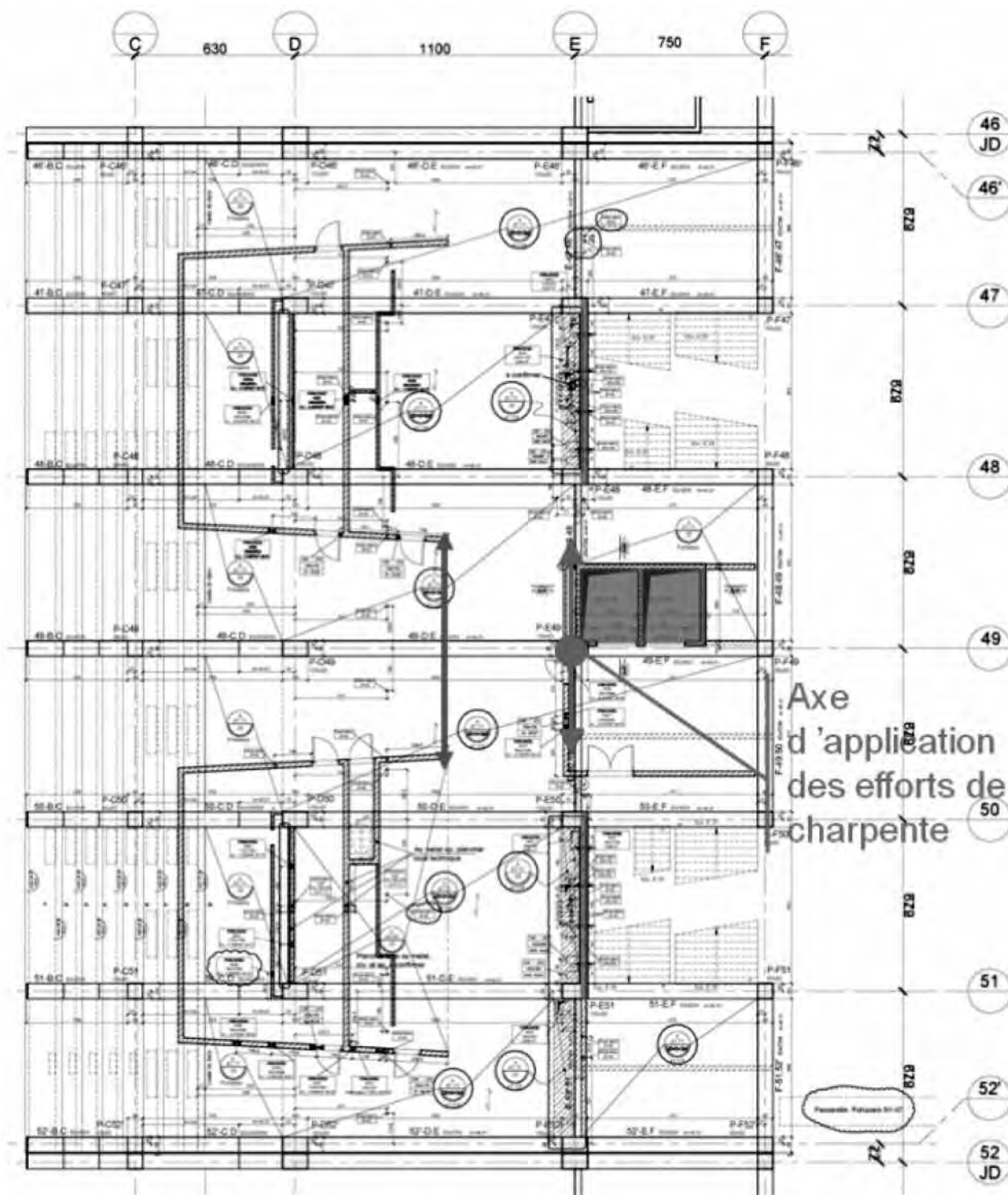
6. STABILITÉ GÉNÉRALE

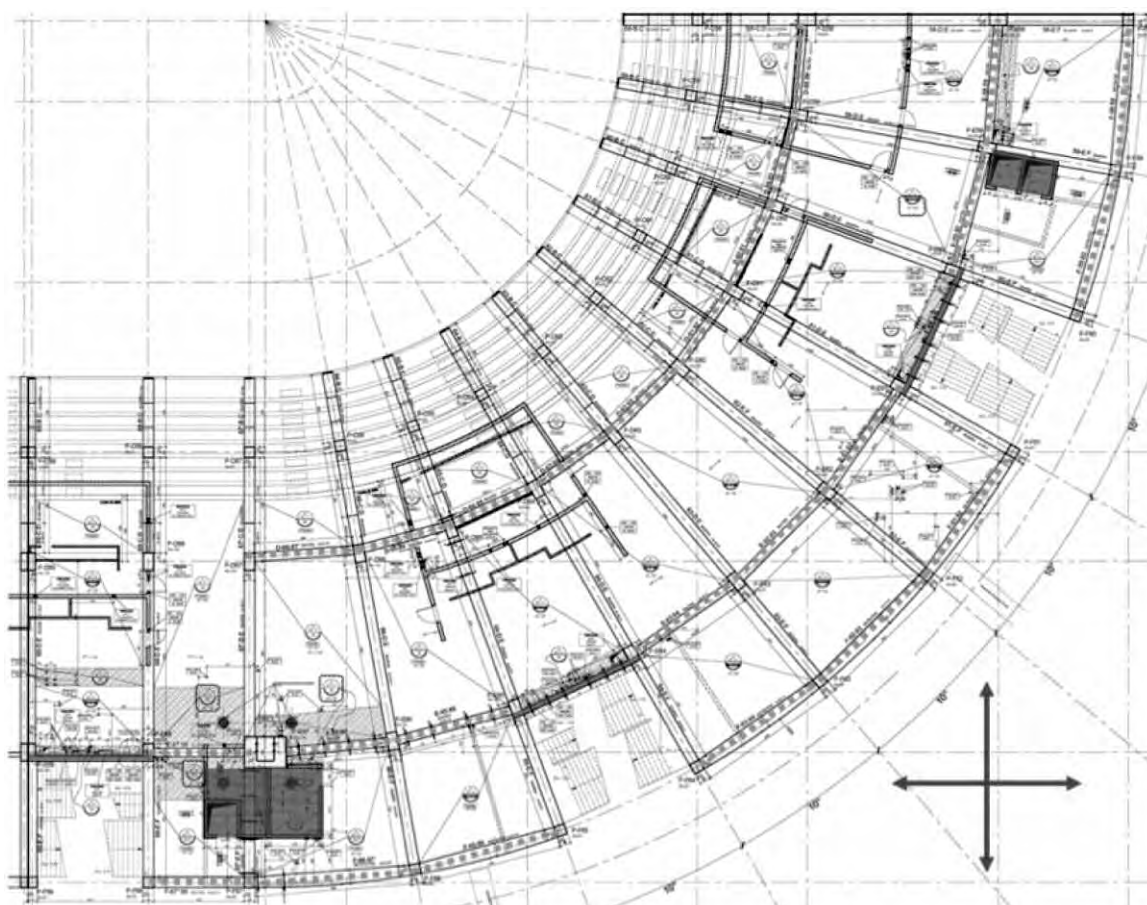
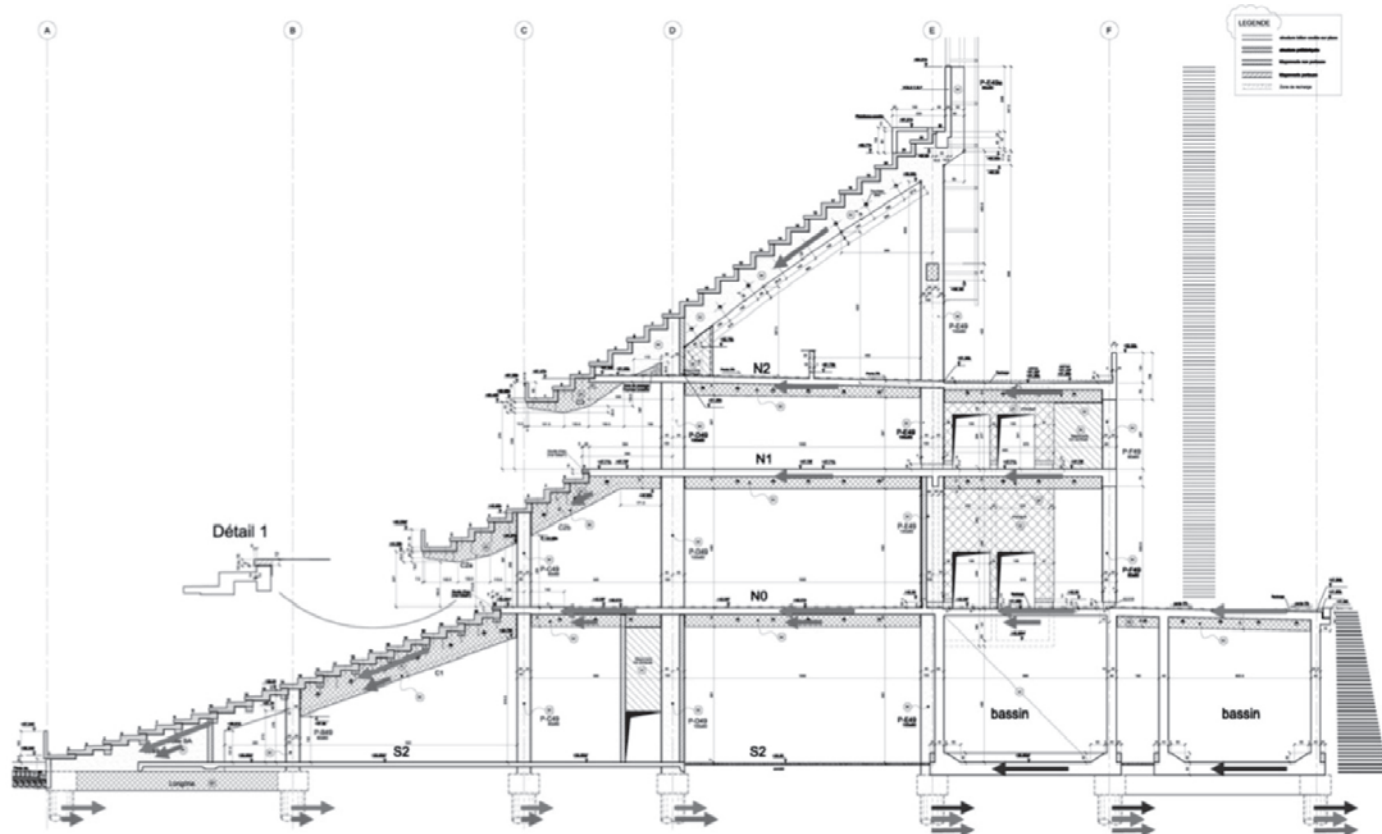
La construction béton comprend 12 blocs indépendants dont 8 sont contreventés :

- longitudinalement par des murs et des noyaux,
 - transversalement par 48 portiques dont 8 doubles sur JD.
- Les 4 blocs d'angle sont contreventés par des portiques dans les deux directions, des voiles et des noyaux.

