

Mardi 12 mars 2019 • La Marlagne

 **Wallonie**
infrastructures
SPW



JOURNÉE DES OUVRAGES D'ART

Programme de la journée

- 8h30** Accueil des participants
- 9h15** Présentation de la journée
ir Patrice Toussaint, Directeur f.f., Direction de l'Expertise des Ouvrages
- 9h20** Sécurisation du Viaduc de Viesville - suivi, recalcul et travaux
ir Sébastien Houdart, Direction des Routes de Charleroi & ir Patrice Toussaint, Directeur f.f., Direction de l'Expertise des Ouvrages
- 9h45** Présentation d'une solution de pont mixte (bow-string acier-béton) à tablier mince pour des passages supérieurs de grande portée
ir Alain Degueldre, Ouvrages d'art - Area South-East & ir Fabrice Cornet, Manager Ouvrages d'art - Area South-East, Infrabel
- 10h10** Stabilité de parois rocheuses : mise au point d'une procédure d'inventaire automatique et de classement basé sur un facteur de dangerosité - impact sur la sécurité des routes
ir Luc Funcken, Direction de la Géotechnique & Marc Salmon, Service géologique de Wallonie
- 10h35** Pause
- 11h05** E42/A16 – Remplacement du pont 102 sur le canal Nimy-Blaton-Péronnes à Pommeroeul
ir Pierre-Yves Lonnew, Chef de projets, BAM Galère & ir Sébastien Maes, Direction des Routes de Mons
- 11h30** Essai de mise en charge suivi de destruction de la plus ancienne passerelle en béton précontraint de Belgique (1944-2018)
Prof. Bernard Espion & Prof. Michel Provost, Université Libre de Bruxelles
- 11h55** Caractérisation acoustique des joints de dilatation d'ouvrages d'art
ir Sébastien Marcocci, Direction de l'Expertise des Ouvrages
- 12h20** Lunch
- 14h20** Remplacement du pont-à-Ponts à Tournai : de la conception à la réalisation du projet
ir Isabelle André, Chef de projet & ir Frédéric Gens, Directeur de projet, Bureau d'Etudes Greisch
- 14h45** Réhabilitation et renforcement des trémies du plan incliné de Ronquières
ing Julian Bocklandt, Direction des Voies Hydrauliques de Charleroi & Yves De Longueville, Groupe SGI & P.M.D
- 15h20** PPP pour la rénovation et la maintenance du tunnel Léopold II à Bruxelles - premiers retours d'expérience
ir Vincent Thibert, Chef de la cellule Infrastructure des Ouvrages d'Art, Bruxelles Mobilité
- 15h55** Conclusions par le président de séance
ir Pierre Gilles, Inspecteur Général, Département des Expertises Techniques

SECURISATION DU VIADUC DE VIESVILLE : SUIVI, RECALCUL ET TRAVAUX



TOUSSAINT PATRICE

Directeur f.f.

SPW - Direction de l'expertise des Ouvrages

253, Rue Côte d'Or, 4000 Liège

Tél. : 04/231.63.14

Email : patrice.toussaint@spw.wallonie.be

HOUDART SEBASTIEN

Chef de projets

SPW - Direction des routes de Charleroi

22, Rue de l'Écluse ,6000 Charleroi

Tél. : 071 63 12 21

Email : sebastien.houdart@spw.wallonie.be



Résumé

Le viaduc de Viesville est situé sur l'autoroute E42 au nord de Charleroi. D'une longueur de 550m, il permet de franchir, à une hauteur de 25m, la vallée du piéton. Il enjambe 2 routes communales, 4 voies de chemin de fer ainsi que le canal Charleroi – Bruxelles.



L'ouvrage, datant de 1967, est constitué de deux tabliers parallèles portant chacun 3 voies de circulations. Sur la majeure partie de celui-ci, chaque tablier est porté par uniquement 2 poutres maitresses. Au dessus du canal, la portée principale étant de presque 100 m, la constitution change et devient un caisson.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Tant les contraintes de construction que les portées à franchir ont fait pencher les concepteurs pour une construction par encorbellement successifs à l'aide de claveaux en béton post-contraint.

Outre son importance technique, il représente une importante stratégique. En effet, ce sont chaque jour ouvrable en moyenne 75 000 véhicules qui l'empruntent, dont environ 14 000 poids lourds.

Lors d'un examen visuel réalisé en 2014, une fissure traversante a été mise en évidence sur chacune des poutres de la travée P8-P9 du tablier Sud (Mons → Liège).

Situées approximativement au 1/4 de la portée de la travée, les fissures observées ont une orientation oblique ($\pm 45^\circ$) depuis le haut de la poutre et se prolongent verticalement jusqu'à l'arête inférieure de la poutre, en suivant l'axe de la jonction entre deux claveaux.



Vue de la fissure après dégagement sur la poutre extérieure de la travée 9

Un dégagement du ferrailage en partie inférieure des poutres a montré la rupture des armatures longitudinales de la poutre extérieure.

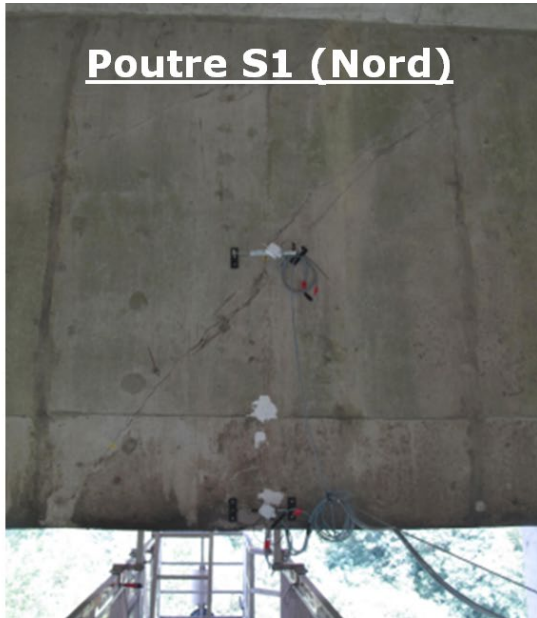


Armatures passives rompues en face inférieure de la poutre extérieure

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Suite à ce constat, des expertises détaillées ont été réalisées sur la structure et de nombreuses hypothèses quant à leur origine ont été émises.

Rapidement, une instrumentation par télémessure a été mise en place sur l'ouvrage, permettant un suivi en continu de l'évolution des ouvertures de ces fissures avec gestion d'alertes et alarmes en cas de dépassement des valeurs seuils.



Capteurs de déplacement mis en place pour le suivi des fissures

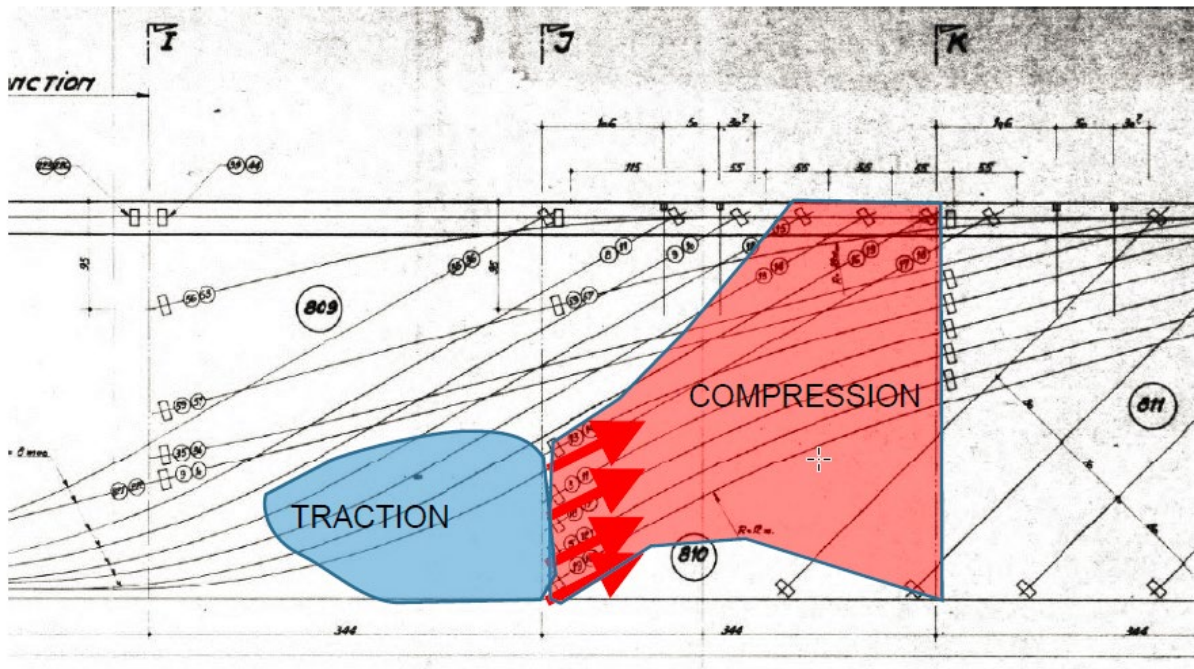
Toutes ces mesures ont fait l'objet d'un exposé présenté en 2015 lors de la journée de conférences sur les ouvrages d'art.

Les hypothèses sur les causes de la fissuration nécessitant d'être validées par une analyse globale incluant un recalcul de la section considérée, un marché d'étude a été confié au Bureau Arcadis dont la mission comprenait également une estimation de la stabilité résiduelle de la section fissurée ainsi que des propositions de renforcement et le dimensionnement de la solution potentiellement retenue.

L'étude a mis en évidence les conséquences d'une mauvaise conception de la structure et spécifiquement d'une discontinuité de la précontrainte liée à la technique de réalisation des travées en encorbellement par claveaux successifs.

Comme le montre le schéma suivant, la zone fissurée se situe au niveau d'un joint entre claveaux ; la précontrainte matérialisée par des barres Diwidag courbées ancrées d'un seul côté en partie inférieure de cette section induit des efforts opposés provoquant d'importants efforts de traction dans le béton.

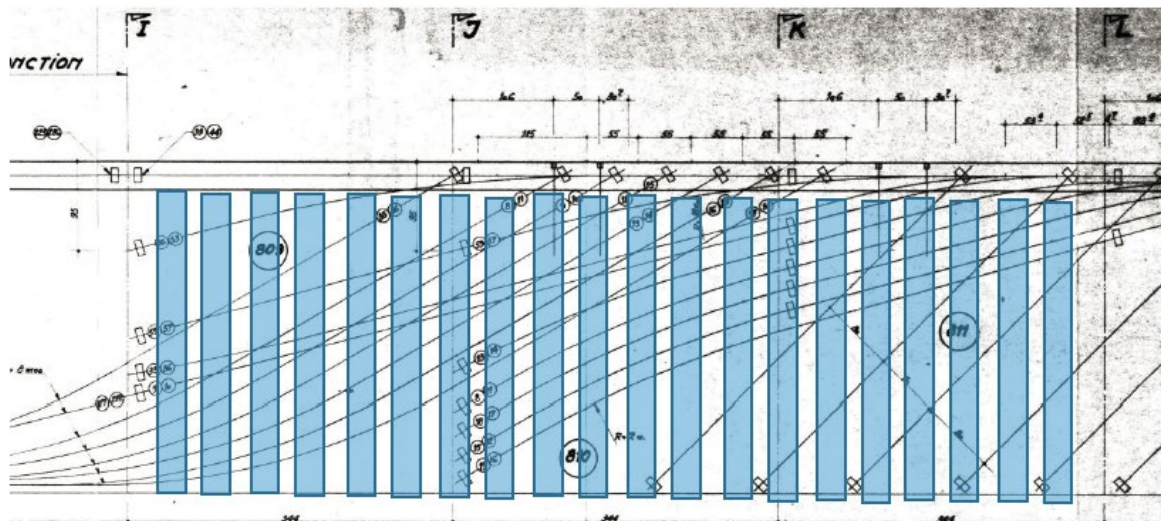
Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art



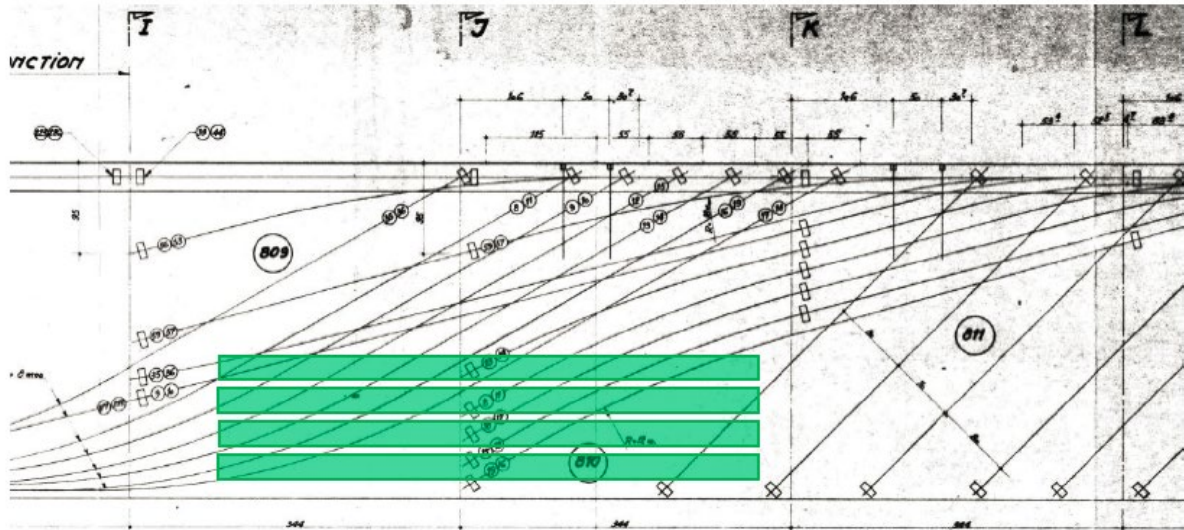
L'étude a également montré que la section avait été déformée, notamment à l'effort tranchant.

Le fait que le tablier ne porte sur que sur deux poutres, et que donc une éventuelle défaillance de l'une d'elle ne permette pas un transfert d'effort vers un élément voisin ajoute un argument à l'analyse qui va donc conclure à la nécessité d'un renforcement local de la travée.

Parmi les solutions envisagées, c'est celle des plats collés qui a été retenue, avec des bandes verticales pour reprendre les efforts de cisaillement et des bandes horizontales pour l'effort d'entraînement, comme le montrent les schémas ci-après.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

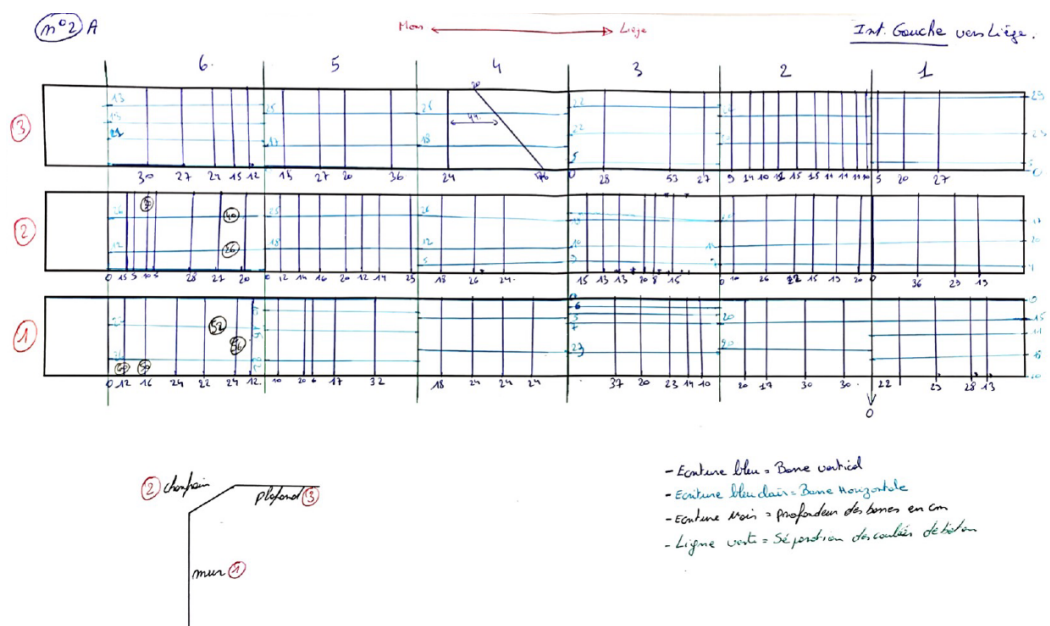


Dès les conclusions de l'étude connue, l'administration a lancé un marché public de travaux.

Ce marché, notifié en juin 2017, a connu un démarrage laborieux. En effet, les techniques de renforcements par tissus de fibres de carbones sont à ce jour peu utilisées en Belgique et mal maîtrisées par les différents intervenants. Ce n'est donc qu'en avril 2018 que les travaux ont réellement pu être entamés.

Dès la réception des échafaudages, une inspection de la zone fissurée a été effectuée. Cela a été l'occasion de voir l'activité réelle de la fissure sous trafic courant. En effet, toutes les observations faites précédemment l'ont été de part une nacelle négative qui devait se placer sur la voie lente, déviant ainsi le trafic sur les 2 voies restantes et réduisant ainsi l'effet du trafic sur la fissure observée.

L'entreprise a directement effectué les repérages permettant de forer les mèches d'ancrage sans dégradation des armatures actives et passives présentes. En effet, si l'espacement et la position des barres paraissent uniformes sur plan, la réalité montre qu'il n'en est rien. Or, pour ce chantier, ce ne sont pas moins de 324 ancrages qui sont à placer.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

En parallèle de cette opération, les décapages et réparations de béton ont été effectués et ce, afin de placer les fibres de carbones sur une surface conforme aux impositions techniques. Cette opération ne peut se faire sans réflexion. En effet, enlever du béton, même dégradé, vient déformer une structure.

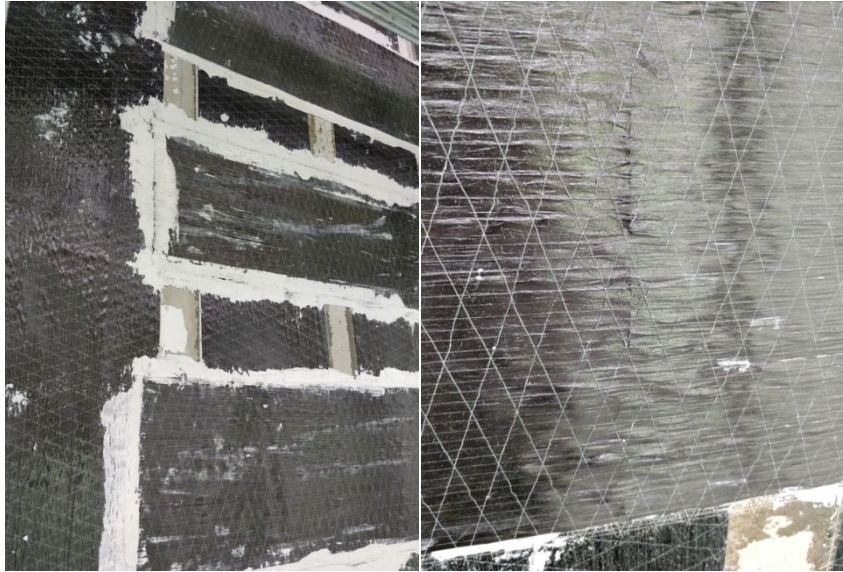


Une fois toutes les réparations effectuées, les fissures injectées, les différents tests menés et les zones d'ancrages repérés, la pose des tissus a pu être entamée.

Il a fallu toutefois faire l'expérience négative de la gravité : la première bande ainsi que certains ancrages se sont déplacés avant la fin de la prise de la résine.



Une fois ces problèmes traités et le chantier repris, ce sont d'autres malfaçons ou problèmes qui ont été constatés. On retrouve des problèmes de tissus collés sur des zones non correctement traités, un aspect esthétique non correct, mais également diverses ruptures au sein même des fibres de carbones, liées à un stockage et à une manipulation inadéquate.



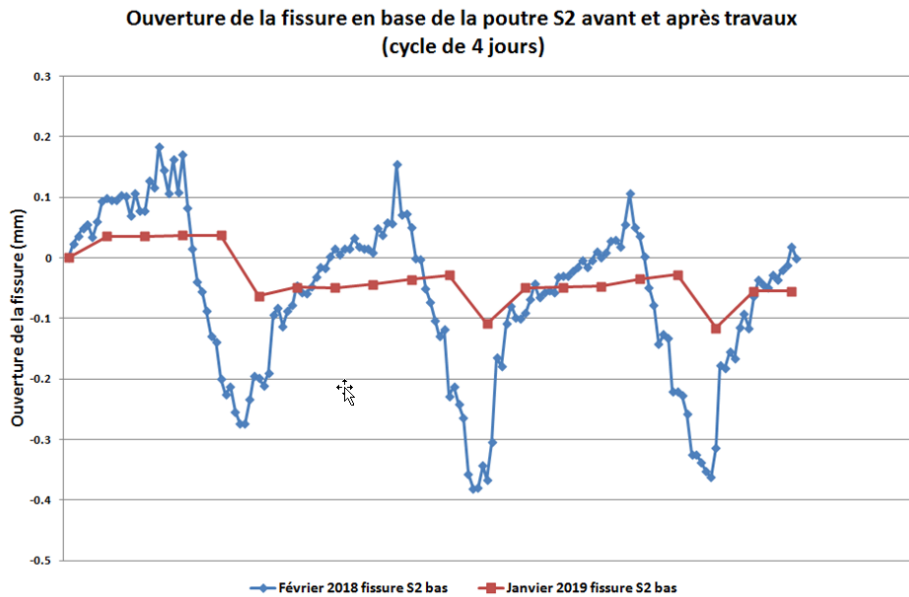
Il a donc été nécessaire de retirer toutes les zones réputées non conformes et de recommencer le travail en tirant les conséquences des malfaçons précédentes, en adaptant les méthodes et en augmentant le soin apporté.



Cela a été fait pour au final, obtenir un travail de qualité.

Après travaux, une instrumentation a été remise en place entre les bandes de renforts afin de continuer le suivi de la déformation de la section et de comparer les déformations avant et après travaux. Le graphe suivant nous montre que les fibres ont diminué d'environ un facteur 5 les variations d'ouverture de la fissure de la poutre la plus active.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art



L'étude conseillait également de réaliser un relevé des dégradations et plus spécifiquement de la fissuration des poutres sur les autres travées. Afin d'éviter les nuisances, les risques et le coût d'une inspection par nacelle négative obligeant de fermer la circulation sur une bande d'autoroute pendant de nombreux jours, un marché test a été conclu avec une société française pour la réalisation d'un modèle 3D par photogrammétrie à l'aide d'un drone. Le post-traitement du modèle devait permettre de relever l'ensemble des fissures dont d'au moins 0.3 mm d'ouverture et de mesurer celle-ci. Il semble toutefois que le prestataire ait été un peu optimiste dans l'évaluation de ses capacités techniques puisqu'après un très important retard, ces résultats n'ont pu être fournis.



Modélisation 3D de deux travées test

La conclusion qui peut être tirée de cette expérience est que ce travail, d'apparence anodine et simple, est relativement complexe. Il doit se préparer correctement et être réalisé par des équipes compétentes qui ont, à tous les stades, le temps de la réflexion nécessaire à la bonne exécution de leur travail.