Les efforts de vent appliqués à la charpente et à la toiture sont redistribués entre les structures des blocs.

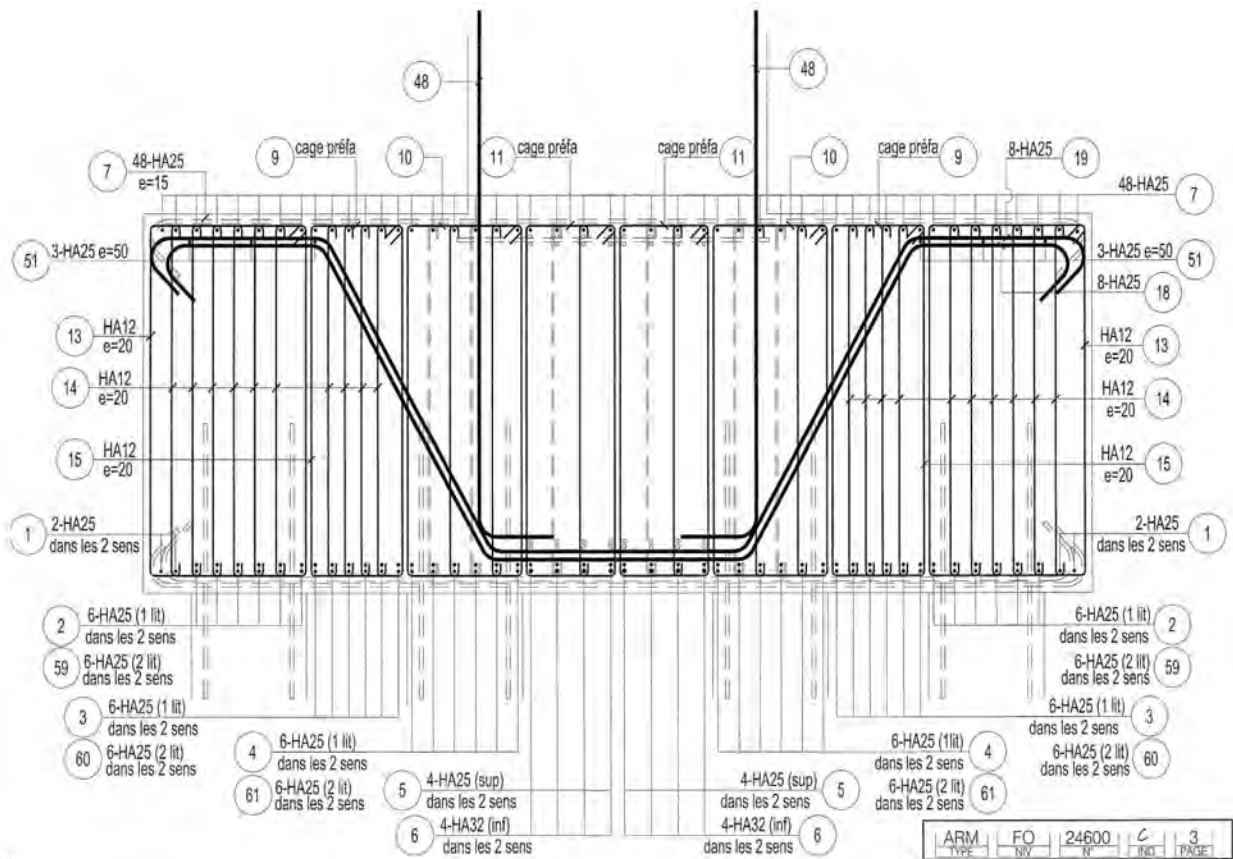
Les variations dimensionnelles de la toiture sont gérées à partir d'un point fixe situé au centre de chaque côté et d'appuis libres à chaque extrémité des méga-poutres, grâce à l'utilisation d'appareils d'appuis conçus pour ne pas transférer d'efforts horizontaux aux mégapoteaux.