**PRESENTATION D'UNE SOLUTION DE PONT MIXTE (BOW-STRING ACIER-BETON) A
TABLIER MINCE POUR DES PASSAGES SUPERIEURS DE GRANDE PORTEE.**

	<p>DEGUELDRE ALAIN ,IR</p> <p>Ingénieur Civil Engineering, I-AM Area SE (Infrabel), 1, rue Ernest Solvay, 4000 LIEGE. Tél. : 04 / 241.23.36 Email : alain.degueldre@infrabel.be</p>
--	---

<p>CORNET FABRICE ,IR</p> <p>Manager Civil Engineering, I-AM Area SE (Infrabel), 1, rue Ernest Solvay, 4000 LIEGE. Tél. : 04 / 241.23.40 Email : fabrice.cornet@infrabel.be</p>	
--	--

Dans l'introduction de la présentation, nous examinons les divers critères qui nous ont guidés vers ce choix de construction.

Le but poursuivi par Infrabel est de rendre le réseau plus efficient dans le cas d'un ouvrage d'art est arrivé en fin de vie, il y a lieu d'examiner les éléments supplémentaires suivants :

- Elimination des obstacles (piles) dans les zones de faisceau de gare (modification du tracé de voies, allongement des quais, nouvelle signalisation, ...).
- Rehaussement des tabliers de pont pour la sécurisation par rapport à la caténaire (passage du 3 000 Volts DC en 25 000 AC).
- Facilité de l'intervention ultérieure (peinture sous le tablier).
- Suppression éventuelle des passages à niveau à proximité des gares (souvent les plus dangereux).



L'exemple de la construction du pont de Libramont (Ligne 162) constitue la plus grande part de l'exposé. Sa portée est d'environ 75 m et son épaisseur de dalle est de 60 cm.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art




Le pont peut se résumer en une ossature métallique de type bow-string et des hourdis en béton précontraint poussés à partir des appuis puis scellés dans un béton de seconde phase.

Enfin, à partir de notre expérience, nous avons alors pu imaginer aisément un pont de plus petite portée mais qui reprend un principe identique. Pour le pont de Courrières, nous avons une portée de 19 m et une épaisseur de dalle de 30 cm.

STABILITE DE PAROIS ROCHEUSES

MISE AU POINT D'UNE PROCEDURE D'INVENTAIRE AUTOMATIQUE ET DE CLASSEMENT BASE SUR UN FACTEUR DE DANGEROUSITE. IMPACT SUR LA SECURITE DES ROUTES.

	<p>FUNCKEN Luc Ingénieur civil des Mines S.P.W. DGO1-61, Direction de la Géotechnique Rue côte d'or, 253 à 4000 LIEGE Tél. : 0475/75.48.02 Email : luc.funcken@spw.wallonie.be</p>
---	---

<p>SALMON MARC Géographe, Expert S.I.G. S.P.W. DGO3 DEE DRIGM Service géologique de Wallonie Avenue Prince de Liège, 15 à 5100 JAMBES Tél. : 081/33.59.20 Email : marc.salmon@spw.wallonie.be</p>	
--	--

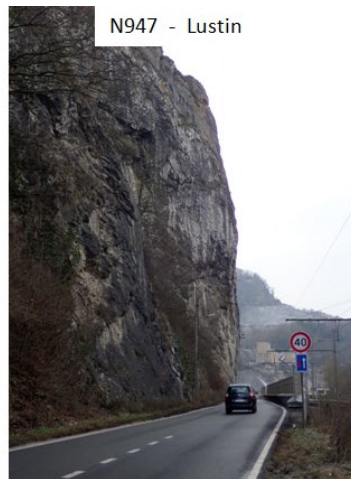
1. Problématique générale

Le réseau routier en Wallonie est fréquemment confronté à la problématique de chutes de blocs rocheux.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Ces effondrements se produisent principalement le long des routes dans les vallées.



Jusqu'à présent, les solutions sont prises souvent au cas par cas et les interventions de la Direction de la Géotechnique sont réalisées de manière ponctuelle suivant le bon vouloir des Directions territoriales.



2. Evolution dans la recherche de solutions

- En 2012, le long de la N90 à Thon-Samson (Andenne), la Direction de la Géotechnique participe à une étude réalisée par la Centre d'Etudes Techniques de Lyon.



Inspection sur site et définition de zones à conforter.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art



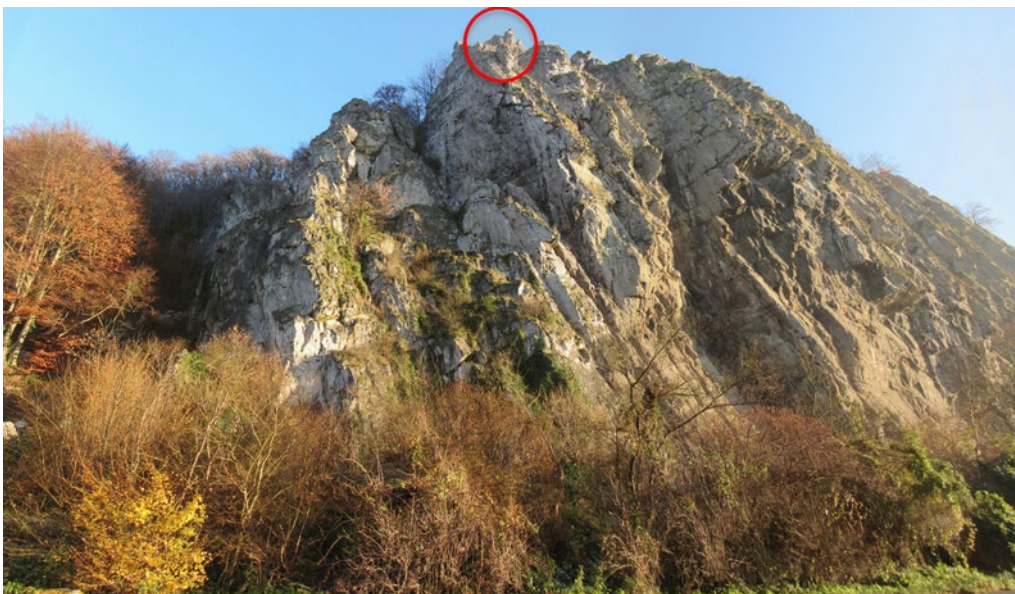
Participation à la recherche des solutions, au contrôle et au suivi de chantier.

- Entre 2015 et 2017, participation aux problématiques de stabilité de parois rocheuses sur le chantier autoroutier du contournement de Couvin.



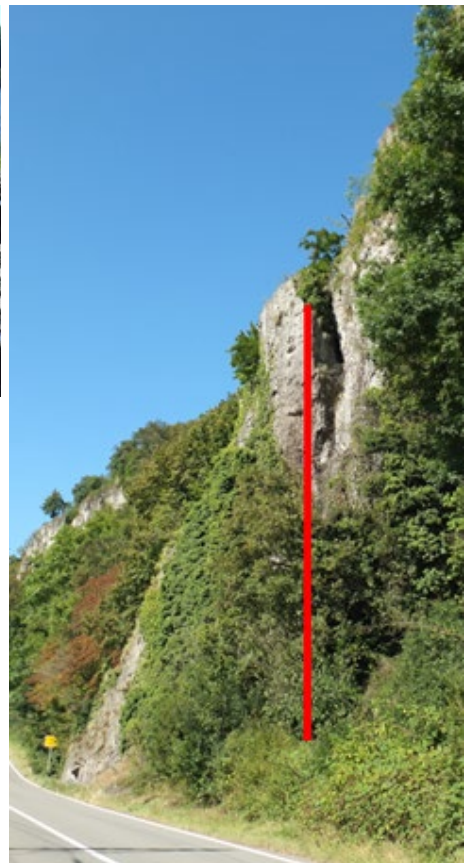
Observation d'un éboulement « surprise » (filmé en direct).

- En 2013, remise d'un avis technique concernant une chute de bloc « contrôlée » aux rochers du Néviaux bordant la N947 à Dave (travaux réalisés par le Club Alpin Belge).



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

- En 2016, participation à une journée commune SPW / Infrabel sur la gestion des ouvrages d'art avec présentation d'une problématique commune : paroi rocheuse Beez / Marche-les-Dames.



**Entre Beez et Marche-les-Dames, chute d'un bloc qui, en ricochant sur la route, est arrivé sur les voies du chemin de fer.
Réalisation d'une campagne de reconnaissance par drone (DGO-4).**

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

- La problématique des chutes de rochers est prise en considération depuis plus de 20 ans chez INFRABEL : un inventaire systématique des parois dangereuses le long des voies ferrées est réalisé menant à une inspection suivie d'une planification des travaux grâce à l'allocation annuelle d'un budget de sécurisation.



- Depuis 2017, la DGO1 a pris la décision de prendre la même problématique en considération de manière globale par la mise au point d'une procédure d'inventaire de parois rocheuses et par la définition d'une méthodologie pour réaliser une première inspection.
- Création d'un groupe de travail interdisciplinaire :
 - Luc FUNCKEN, Direction de la Géotechnique,
 - Laurent POISSON, extérieur au S.P.W., Société de travaux en hauteur,
 - Marc SALMON, Direction des Risques Industriels, Géologiques et Miniers de la DGO3,
 - Christophe SCHENKE, Direction de la Géométrie du Secrétariat Général,
 - Pierre Michael WARNIER, Direction de la Géomatique de la DGO4

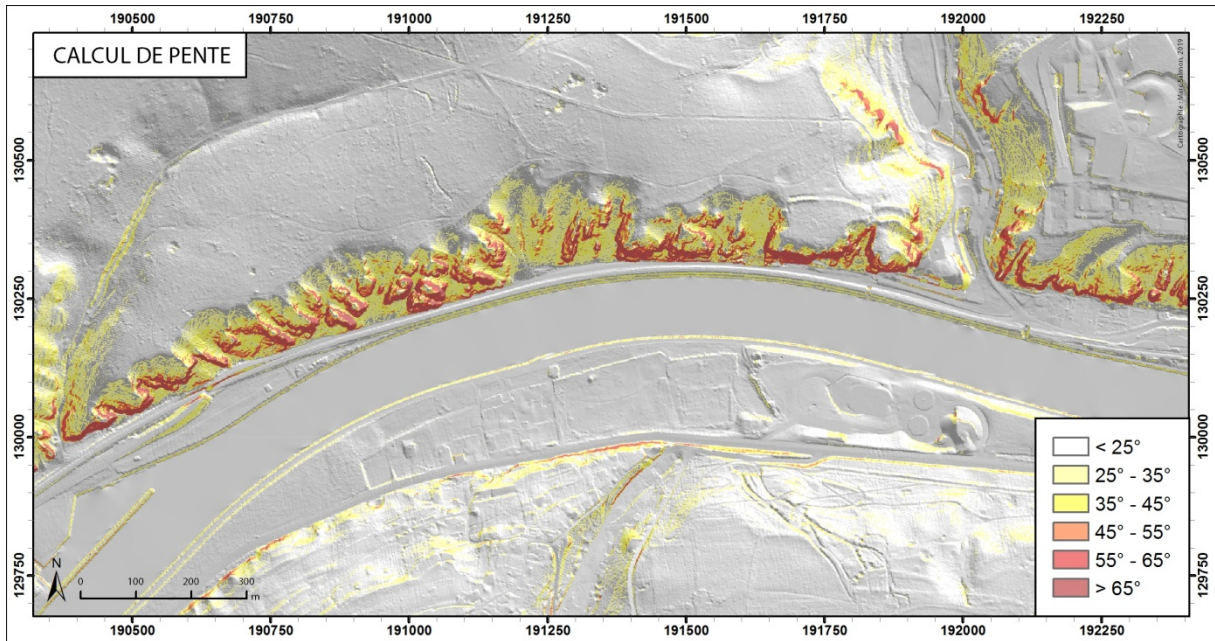
3. Mise au point d'une procédure de classement des parois rocheuses

Depuis 2014, le SPW dispose d'une information de précision du relief grâce aux données LiDAR.

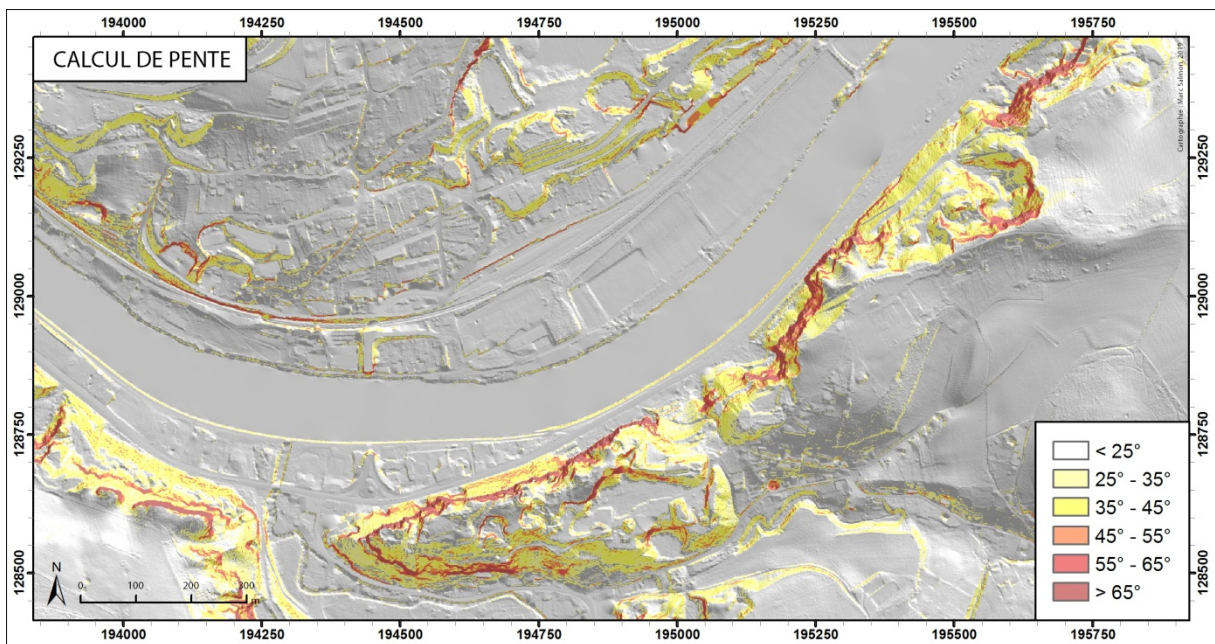
En effet, au départ d'un avion, ont été acquies une très grande quantité de mesures laser qui corrigées donnent la position XYZ précise de leurs échos. De ce nuage de points, si on extrait que ceux correspondant aux derniers échos (suite à la réflexion du sol, sous la couverture végétale), il est possible, par interpolation, de créer un modèle numérique de terrain (MNT), image donnant l'altitude au niveau du sol en tout endroit de la zone mesurée. Dans le cas des données du SPW de 2014, la précision contractuelle est inférieure au mètre en plan (XY) et à 40 cm en altitude (Z), et est bien meilleure dans les faits. De même, la résolution des pixels, distance entre deux valeurs du MNT, est de 1 m.

Pour localiser les parois rocheuses, une première approche consiste à appliquer un calcul de pente sur le MNT. On obtient ainsi, pour chaque pixel, la pente maximale par rapport à ses 8 voisins. En seuillant ces valeurs, on peut faire ressortir les secteurs à faible pente (inférieurs à 35°), des secteurs à forte pente (supérieurs à 35°), voire subverticaux (supérieurs à 65°).

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art



Mise en évidence des parois rocheuses le long de la N99 entre Beez et Marche-les-Dames par classification des valeurs de pente.



Mise en évidence des parois rocheuses le long de la N90 à Thon-Samson par classification des valeurs de pente.

Cette donnée permet aisément de mettre en évidence les secteurs de plus forte pente (potentiellement les plus dangereuse en terme de chute de blocs). Par contre, elle ne met nullement en relation ces secteurs avec les cibles que sont les routes.

4. Classement basé sur un « coefficient de dangerosité »

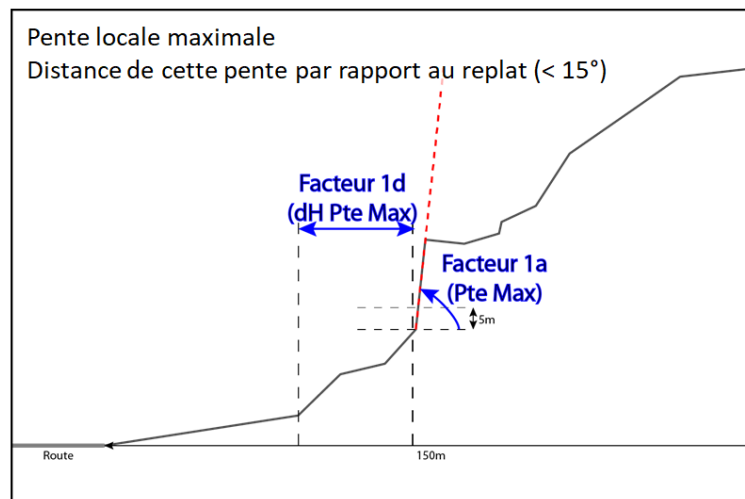
C'est ainsi qu'est née l'idée de réaliser un classement automatique, basé sur des paramètres géométriques, applicable à l'ensemble du réseau routier wallon et pouvant être étendu aux voiries communales,... Ce classement donne une première idée sur la dangerosité et permet de définir un premier classement, mais il ne prend pas en compte la géologie, la nature ou la structure des rochers, ni l'aspect couverture végétale,...

Il permettra, en définitive, de décider les premières actions à réaliser :

- Définition d'une procédure de « première inspection » par des experts et réalisée par des « inspecteurs », d'une manière comparable à l'inspection des ouvrages d'art.
- Définition et priorisation de travaux de confortement à réaliser.
- Maintien d'une banque de données qui reprendra les observations de terrain croisées avec les résultats obtenus de manière automatique.
- Application d'une méthodologie de sécurisation des parois rocheuses le long du réseau routier wallon. Allocation d'un montant annuel.
- Outil d'aide à la décision pour les Directions Territoriales.

Ce coefficient se calcule grâce à 4 critères géométriques caractérisant la paroi rocheuse.

Critère 1 :

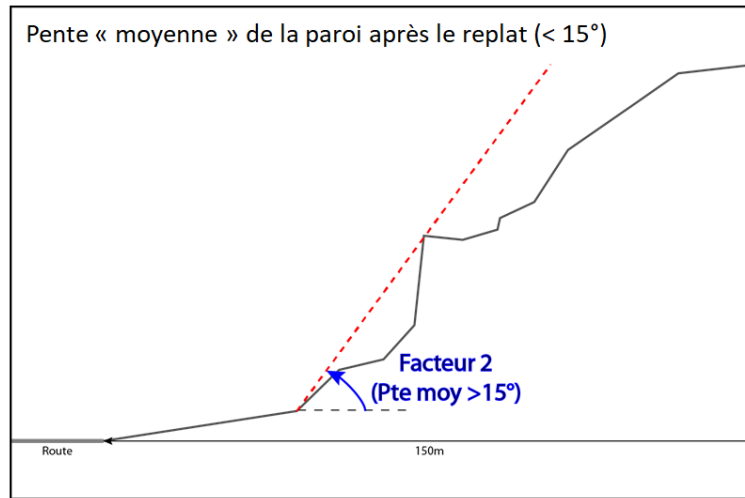


Ce critère donne une information locale sur l'existence d'une « falaise », il n'est pas représentatif de l'ensemble de la paroi.

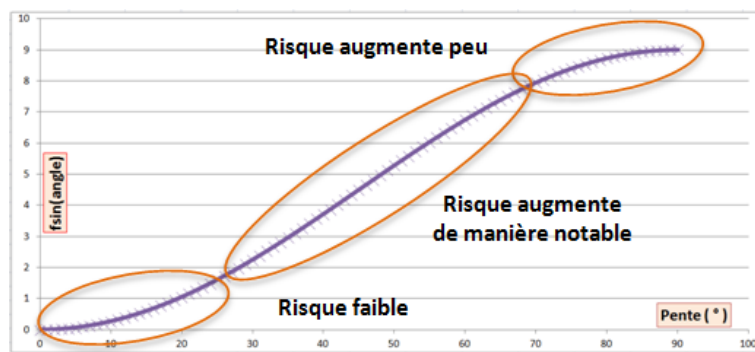
Ce critère est la combinaison de deux facteurs, la distance par rapport au pied de versant et la pente locale maximale.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

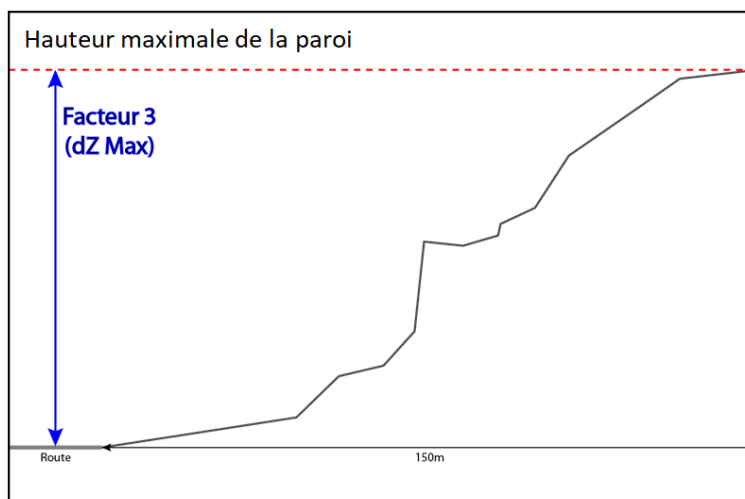
Critère 2 :



Ce critère donne une image « globale » de la pente sur laquelle les blocs peuvent rouler vers la route, le danger évolue de manière « sinusoïdale ».

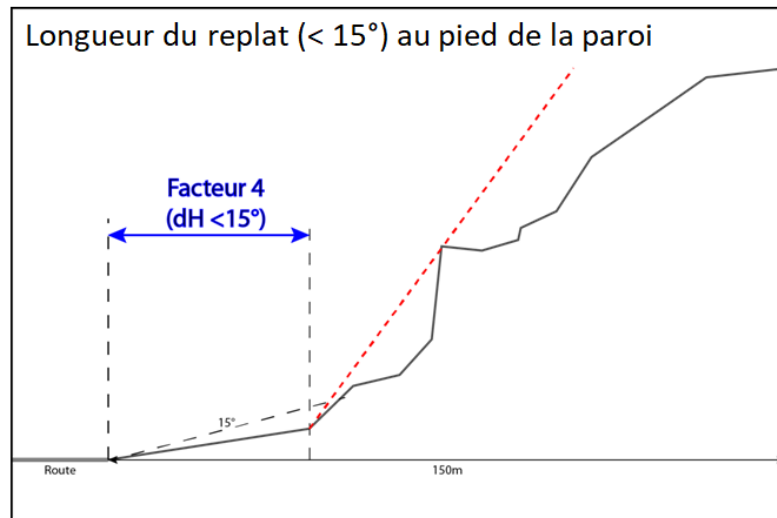


Critère 3 :



C'est un critère « basique » qui donne une importance sur la hauteur de la paroi. Plus c'est haut, plus c'est dangereux.

Critère 4 :



C'est un critère de sécurité sur « l'espace disponible » entre le bord de la route et le pied de versant ou la paroi rocheuse. Les premiers mètres sont les plus importants. Le « danger » décroît ensuite de manière « exponentielle ».