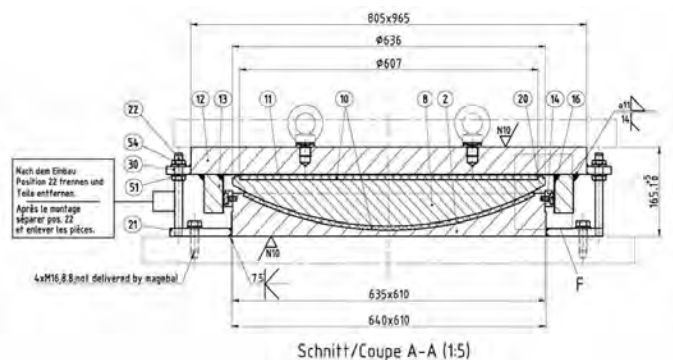
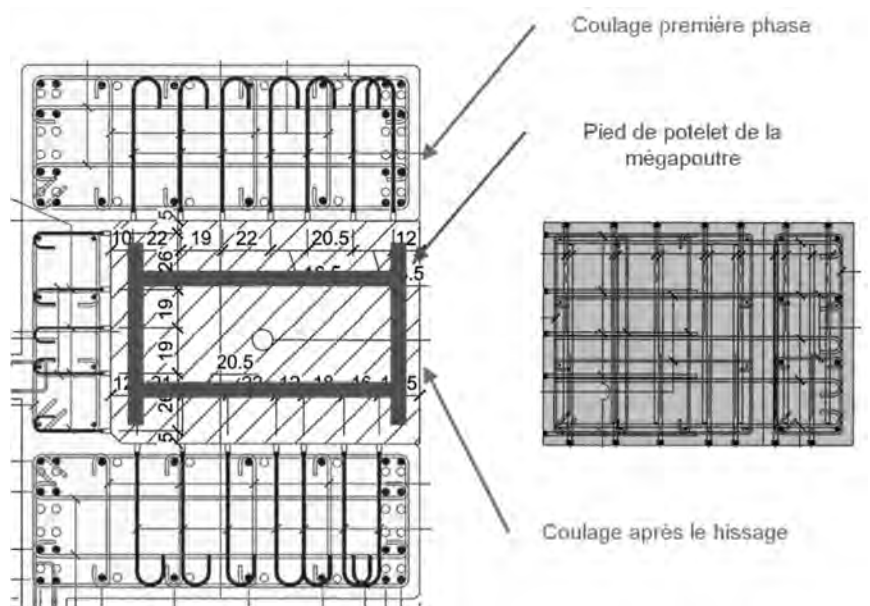


7. LES MÉGAPOUTRES, LES MÉGAPOTEAUX ET LEURS FONDATIONS

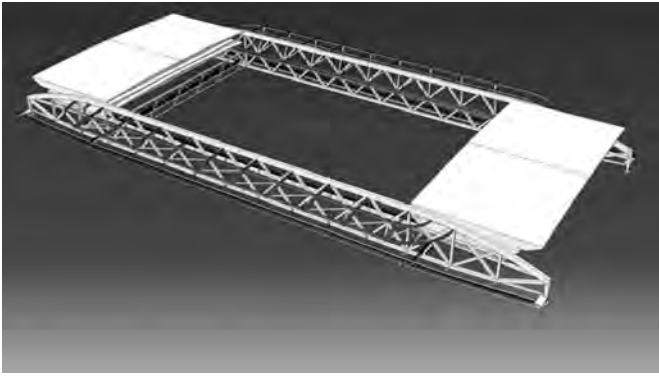
Par massif : 8 Ø92 longueur 23 m armés jusqu'à la base des carrières.
Massifs 7m60×7m60×2m80 ht.



En fin de hissage la partie laissée vide est armée et bétonnée avec mise en place en tête des appareils d'appuis et des pieds de potelets des mégapoutres.



Les 2 mégapoutres principales sont des poutres treillis de 205 m de long par 16,35 m de haut et pesant 1800 tonnes.



Les éléments de treillis sont assemblés par brochage afin de contrôler la géométrie au maximum lors de la préfabrication et de simplifier les assemblages sur site.



La précontrainte introduite par les câbles dans leur membrure basse permet d'en augmenter la rigidité en vue d'en minimiser la hauteur et ainsi dégager la vue des spectateurs de tribune à tribune sans poteaux intermédiaires.

Les 2 mégapoutres sont reliées entre elles par des poutres treillis transversales de 80 m de portée et 8 m de hauteur structurelle. L'ensemble porte les toitures mobiles.

Les éléments de mégapoutres sont préfabriqués en atelier et transportés par via fluviale puis transport exceptionnel routier jusqu'à site.



8. LES TOITURES MOBILES

Les toitures mobiles sont formées de 4 panneaux en structure treillis de 80 m x 35 m (500 tonnes chacun) permettant d'occulter l'espace central, situé au dessus de l'aire de jeu, par leur translation sur les voies de roulement connectées aux mégapoutres.



Plusieurs positions sont envisageables en fonction de l'exploitation du stade. En position d'ouverture, les panneaux se superposent en gigogne.

Les panneaux sont préfabriqués par éléments en usine, puis assemblés sur site.



Le système mécanique permet de passer de la position complètement ouverte à complètement fermée en moins de 30 minutes.

9. LE RELEVAGE ET LA PRÉPARATION AU HISSAGE

Les mégapoutres ont été assemblées au sol, en position horizontale, pour des raisons de sécurité, simplification du montage et d'optimisation du planning d'exécution.

Puis elles ont été relevées à l'aide de 4 grues (3 grues de 600 tonnes et 1 grue de 400 tonnes), petit à petit jusqu'à un angle de 75° par rapport à l'horizontal – le point de basculement. Au delà, l'opération s'est transformée en freinage assisté à l'aide de câbles de traction et de rétention jusqu'au mondent où les appuis temporaires se sont doucement posés sur les cales : la poutre a alors pivotée de 90°.





Les poutres transversales ont ensuite été connectées aux mégapoutres pour créer un cadre.

Les panneaux des toitures mobiles ont été introduits depuis leur zone d'assemblage via un chemin de roulement provisoire aligné avec le chemin de roulement des mégapoutres.



Les tours d'étaie ont été positionnées autour des mégapoteaux pour supporter le système de vérins avaleurs de câbles prévus pour le hissage.



10. LE HISSAGE

Le hissage, préparé pendant des mois, s'est déroulé en 8 heures : les 12 vérins avaleurs de câbles synchronisés ont permis de hisser le colis de 7200 tonnes à une hauteur de 30 m. Les abouts des mégapoutres ont « coulissés » à l'intérieur des U formant les mégapoteaux, servant de guide.



La toiture est restée suspendue le temps de finaliser les appuis définitifs en tête des mégapoteaux, sur lesquels la toiture a ensuite été posée.



Des stabilités provisoires ont été mises en œuvre afin de stabiliser la toiture dans l'attente de la mise en place des éléments de toiture fixe incluant les stabilités globales.



11. LA TOITURE FIXE

Les fléaux ainsi que les éléments de pannes et de stabilités de la toiture ont été ensuite mis en œuvre. La couverture ainsi que la façade translucide ont pu être posés.



12. LE PLATEAU MOBILE

12.1. La géométrie d'ensemble de la charpente

Le plateau mobile a une surface de 75 m * 55 m et une hauteur de 3.60m. Il est composé de 2 poutres de rive PRS, de 12 poutres treillis principales et d'un platelage en dalle

orthotrope. Cette dalle est étanchée par une feuille préfabriquée antiracines, et comporte toutes les réservations nécessaires à ancrer les poteaux de football et de rugby et à installer l'arrosage de l'aire de grand jeu.

La charpente métallique représente environ 2 000 tonnes de matière. Comme la mégastructure, elle a été fabriquée à Lauterbourg et transportée par barges jusqu'à Lille. En revanche, elle a été entièrement soudée sur site.



Traitement par grenaillage et feuille préfabriquée de l'étanchéité du plateau



Vue en sous-face du plateau mobile : poutre treillis, dalle orthotrope, appareil d'appui en fond de fosse.

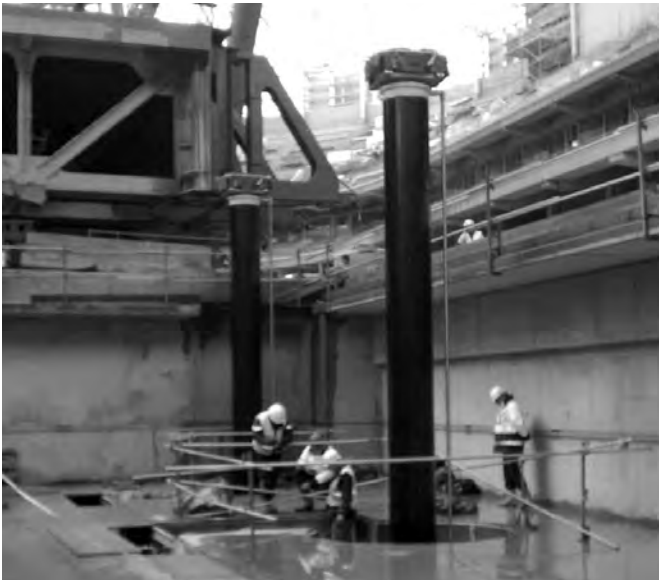
12.2. Les mécanismes de levage

Le plateau recouvert de sa pelouse pèse lors des manutentions de l'ordre de 4 200 tonnes. Il est soulevé par 2 ensembles de 6 vérins simple tige double effet, de 1 050 tonnes de puissance unitaire. La répartition des vérins sous la poutre de rive a été étudiée pour permettre la défaillance complète d'un vérin en cours de manœuvre : celle-ci peut donc se poursuivre avec uniquement 5 vérins par côté.

Cette exigence est satisfaite par l'association à chaque vérin de sa pompe haute pression dédiée, et par la mise en place d'un automate de régulation et de capteurs de position.

Les têtes de vérins sont pourvues d'appuis sphériques Maurer, qui permettent de compenser la rotation des poutres de rive lors des transferts de charges.

La durée de levage proprement dit (hors travaux préparatoires) est de 80 minutes.



Installation des vérins équipés des appuis Maurer et des capteurs de position

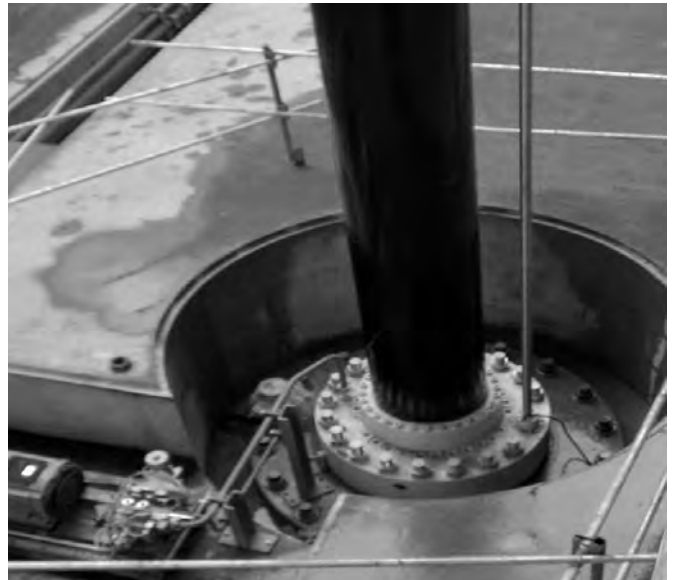
12.3. Les bras de transfert de charge

Une fois le plateau tenu en position haute, les charges sont transférées vers les systèmes de translation décrits ci-dessous. La portée des poutres est donc augmentée de 72.31m à 78.70m, au moyen de bras pivotants. Ceux-ci sont fixés dans la prolongation des poutres treillis, les bras en position ouverte sont dans le plan de celles-ci.