En fonction de la géométrie du site, des « points » sont attribués pour les différents facteurs. Le coefficient de dangerosité est calculé selon une formule empirique. Il varie de 1 à 74.

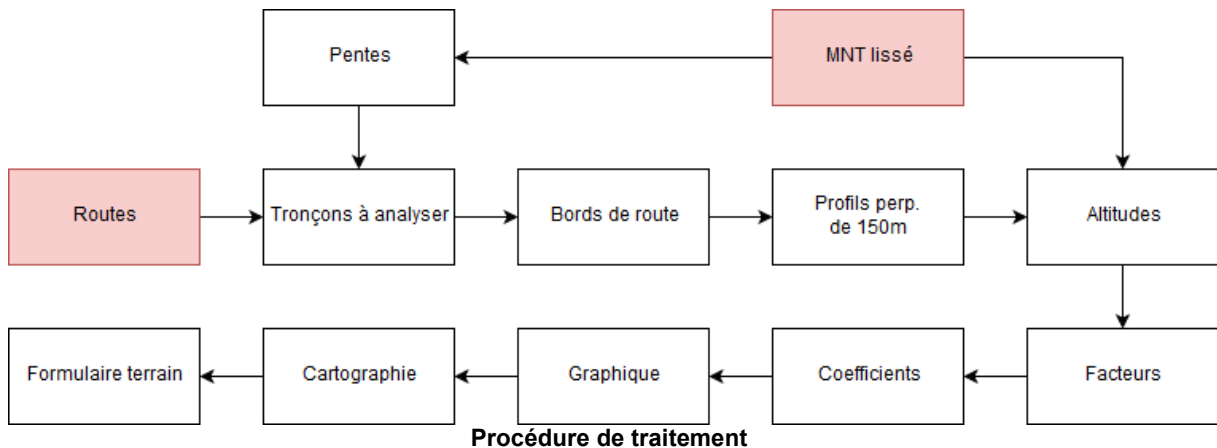
$$Cd = (PF1/3 + 2*PF2 + PF3) * (1/\ln(PF4))$$

La méthodologie a été testée sur une série de sites dits « cas école » à savoir : Beez / Marche-les-Dames, Thon-Samson, Lustin, Bertogne, Esneux, Comblain-au-Pont, Angleur, Noiseux,... Elle a été vérifiée à plusieurs reprises, sur des sites de chutes de rochers et fin 2017, suite à une chute de blocs sur la N96 à Anhée, la méthode a été utilisée comme élément de réponse à une note de Cabinet.

Cette méthode constitue un outil d'aide à la décision.

5. Mise en œuvre

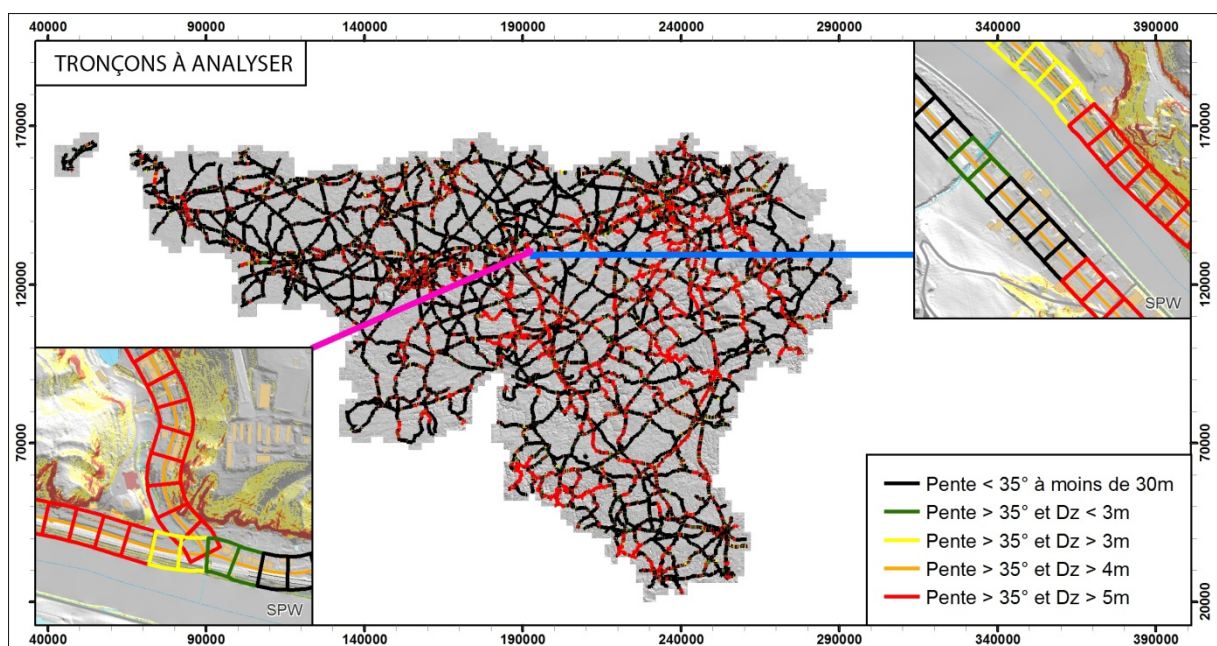
Une procédure de traitement, la plus automatisée possible, a été mise au point pour mettre en évidence les tronçons de route les plus problématiques en calculant le coefficient de dangerosité précédemment décrit et en produisant une série de documents d'analyse (cartes, tables, graphiques et formulaires de terrain) au départ de trois données disponibles au SPW : le MNT LiDAR de 2014, la carte du réseau routier régional et celle du Projet Informatique de Cartographie Continue (PICC).



Sections de route à analyser :

Il a été décidé de limiter les traitements aux seules sections susceptibles de présenter une paroi à proximité. Ainsi, le réseau a été découpé en sections de 50 m qui ont été distingués comme suit :

- Les sections doivent présenter au moins une zone de plus de 35° à moins de 30 m de part et d'autre de la route
- Ces zones de plus de 35° doivent présenter une différence d'altitude supérieure à 3 m pour éliminer tout ce qui pourrait correspondre à des bermes digues, petits talus, ...



Classification des sections du réseau routier régional en fonction de la présence d'une paroi à proximité.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Après cette étape, 71% des sections ont pu être éliminées de l'analyse. Seuls 2500 sur 8600 km de réseau restent à analyser.

Bords de route :

La présence de fortes dénivelées dans les premiers mètres est la situation la plus problématique et il est impératif d'avoir une bonne précision sur la localisation du bord de route.

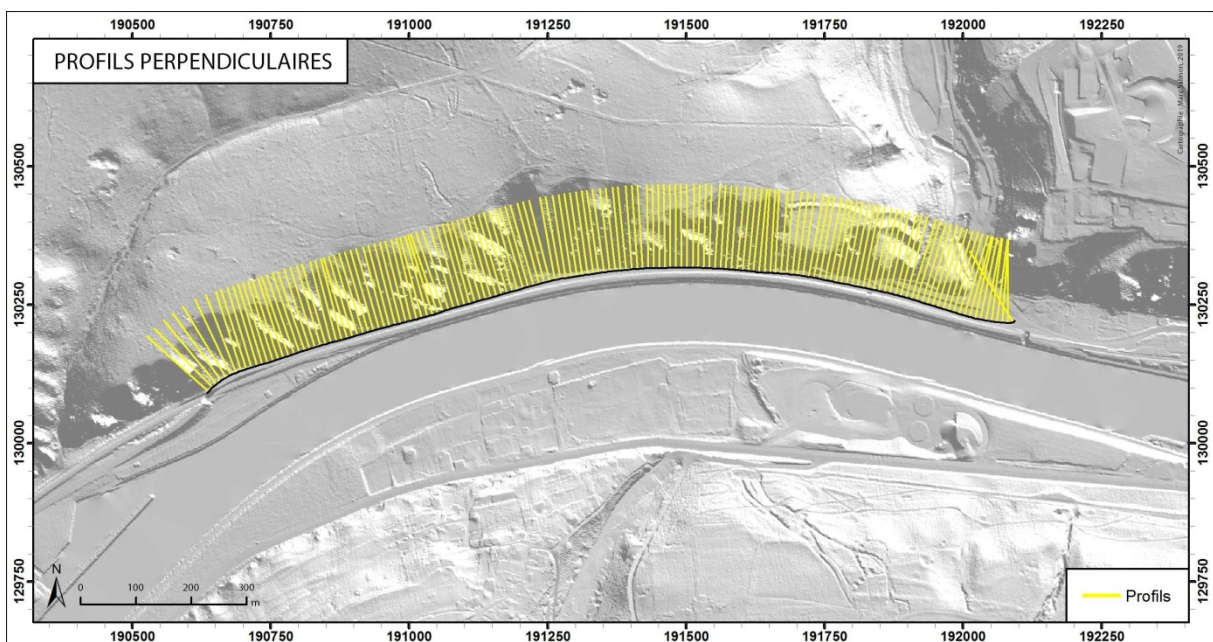
En cartographie, ceci implique de lever l'incertitude sur une série de questions :

- Quelle est l'étendue de la route ?
 - Les voies de circulation avec ou sans les zones parking ?
- Comment définir le bord de route ?
 - La limite de la zone asphaltée ?
 - La localisation des filets d'eau ?
- Jusqu'où s'étend le territoire sous la responsabilité de la DGO1 ?
- Quelles données du SPW reprennent ces informations ?
 - La largeur des voies reprises dans le filaire du réseau routier régional ?
 - L'analyse des photographies aériennes ?
 - Les éléments vectoriels repris au PICC ?
- Comment récupérer cette information au départ de ces données ?
 - Quels éléments du PICC (parking, voirie – bord, chemin – bord, rigole, zone d'arrêt de bus, ...) récupérer et associer au bord de route ?
 - Comment faire la différence entre les éléments du PICC faisant partie du territoire public et non du privé ?

On se rend compte aisément que les choix opérés auront un impact sur les résultats des traitements. Néanmoins, dans un premier temps, il a été choisi de reprendre les éléments du PICC repris sous les intitulés : voirie – bord, rigole, parking.

Profils perpendiculaires et extraction des altitudes :

Au départ de ces bords de route, sont tracés automatiquement, tous les 10 m, des profils perpendiculaires de 150 m de long. La distance entre chaque profil a été définie pour que les facteurs calculés sur chaque profil soient représentatifs du danger malgré la sinuosité des routes. Il a été choisi de ne tracer les profils que vers les dénivelées positives (rochers tombant sur la route).



Profils perpendiculaires tracés au départ du bord de la N959 entre Beez et Marche-les-Dames.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

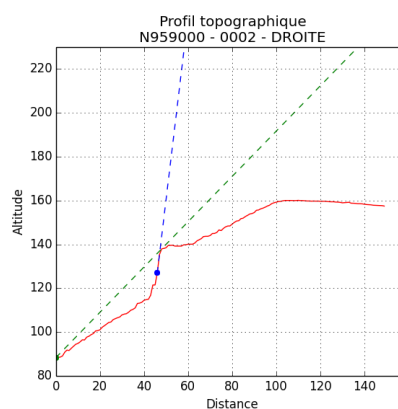
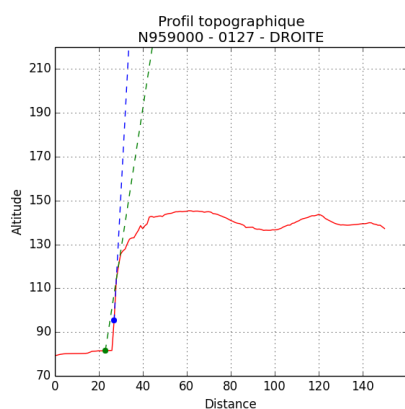
Le long de chaque profil, depuis le bord de la route, les valeurs d'altitude ont été extraites au départ du MNT tous les mètres (résolution du MNT).