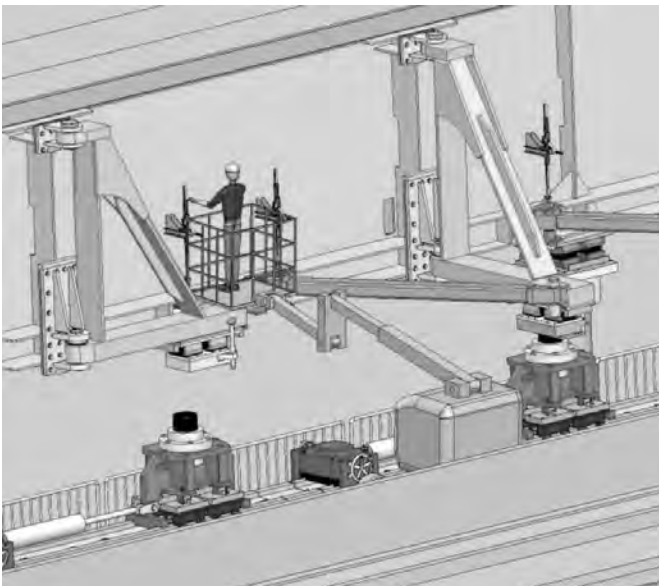
Ces bras, pesant chacun 12 tonnes, sont déplacés par l'intermédiaire d'un bracon pourvu d'une crémaillère. Comme ces bracons assurent le transfert de l'effort moteur de translation, ils sont verrouillés dans la membrure basse de la poutre de rive ; la broche est déplacée par un vérin électrique.

A la fin de l'assemblage de chaque bras, celui-ci a été éprouvé à la charge maximale admissible du vérin de compensation soit 300 tonnes.

Les bras sont commandés par groupes de 6 ; chacun des 4 groupes s'ouvre en moins de 5 minutes.



Groupe haute pression associé au vérin.



Principe de verrouillage des bras



Bras en cours de montage.

12.4. Les chariots de translation

Dès que les bras sont dépliés et verrouillés, le plateau est descendu sur des chariots de translation. A chaque bras a été appairé un chariot. Celui-ci est constitué d'une charpente mécanosoudée, qui repose par 4 rouleurs SED Vv-AsH (150 t unitaire) sur un caisson mécanosoudé, lui-même porté par une longrine béton armé sur pieux. En partie haute du chariot, un vérin de compensation permet de corriger les différences géométriques de la voie ; comme les vérins de levage, les vérins de compensation sont dotés d'apuis sphériques Maurer pour compenser les rotations durant les phases de transfert et/ou de dilatation.

Les chariots sont liaisonnés hydrauliquement par ensembles de 6. En phase de translation, le plateau repose donc sur 4 ensembles en équipression hydraulique.

Ici encore, la sécurité structurelle a amené à surdimensionner les équipements : en cas d'incident, il est possible

de déposer l'un des chariots et de poursuivre la translation avec 11 chariots au lieu de 12.

12.5. Les systèmes de poussée

Le déplacement horizontal, d'une course totale de 65 mètres, est assuré par deux ensembles de 6 vérins pousseurs par côté, associés à des pinces. Ces vérins sont entraînés par des groupes de puissance hydraulique embarqués sur des remorques trainées par le plateau. Le cycle de poussée se décompose en 4 temps :

Ouverture de la pince

Extension (réciproquement rétraction) du vérin

Fermeture de la pince

Rétraction (réciproquement extension) du vérin.

Chaque cycle dure de l'ordre de 70 secondes pour un pas de 900mm environ ; compte tenu des recalages nécessaires pour éviter la mise en crabe, la translation dure 1 h 20 minutes environ.



Chariot de translation : de bas en haut rouleurs SED, châssis NFM, vérin de compensation Douce Hydro, appui Maurer



Plateau en cours de translation



Ensemble de translation chariot et vérin avec sa pince.



Groupe de puissance lors de la première installation.

12.6. Au bout du processus

Les dispositions développées permettent d'assurer, de façon industrielle, le transfert du plateau de la position ouverte à la position fermée dans un laps de temps n'excé-

dant pas 24 heures, mise en configuration salle incluse. Les dispositions constructives et organisationnelles choisies permettent de garantir aux producteurs des spectacles et au LOSC de trouver, à l'heure dite, l'ouvrage disponible pour leurs besoins.



11 Septembre 2012 : le plateau mobile ouvert en position de stockage dans les coulisses de la boîte à spectacles.



20 Juillet 2013 : concert inaugural « Diamond Tour » de Rihanna.

Calendrier

- Appel à résumés :
à partir du 15 juin 2013
- Date limite pour l'envoi des résumés :
30 septembre 2013
- Date d'acceptation des résumés :
15 octobre 2013
- Date limite pour l'envoi des articles :
10 janvier 2014
- Acceptation définitive des articles :
20 février 2014

Dépôts des résumés et des articles à partir du site :
<http://www-lmdc.insa-toulouse.fr/diagnobeton2014/accueil.htm>

Frais de participation

	Avant le 14 février 2014	Après le 14 février 2014
Diagnobéton (19 & 20 mars)	190 €	210 €
Diagnobéton & journée ACDC (19, 20 et 21 mars)	230 €	250 €
Journée ACDC (21 mars)	100 €	120 €
Journée doctorale (18 mars)	70 € ou gratuit *	

* Gratuit pour Doctorants inscrits à Diagnobéton
Dans ces frais sont inclus les actes du congrès, les déjeuners des deux jours, les pauses-café et le dîner du 19 mars.

Exposants

Un espace est prévu pour des expositions de matériels de CND ou d'instrumentation
(Contact : diagnobeton2014@insa-toulouse.fr)

Comité scientifique

Odile Abraham (GERS, IFSTTAR Nantes)
Emmanuel Antczak (LCGcE, Université d'Artois, Béthune)
Ginette Arliguie (LMDC, Université Paul Sabatier, Toulouse)
Jean-Paul Balayssac (LMDC, Université Paul Sabatier)
Gérard Bailly (GRAI, Université de Sherbrooke, Québec)
Denys Breysse (I2M, Université de Bordeaux I)
Jean-François Chaix (LCND-LMA, Université Aix-Marseille)
Fabrice Deby (LMDC, Université Paul Sabatier)
Didier Defier (LCGcE, Université d'Artois, Béthune)
Xavier Dérout (GERS, IFSTTAR Nantes)
Laurent Gaillat (MAST, IFSTTAR, Nantes)
Vincent Garnier (LCND-LMA, Université Aix-Marseille)
Pierre Gilles (Service Public de Wallonie, Belgique)
Said Kenai (Université de Bida, Algérie)
Gilles Klysz (LMDC, Université Paul Sabatier)
Jean-François Lataste (I2M, Université de Bordeaux I)
Stéphane Laurens (LMDC, INSA Toulouse)
Bogdan Piwakowski (IEMN, Ecole Centrale de Lille)
Jamal Rhazi (CRIB, Québec)
Patrice Rivard (GRAI, Université de Sherbrooke, Québec)
Jean Salin (EDF R&D, site de Chatou)
Mehdi Sbartai (I2M, Université de Bordeaux I)
Patrice Toussaint (Service Public de Wallonie, Belgique)
Géraldine Villain (MAST, IFSTTAR Nantes)

Organisation et informations

Ginette Arliguie (33-5-61-55-99-17)
Jean Paul Balayssac (33-5-67-04-88-79)
Fabrice Deby (33-5-67-04-88-47)
Marie Ange Albouy - Cellule Congrès (33-5-61-55-73-77)
(Contact : diagnobeton2014@insa-toulouse.fr)

Site Internet (informations et inscriptions) :

<http://www-lmdc.insa-toulouse.fr/diagnobeton2014/accueil.htm>

Lieu du congrès :

Université Paul Sabatier <http://www.ups-tlse.fr/>
118, Route de Narbonne 31062 Toulouse
Station de Métro : Université Paul Sabatier – Ligne B



Congrès DIAGNOBETON



19 & 20 Mars 2014

Toulouse - France

Manifestations associées à ce congrès :

Journée de formation doctorale : 18 mars 2014

Restitution projet C2D2-ACDC : 21 mars 2014

En partenariat entre :

Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions
Association Universitaire de Génie Civil (AUGC)



Descriptif du congrès

Depuis sa première édition à Béthune en 2000 et à travers les suivantes, organisées à Namur en 2002, Montréal en 2004 et Aix en Provence en 2007, le Congrès **Diagnobéton** réunit la communauté francophone spécialisée en auscultation et instrumentation des ouvrages de Génie Civil.

Cette manifestation se veut un lieu d'échanges scientifiques et de transfert de compétences. Pour cela, elle réunit à la fois des développeurs de techniques de contrôle non destructif (CND) ou d'instrumentation mais aussi des utilisateurs et des gestionnaires d'ouvrages. Elle est également une occasion de croiser les expériences acquises dans les différents pays participants (la Belgique, le Canada, la France et pour la première fois cette année, l'Algérie). Les plus récents développements en termes de CND, d'instrumentation, de traitement de l'information et de son utilisation y sont présentés.

L'objectif de cette nouvelle édition sera de :

- dresser un panorama des activités et des besoins actuels et futurs dans chacun des pays participants,
- exposer les travaux des projets nationaux et des groupes de travail internationaux sur cette thématique,
- présenter les avancées les plus récentes en termes de recherche et développement dans le domaine du CND, de l'instrumentation et du traitement de l'information,
- montrer comment optimiser les moyens d'auscultation ou d'instrumentation pour améliorer le suivi des ouvrages.

Les principales thématiques visées sont :

- l'évaluation non destructive des matériaux in-situ,
- l'évaluation non destructive de la corrosion des armatures,

- l'apport de la combinaison des techniques de CND,
- le monitoring des ouvrages,
- le traitement des informations du CND et du monitoring.

Descriptif journée ACDC :



Le projet ACDC, « Analyse et Capitalisation pour le Diagnostic des Constructions », est un projet soutenu par le programme « Concevoir et Construire pour le Développement Durable (C2D2) » du RGC MEDDE.

L'objectif général du projet est de proposer une méthodologie du transfert des procédures non destructives développées en laboratoire vers les mesures sur ouvrages réels. Cette journée fera le bilan des avancées en termes de méthodologies, de résultats de l'évaluation non destructive, de fusion de données et également de recommandations.

L'organisation de tables rondes permettra de définir les attentes des gestionnaires d'ouvrages en ce qui concerne l'évaluation en Génie Civil et de débattre de la mise en œuvre des propositions issues du projet ACDC.

Descriptif journée doctorale :

Une journée doctorale se déroulera le 19 mars au cours de laquelle des experts participant au colloque délivreront un enseignement de haut niveau relatif aux questions de la mesure, de l'évaluation et du contrôle, de l'analyse de la fiabilité et de la maintenance des ouvrages. Cette journée s'adresse à l'ensemble des doctorants en génie civil souhaitant approfondir leurs connaissances sur ces questions.