Calcul des facteurs et coefficients :

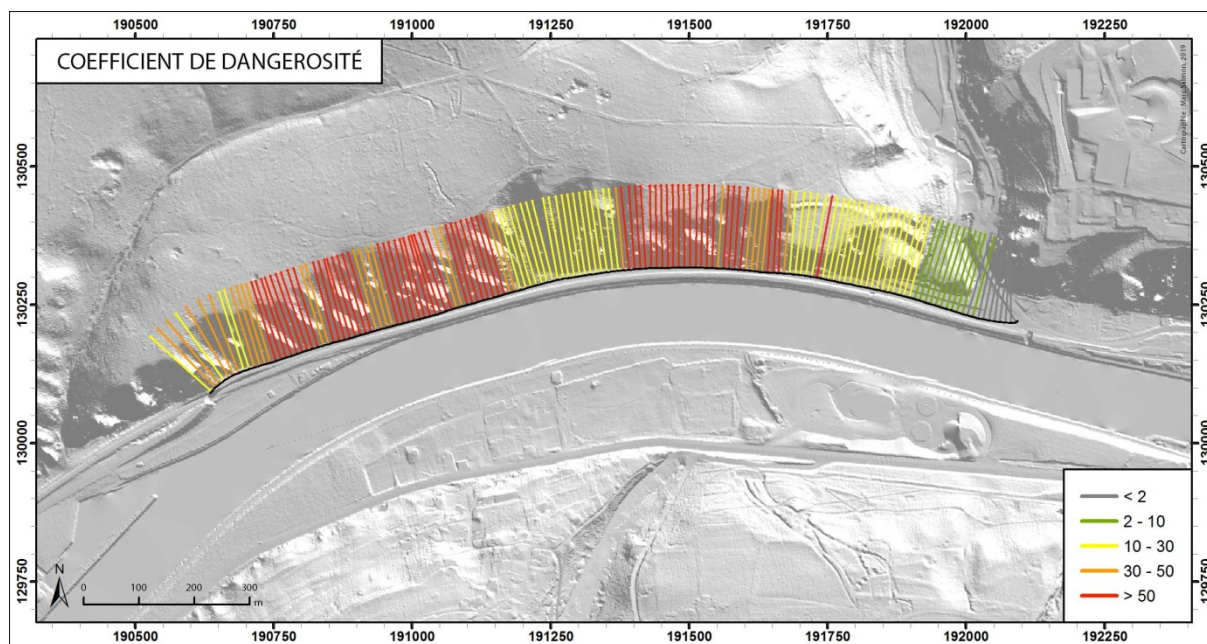
Au départ de la liste d'altitudes de chaque profil, sont calculés les différents facteurs, les coefficients après affectation de points et le coefficient de dangerosité. On obtient ainsi pour chaque profil et le tronçon de route de 10 m auquel il correspond :

- La liste des altitudes mètre par mètre depuis le bord de la route,
- Les valeurs des différents facteurs,
- Les valeurs des coefficients pondérés,
- Un coefficient de dangerosité.

Ces données permettent de représenter la topographie et les facteurs de chaque profil sous la forme d'un graphique. Mais aussi, de représenter, sur cartes, les profils avec une légende distinguant les niveaux du coefficient de dangerosité.



Représentation graphique de la topographie et des facteurs calculés au niveau de 2 profils le long de la N959 entre Beez et Marche-les-Dames.
En vert, la pente moyenne de la paroi après le replat (<15°) et, en bleu, le pente locale maximale.



Profils perpendiculaires classés sur base du coefficient de dangerosité le long de la N959 entre Beez et Marche-les-Dames.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Evaluation de terrain :

Après avoir mis en évidence les tronçons les plus problématiques, il convient de confronter ces résultats avec la vérité-terrain. Un formulaire de terrain standardisé a été mis au point afin d'être aisément manipulable.

Il permet, à la fois, de récolter des informations utiles pour préciser le niveau de danger (type de végétation, présence et localisation des blocs décrochés, état de la fracturation de la paroi, présence et type de confortements, remarques générales et photos) et de valider les résultats des traitements automatisés (représentativité du profil topographique et de la classe de danger).

Outil de collecte de terrain :

L'application est toujours en cours de développement et se finalisera via une convention DGO1-ISSeP (CLADAROC).

Les différentes Directions territoriales auront accès aux secteurs routiers les concernant. Préalablement à une inspection de terrain, il sera possible de procéder à une sélection de « la route » à télécharger sur une tablette (la même que celle pour l'inspection des ponts) et à visualiser « en direct » les zones à contrôler.



Sur le terrain l'opérateur pourra sélectionner un tronçon routier,...et voir son emplacement grâce à un positionnement GPS.

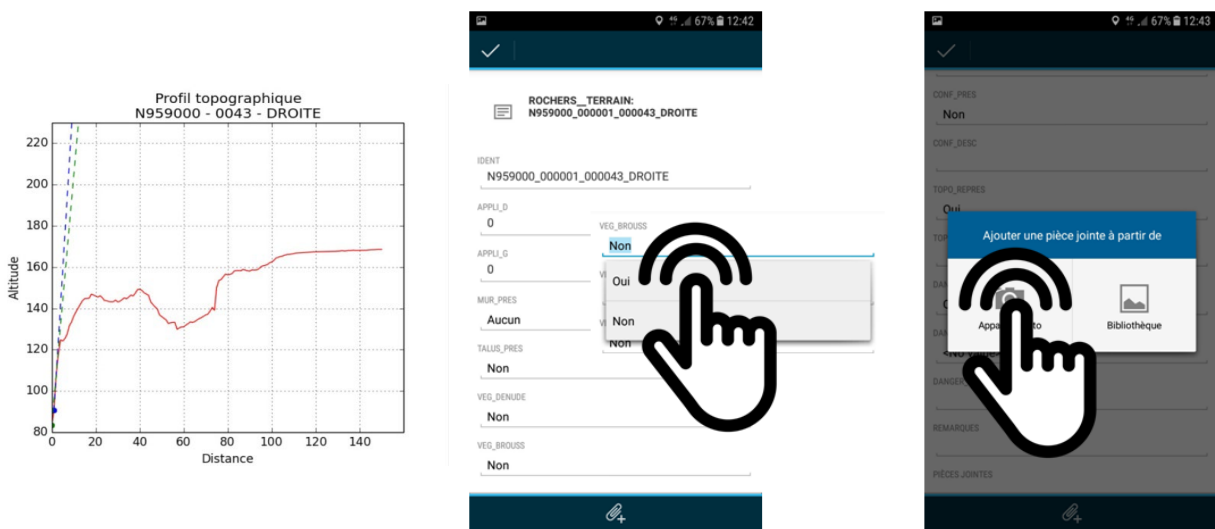


Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

L'opérateur pourra sélectionner un profil en particulier grâce au positionnement GPS.



Il pourra ensuite afficher le profil topographique, valider des données au moyen d'un formulaire avec des listes déroulantes et/ou insérer des photographies,...



6. Questions en suspens

Avant la mise en œuvre réelle du projet, il reste encore une série de problèmes à résoudre. La récente convention CLADAROC établie avec l'ISSeP devrait permettre de finaliser le développement et d'appliquer les traitements à l'entièreté du réseau wallon.

Après, il sera nécessaire de :

- fixer les modalités du travail de collecte d'observations de terrain par les Directions territoriales,
- intégrer les observations collectées pour obtenir un classement final des tronçons problématiques,
- définir les moyens de diffusion (support final et droits d'accès) des résultats auprès des Directions territoriales,
- ...

E42/A16 – Remplacement du pont 102 sur le canal Nimy-Blaton-Péronnes à Pommeroeul.

	<p>LONNEUX PIERRE-YVES</p> <p>Chef de projets BAM - Galère Département Génie-Civil - Environnement 73, rue Joseph Dupont, 4053 CHAUDFONTAINE Tél. : 04/366.69.36 Email : py.lonneux@galere.be</p>
--	--

<p>MAES SEBASTIEN</p> <p>Chef de projet SPW – Direction des Routes de Mons 118, rue du Joncquois, 7000 MONS Tél. : 065/359511 Email : sebastien.maes@spw.wallonie.be</p>	
---	--

Contexte du projet

Le pont 102 est un ouvrage d'art autoroutier (A16/E42) surplombant le canal Nimy-Blaton-Péronnes à Pommeroeul. Il s'agit d'un ouvrage en béton constitué de deux ponts adjacents comprenant chacun 3 travées pour une longueur totale de 160 m et une largeur de tablier de 20 m. Les travées d'approche sont constituées de 4 poutres en béton coulé en place et postcontraint tandis que la travée centrale en cantilever est constituée de 8 poutres préfabriquées en béton précontraint.



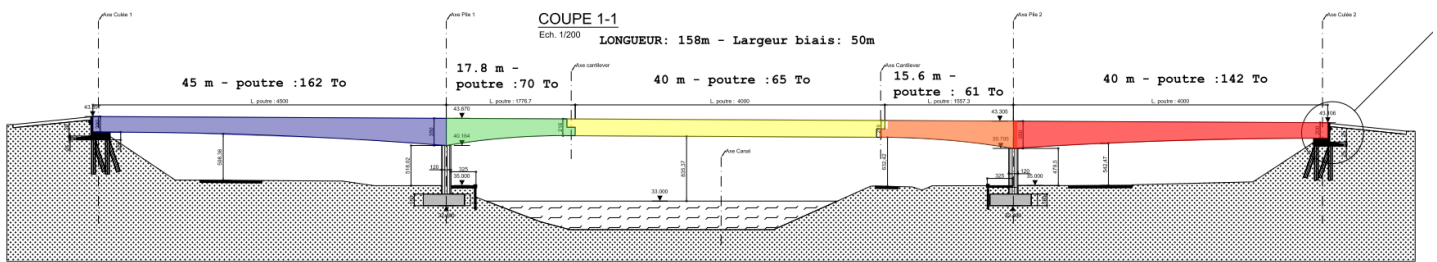
Depuis sa mise en service en 1974, cet ouvrage a rapidement inquiété ses gestionnaires qui ont constaté après quelques années des défauts de fonctionnement. Ceux-ci se traduisaient par des tassements plus conséquents que calculés préalablement, par des déformations inattendues du tablier, par l'apparition de fissures,... Au fil des années, différentes pathologies se sont développées au sein de l'ouvrage. Les nivellements et inspections réguliers ont mis en évidence l'évolution toujours un peu plus préoccupante des dégradations du pont. Classé en groupe de santé A4, il n'y avait pas d'alternative sérieuse permettant d'éviter à terme son remplacement complet. C'est le choix qui fut retenu lorsque l'étude fut entamée par le bureau ARCADIS. Celle-ci a abouti en 2016 par un appel d'offre permettant aux soumissionnaires de proposer, en plus de leur meilleur prix, une méthodologie qu'ils estimaient la plus efficace dans un délai le plus restreint possible.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

La société momentanée GALERE – TMI – TRBA s'est ainsi vue confier le marché qui consistait d'une part à démolir le tablier et les piles après désamiantage et d'autre part, à reconstruire cette superstructure mixte constituée d'une charpente métallique avec un tablier béton reposant sur de nouvelles piles.

Exécution des travaux

La méthode d'exécution présentée dans les documents d'adjudication pour le désamiantage et la démolition du pont consistait à déposer un à un tous les éléments de la superstructure et à les transporter en dehors du site en vue de leur désamiantage et de leur démolition, le but recherché étant de libérer la zone afin de pouvoir débiter au plus vite la reconstruction du pont.



La variante libre proposée par l'entrepreneur et retenue au moment de l'attribution du marché a consisté à désamianter les travées d'approche en place en présence du trafic autoroutier. Suite au démontage et au stockage à côté du pont des 8 poutres centrales en vue de leur désamiantage et de leur démolition, il ne restait plus sur le chemin critique du chantier qu'à démolir les 2 travées d'approche en place.



Dans le cadre d'opérations de désamiantage en vue de la destruction d'un ouvrage, il est important de disposer avant l'entame des travaux d'un inventaire complet précisant la présence ou non de fibres d'amiante dans les revêtements sur toutes les surfaces de l'ouvrage. Des analyses, mêmes nombreuses, ou un inventaire de gestion ne suffisent pas. Un autre élément à tenir en compte pour l'établissement du planning est la longue procédure nécessaire à l'obtention d'un permis d'environnement de classe 2 nécessitant de l'ordre de 3 mois après établissement du dossier complet. Les opérations de désamiantage nécessitent des températures supérieures à 5°C et la présence d'humidité rend l'exécution difficile. La période hivernale est donc à éviter pour ce type de travaux.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Afin d'éviter un arrêt du chantier suite au contrôle de la portance des fondations existantes après démolition de l'ouvrage, l'entrepreneur a proposé de forer 2 pieux pour contrôler leur longueur non-renseignée sur les plans disponible datant de l'époque de la construction. Ces carottages ont permis de révéler une longueur bien moindre que celle nécessaire au nouvel ouvrage. Ce constat a contraint le bureau d'études à proposer un nouveau schéma statique et un système de fondation qui s'emboîtaient dans le précédent. Sur base de nouveaux essais CPT et d'essais pressiométriques, un nouveau système de fondation a été dimensionné et réalisé.



Les nouvelles piles ont ensuite été reconstruites en veillant à ce que leurs chapiteaux soient suffisamment larges pour pouvoir permettre un vérinage de la charpente métallique en vue du remplacement des appuis.

Le tablier est quant à lui constitué de prédalles autoportantes y compris pour les encorbellements sur lesquelles est coulé le tablier en béton armé. Une attention particulière a été apportée au calepinage des goujons et des prédalles de rive afin de permettre leur emboîtement. Cette méthode d'exécution présente des avantages en termes de sécurité, de qualité, d'esthétique et de planning.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Conclusions

Il est indéniable que pour mener à bien toutes les étapes du projet jusqu'à son aboutissement, la maîtrise du planning global est un défi quotidien depuis les premières études jusqu'à la fin de la réalisation de l'ouvrage. Il faut tout d'abord reconnaître que la procédure d'appel d'offre choisie pour désigner l'entreprise adjudicataire a permis de s'orienter vers une méthodologie optimisée tant en terme de planning que de frais de manutention.

Ensuite, pour organiser le désamiantage prévu dans les meilleures conditions, ce projet a révélé l'absolue nécessité de disposer d'un inventaire précis et d'intégrer aux plus vite au planning général toutes les contraintes telles que les conditions météorologiques et le délai relatif à la demande de permis.

Par ailleurs, il faut également admettre qu'une collaboration anticipée avec le bureau de contrôle et une investigation géotechnique exhaustive permettent d'orienter au mieux les études dès le début.

Enfin, ce projet a une fois de plus rappelé que certaines étapes sont critiques pour le respect du planning et que si une bonne organisation de l'entreprise peut l'optimiser, celui-ci peut également se trouver fortement impacté par la gestion d'une non-conformité.



ESSAI DE MISE EN CHARGE SUIVI DE DESTRUCTION DE LA PLUS ANCIENNE PASSERELLE EN BETON PRECONTRAIT DE BELGIQUE (1944-2018)



ESPION BERNARD

Professeur
Université Libre de Bruxelles
Av. F.D. Roosevelt 50, 1050 Bruxelles
Tél. : 02 650 27 24
Email : bernard.espion@ulb.ac.be

PROVOST MICHEL

Professeur
Université Libre de Bruxelles
Av. F.D. Roosevelt 50, 1050 Bruxelles
Tél. : 02 650 27 24
Email : michel.provost@skynet.be



Résumé

La passerelle en béton qui, jusqu'au 1 juin 2018, croisait le Canal Charleroi-Bruxelles à Anderlecht jouissait de cette particularité d'avoir été le tout premier ouvrage de type « pont » ou « passerelle » en béton précontraint construit et mis en service en Belgique, et ce en octobre 1944.

Le projet et la construction de cette passerelle sont connus par un article publié dans les *Annales de Travaux Publics de Belgique* (Santilman, 1948), par la description sommaire fournie par le professeur Magnel (Magnel, 1948), mais surtout, depuis peu, par le dossier découvert dans les archives de l'entreprise Blaton-Aubert accessibles à la recherche depuis 2013 (Culot *et al.*, 2017).

Cette construction faisait partie des tous premiers projets en béton précontraint réalisés suivant la technique du *post-tensioning* avec le système de câbles et ancrages mis au point durant la guerre par le professeur Magnel en collaboration avec l'entreprise Blaton-Aubert, système connu sous le nom de « Sandwich » (Espion 2009, 2015). L'entreprise Blaton-Aubert était sous-traitante de l'entreprise générale (ir G. Clauses) pour la précontrainte lors de la construction de cette passerelle en 1944.

La passerelle se composait de deux poutres maîtresses de 20,94 m de portée en béton précontraint supportant un tablier en béton armé. Chacune des poutres est précontrainte par la technique du *post-tensioning* au moyen de deux câbles comportant chacun 40 fils en acier de 5mm de diamètre : l'un des câbles est rectiligne et l'autre à concavité parabolique vers le haut. Les fils passent dans des gaines rectangulaires en tôle d'acier de 0,6mm d'épaisseur : ces gaines sont injectées après mise en tension des fils par un coulis à base de ciment pour protéger l'acier des fils de la corrosion.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

A première vue, cette passerelle ne semblait pas présenter de désordres liés à la durabilité, mais la Région de Bruxelles avait prévu depuis plusieurs années de pourvoir à son remplacement pour des raisons de mobilité. Puisqu'il était acquis que l'ouvrage allait être détruit, les auteurs de cette communication ont proposé au SPRB –Service Mobilité de la soumettre à un programme d'investigations et de mise en charge afin d'augmenter les connaissances scientifiques relatives à la durabilité et à la pérennité des ouvrages en béton précontraint de première génération, et particulièrement ceux réalisés avec le système de précontrainte « Blaton-Magnel » (ou « Sandwich ») dont l'utilisation a été très répandue en Belgique jusqu'au début des années 1960.

La passerelle, d'une masse de 60t, fut déplacée dans la nuit du 1 au 2 juin 2018 et disposée sur un terrain mis à disposition par le Port de Bruxelles. Elle fut d'abord soumise à un nettoyage méticuleux par eau à haute pression. On a pu observer que chacune des poutres était déjà traversée sur une belle hauteur, rien que sous le poids propre de la passerelle, par une fissure située à mi-portée. Ceci traduit plus que probablement des pertes de précontrainte significativement supérieures à celles envisagées dans le dimensionnement, pertes ayant conduit à une large décompression du béton même sous charge permanente.

La mise en charge de la passerelle, en octobre 2018 (74 ans d'âge), fut réalisée au moyen de sacs de granulats pesant chacun 1,5t. On procéda au chargement progressivement jusqu'à atteindre cinq fois la charge de service utile (70t au total), en mesurant la flèche à mi-portée, les déformations longitudinales à différents niveaux, l'apparition des fissures et leur ouverture. La capacité portante maximale (ELU) n'a pu être atteinte, mais, à voir l'évolution de la flèche et l'ouverture des fissures, il s'en fallait de très peu. Bien que les poutres furent dépourvues de toute armature transversale, on n'a relevé aucune fissuration d'effort tranchant : on s'acheminait clairement vers une capacité portante maximale régie par la flexion, avec de nombreuses fissures de flexion (verticales) uniformément réparties sur les deux poutres. Après destruction complète de la passerelle, on a pu observer que les armatures de précontrainte, dont on redoute souvent la corrosion, étaient dans un parfait état de conservation.

Différents essais de caractérisation ont également été menés. La composition du béton de la passerelle en 1944 est bien documentée : elle comprenait 450 kg de ciment CEM I par m³ de béton, donnant une résistance à la compression (équivalent cylindre) $f_{c28} = 40$ MPa à 28 jours en 1944, devenue $f_c = 69$ MPa en 2018, soit une augmentation de près de 70%. La carbonatation du béton après 74 ans n'est pas mesurable au test à la phénolphthaléine, mais peut être estimée par d'autres essais à moins d'un cm, ce qui est fort peu. La résistance à la rupture résiduelle (en 2018, moyenne de 11 essais de traction) des fils d'acier de 5mm de diamètre est de 1548 MPa (contre 1457 MPa en 1944 si l'on en croit l'unique essai de caractérisation), et l'allongement à la rupture (supérieur à 1,6%) apparaît fort honorable.

Remerciements

Les auteurs expriment leurs vifs remerciements :

- à Bruxelles Mobilité (Service Public Régional de Bruxelles) pour le soutien apporté à cette recherche, et en particulier à MM. les ingénieurs Vincent Thibert, Chef de la cellule Infrastructure des Ouvrages d'Art, et Dan Balkali de la Direction Gestion et Entretien des Voiries;
- à l'entreprise BESIX-West Construct pour son implication dans l'essai sur chantier, et en particulier à M. Hendrik Vandekerckhove ;
- au Centre de Recherches de l'Industrie Cimentière (CRIC-OCCN) pour les essais de caractérisation du béton.

Références

Santilman, H.N.F., 1948: Note sur l'emploi du béton précontraint dans la construction des passerelles de la rue de Gosselies et de Malheide sur le Canal de Charleroi à Bruxelles. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, pp. 127-141, 309-340.

Magnel, G., 1948: *Le Béton précontraint*. Gand: Fecheyr.

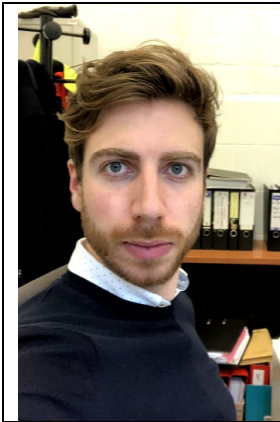
Culot, M., Devos, R., Espion, B., et al., 2017 : *Blaton, Une dynastie de constructeurs, Een dynastie van bouwers*. Bruxelles : Editions AAM et CIVA.

Espion, B., 2015 : The founding events of prestressed concrete in Belgium seen through the Blaton archives In B. Bowen, D. Friedman, T. Leslie, & J. Ochsendorf (Eds.), *Proceedings of the 5th International Congress on Construction History: Vol. 2* (pp. 41-48). American Construction History Society.

Espion, B., 2009 : Early applications of prestressing to bridges and footbridges in Brussels area In K.-E. Kurrer, W. Lorenz, & V. Wetzke (Eds.), *Proceedings of the 3rd International Congress on Construction History: Vol. 2* (pp. 535-541). Cottbus, Germany: Chair of Construction History and Structural Preservation, Brandenburg University of Technology.

Attas, D., Provost, M., 2011 : *Bruxelles, sur les traces des ingénieurs bâtisseurs*, Bruxelles: CIVA.

CARACTERISATION ACOUSTIQUE DES JOINTS DE DILATATION D'OUVRAGES D'ART



MARCOCCI SEBASTIEN

Attaché qualifié

Direction de l'Expertise des Ouvrages

Rue Côte d'Or 253, 4000 Liège

Tél. : 04/2316432

Email : sebastien.marcocci@spw.wallonie.be

1. INTRODUCTION

Depuis de nombreuses années, plusieurs plaintes concernant le bruit des joints de dilatation d'ouvrages d'art ont été enregistrées par les services techniques de la Direction de l'Expertise des Ouvrages.