Déroulement des journées

Programme provisoire

Diagnobéton

19 mars :

- O Matin : accueil, allocution d'ouverture, présentations d'ouverture
- O Après-Midi : deux sessions, CND-Matériaux et Structures-Monitoring
- O Soirée : dîner convivial

20 mars :

- O Matin : deux sessions, CND-Matériaux et CND-Corrosion
- O Après-Midi : une session, traitement de l'information CND et combinaison de techniques, puis clôture du Congrès

Journée projet C2D2-ACDC, 21 mars

- O Matin de 9 h à 12 h
 - Présentation du projet
 - Présentation des résultats
 - Présentation des recommandations
- O Après-midi de 14 à 15 h
 - Table Ronde sur l'avenir des END dans le GC

Journée de formation doctorale, 18 mars

Cours doctoraux :

- O Matin : CND, surveillance
- O Après-midi : risques et fiabilité

recommandations aux auteurs

CONTEXTE GÉNÉRAL

Les Annales du BTP sont avant tout une revue technique francophone s'adressant à un public d'ingénieurs et de professionnels œuvrant dans les multiples secteurs du BTP au sens le plus large du terme, à savoir la construction, le bâtiment, les travaux publics, l'ingénierie, les infrastructures urbaines et territoriales.

Les grands enjeux sous-tendus dans tout article pouvant paraître dans la revue sont à mettre en regard avec les problématiques d'aujourd'hui, progrès et innovation technologiques, développement économique dans le respect de l'environnement, valorisation des produits de la recherche dans le monde professionnel, défense du secteur de la construction dans l'économie mondiale...

Les auteurs sont invités à prendre en considération ces aspects dans toute leur diversité. Beaucoup d'articles en effet ne manqueront pas de se baser sur une présentation de travaux de recherche, qu'elle soit fondamentale ou appliquée. Néanmoins, à la différence d'une revue scientifique, les Annales attendent de ses contributeurs plus une description exhaustive de l'intérêt que leurs travaux pourraient présenter à la communauté professionnelle qu'une description précise de leur cheminement intellectuel.

Quand un article est le prolongement d'un colloque ou d'une rencontre scientifique, l'auteur devra donc veiller dans la réécriture à ne pas trop détailler sa démarche, mais à montrer l'intérêt de sa recherche pour le lectorat de la revue, en montrant en particulier dans l'introduction et la conclusion quels étaient ses grands objectifs. Il ne s'approfondira pas plus que nécessaire sur l'aspect scientifique.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

Le texte doit être soumis sous format électronique, de préférence en **.doc**, et envoyé au rédacteur en chef François BUYLE-BODIN à l'adresse **annaesbtp@gmail.com**

En cas de refus de transmission pour cause de lourdeur des fichiers, il conviendra de fractionner l'envoi.

Afin de faciliter la diffusion du savoir, l'éditeur n'exige pas des auteurs une mise en forme particulière de leur article. Aucune contrainte de longueur n'est posée, mais l'idéal est aux alentours de 15 pages en arial 10 interligne simple.

Il est nécessaire de **préciser le titre en français et en anglais**, le ou les auteurs (nom, prénom, titres, coordonnées, adresse mail), en précisant l'auteur correspondant.

Un résumé de 15 lignes environ en français et en anglais est indispensable.

Les unités de mesures et les symboles doivent respecter les règles typographiques internationales.

Les références doivent être numérotées par ordre d'apparition dans le texte entre crochets [1] et les numéros rappelés dans les références.

Les figures, tableaux et photos doivent être numérotés et leur position signalée dans le manuscrit. Ils seront publiés en noir et blanc dans le corps des articles et doivent donc être d'un bon niveau de gris, au moins 400 dpi. Les photos ou figures originales peuvent être incluses dans le fichier de texte ou fournies à part en .jpg. Certaines pourront être publiées à la demande en couleur dans un cahier central ou figurer sur la une de couverture. Dans ce cas elles doivent être d'une résolution maximale. Ne pas oublier dans tous les cas de mentionner les **crédits photographiques**.

FONCTIONNEMENT DE LA RELECTURE

Le rédacteur en chef accuse réception du manuscrit et lance la phase d'approbation. Il s'appuie pour la relecture et la sélection finale des articles sur un comité éditorial comprenant des experts reconnus de la profession, ainsi que des membres des conseils scientifiques des principales associations du BTP partenaires des Annales.

Le rédacteur en chef de la revue fait part à l'auteur de la décision de publier ou non le texte, il précise éventuellement les corrections à apporter.

Le rédacteur en chef se charge de la transmission du manuscrit à l'éditeur, qui contactera directement par mail l'auteur correspondant pour d'éventuelles précisions et pour délivrer le Bon à Tirer BAT.

L'auteur correspondant recevra gratuitement 10 exemplaires du numéro de la revue dans lequel est publié son article. Il se chargera de les communiquer aux coauteurs.



INSCRIVEZ-VOUS MAINTENANT POUR DÉCOUVRIR LES NOUVEAUTÉS

Découvrez au plus près l'avenir du ciment.

Les inscriptions sont ouvertes pour l'expo présentant toutes les nouvelles avancées en matière d'équipements, de technologies et de produits dans le domaine du ciment. Ce salon, qui vous présente les dernières nouveautés, depuis les applications jusqu'au développement durable, jette les bases d'un travail plus efficace.

Inscrivez-vous maintenant sur www.conexpoconagg.com
et économisez plus de 30 % !



**TOUTES LES
NOUVEAUTÉS
SONT ICI**