Dans la majorité des cas, l'expertise menée conduisait à la conclusion que les joints incriminés et/ou le revêtement aux abords étaient défectueux (élément métallique cassé, fixation ou support défaillant, flache ou trou du revêtement contre le joint, ...). Le remplacement du joint et/ou la réfection du revêtement contre le joint suffisait alors à résoudre le problème. Mais dans certains cas, plus rare, le remplacement ou la réparation du joint ne donnait pas satisfaction. Le bruit généré par le joint avait changé de caractère mais il restait gênant pour les riverains. C'est alors que les premières approches d'analyses acoustiques ont été envisagées, ainsi que les premières solutions d'isolation acoustique. Citons à titre d'exemple le cas du viaduc du Blanc Ry à Ottignies en 1999 où le nouveau joint était pourtant réputé être "silencieux"....

L'approche acoustique pouvait paraître facile de prime abord mais dans les faits, elle s'est avérée complexe car il n'est pas simple de mettre en place une méthodologie de mesure appropriée pour caractériser le bruit du joint ainsi que la nuisance ressentie par les riverains. En première approche, on pourrait considérer que les joints à hiatus et les joints modulaires sont les plus bruyants comparés aux joints dit cantilever (joints à dents ou à peigne) ou aux joints bitumineux. Sur base de ce constat, l'offre des fabricants s'est vue largement étoffée durant cette dernière décennie en joints réputés silencieux ; signe de l'intérêt pour cette problématique (ex : joints sinusoïdaux, joints avec plaque sinus rapportées, joints flexibles sans hiatus, ...).

Depuis 2010, nous avons aussi observé un intérêt croissant des Directions Territoriales des routes de la DGO1 pour les considérations acoustiques des joints que ce soit dans l'étude des nouveaux projets que dans la réhabilitation d'ouvrages existants. Il est important de souligner qu'en cas de prise en compte de l'environnement du joint (habitations proches, risque de gêne pour le riverain, ...), la Direction de l'Expertise des Ouvrages privilégie l'utilisation de joints réputés "silencieux" plutôt que des solutions d'isolation acoustiques complémentaires. En effet, celles-ci sont parfois complexes à mettre en œuvre et dans tous les cas, entravent l'accessibilité et réduisent fortement le caractère inspectable des joints. Mais, l'expérience nous a révélé que cela ne suffit pas à garantir un contrôle des nuisances sonores. En effet, il n'y a pas que le joint en lui-même qui intervient dans la gêne sonore; il y a aussi les revêtements adjacents, l'environnement et aussi l'intégration du joint dans le profil

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

routier. La mise en œuvre du joint et des revêtements peuvent donc aussi influencer sur le caractère bruyant ou non du joint. Sans compter aussi du caractère impulsif du bruit généré par le joint qui accroît la sensation de gêne.

Depuis 1999, les joints de dilatation d'ouvrage d'art sont encadrés de manière précise par un cadre technique important, issu de l'expérience du Département des Expertises techniques (RW99 puis QUALIROUTES K.8.3, dossiers joints, ...), mais l'aspect acoustique n'y est toujours pas pour autant abordé. Il y avait donc là un besoin de mettre en place une méthode de caractérisation acoustique de ces éléments afin non seulement de contrôler les qualités acoustiques des systèmes mis en place mais aussi d'objectiver la nuisance subie par les riverains.

Au fur et à mesure des années, plusieurs « techniques » ont été utilisées afin de quantifier la nuisance issue du passage de véhicules sur un joint de dilatation. A l'instar du viaduc de Remouchamps, une méthode « interne » a été mise en place afin d'évaluer cette nuisance.

Dans le cadre de la mise à trois voies de l'autoroute A015000 entre Sambreville et Dausoulx, la méthodologie développée par « A-tech » pour l'étude des joints de dilatation du viaduc des Guillemins a été intégrée au cahier spécial des charges afin de contrôler les nuisances issues de ces joints.

Tous ces résultats se sont avérés en définitive inexploitable ou n'ont pas permis de conclure sur le caractère « bruyant » ou « non bruyant » des dispositifs étudiés. Sur base de ces constatations, la cellule « Bruit » de la Direction de l'Expertise des Ouvrages a initié une réflexion plus large afin de définir une méthodologie globale permettant la caractérisation acoustique des joints de dilatation d'ouvrages d'art.

Afin de mener à bien ce projet, des travaux de fin d'études ont été proposés aux étudiants ingénieurs de l'ECAM au cours des années académiques 2014-2015, 2015-2016 et 2017-2018. Cette collaboration a porté ses fruits et permis la définition d'un cadre réglementaire définissant une méthodologie permettant de définir et limiter la nuisance subie par les riverains au passage d'un véhicule au droit d'un joint de dilatation.

Dans ce document, une explication de la méthodologie de caractérisation, accompagnée d'une synthèse des résultats obtenus, est développée, avec une attention particulière sur les adaptations réalisées afin de se conformer aux réalités du réseau routier wallon.

2. METHODE DE CARACTERISATION DES JOINTS

A l'issue des réflexions menées en interne, il s'est avéré nécessaire de pouvoir caractériser le nouvel équipement mais également l'ensemble des dispositifs existants. C'est en procédant de cette manière qu'un suivi des dispositifs et de leurs caractéristiques pourra être assuré dans le temps.

Comme indiqué précédemment, plusieurs travaux de fin d'études ont été réalisés sur cette thématique. Une des principales conclusions indique que la méthode néerlandaise, décrite dans le document technique du Rijkwaterstaat¹ (RTD 1007-3), constitue la méthode la plus adaptée afin de caractériser un joint de dilatation dans son environnement. En vue de mieux comprendre les tenants et aboutissants de ladite méthode, il convient d'en détailler les principes², en précisant les évolutions apportées par la cellule « Bruit » avec de rencontrer les objectifs fixés en début de projet.

¹ Ministère néerlandais des infrastructures

2.1. Méthode néerlandaise « RTD 1007-3 » et adaptations

2.1.1. Principes de la méthode

Beaucoup d'éléments de la méthode néerlandaise RTD1007-3 proviennent de la méthode statistique au passage (SPB) décrite dans la norme ISO 11819-1 et ayant pour objectif de caractériser le bruit de roulement d'un revêtement. Cette caractérisation se fait grâce à une corrélation entre le niveau sonore maximal pondéré A émis par un véhicule et la vitesse de celui-ci, pour un échantillon composé d'un certain nombre de véhicules.

La méthode RTD1007-3 permet de déterminer l'émergence sonore, calculée en effectuant la différence entre le niveau sonore au droit du joint en partie supérieure et inférieure et le niveau sonore du bruit de roulement à une même vitesse. Ensuite, les valeurs des émergences en partie inférieure et supérieure sont comparées à des valeurs maximales fixées par la norme et permettent de conclure si le joint est conforme d'un point de vue acoustique ou non.

Le Rijkwaterstaat définit en fait deux façons de déterminer le bruit de roulement :

- Méthode théorique : issue de valeurs caractéristiques des revêtements-types.
- Méthode différentielle : issue de résultats réalisés in situ.

Dans le cadre des études menées, la méthode différentielle, soit celle correspondant à des mesures de roulement en amont en aval du joint, a été retenue. En effet, elle permet de connaître la valeur du niveau sonore émis par le revêtement à proximité du joint et donc de caractériser le joint dans son environnement (principe-clé suivi tout au long de l'étude).

Notons que ladite norme identifie deux caractérisations : une en partie supérieure de l'ouvrage et une en partie inférieure de l'ouvrage. Dans le cadre du présent rapport, seuls les résultats obtenus en partie supérieure seront présentés. Les mesures en partie inférieure nécessitent davantage d'investigations afin de pouvoir aboutir à une prise en considération au sein des clauses techniques.

2.1.2. Mesures en partie supérieure

Comme indiqué précédemment, deux sonomètres sont placés respectivement en amont et en aval du joint de dilatation et plus précisément à une distance minimale de 50m par rapport à ce dernier. Ensuite, le dispositif de mesures est complété par la mise en place d'un sonomètre au droit du joint de dilatation, le tout couplé avec un radar-compteur de véhicules. Le schéma de principe est repris à la Figure 1.

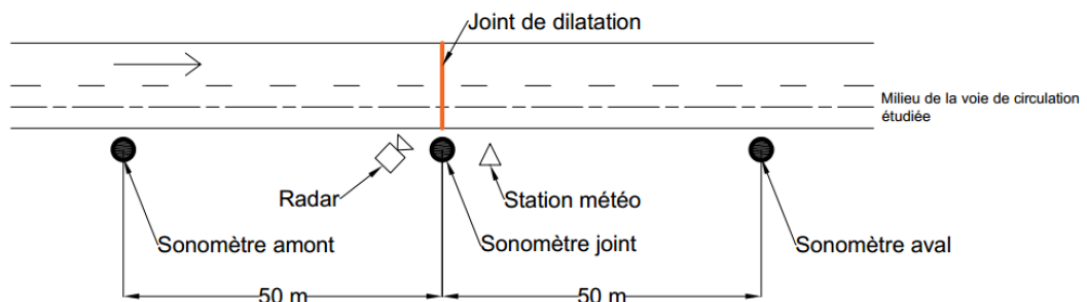


Figure 1 Mesure en partie supérieur - Schéma de principe du dispositif à mettre en place

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Conformément à ce qui est défini dans la RTD 1007-3, le niveau sonore maximal pondéré A est mesuré à l'aide de sonomètres placés à une distance de 7,5m par rapport au milieu de la bande de circulation des véhicules étudiés et à une hauteur de 3m par rapport au revêtement comme représenté sur la Figure 2.



Figure 2 Mesure en partie supérieure - Illustration du positionnement d'un sonomètre

Au cas où le joint forme un biais avec l'axe de la route et que celui-ci est inférieur à $31,5^\circ$, le sonomètre doit être positionné dans l'axe du joint comme le montre la Figure 3.

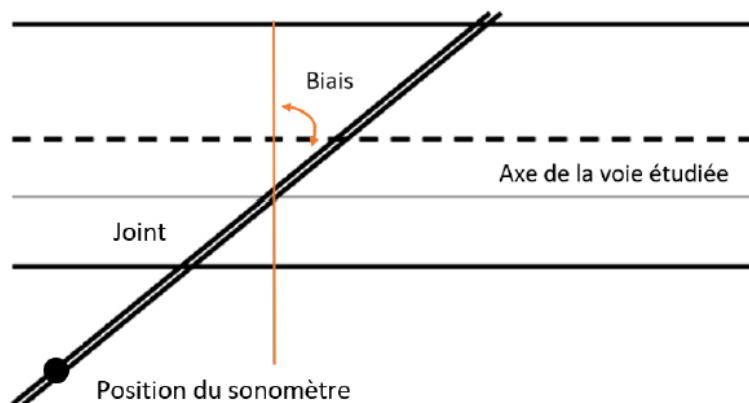


Figure 3 Mesure en partie supérieure - Position du sonomètre au droit du joint en cas de biais $< 31,5^\circ$

Dans le cas contraire, le sonomètre doit être posé perpendiculairement à l'axe de la route, en partant du point où le joint coupe le milieu de l'axe de la bande de circulation étudiée tel qu'illustré à la Figure 4.

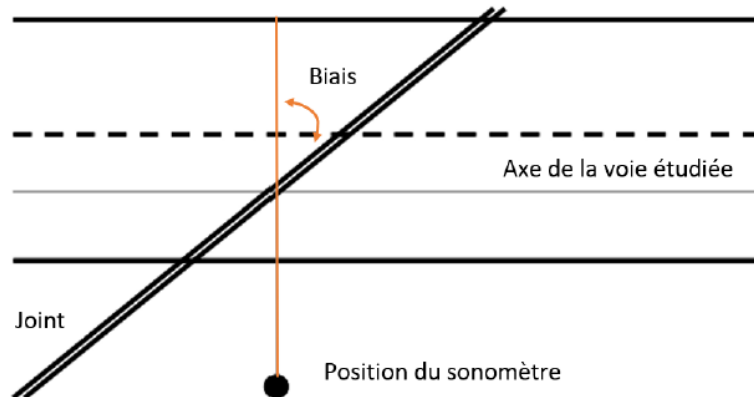


Figure 4 Mesure en partie supérieure - Position du sonomètre au droit du joint en cas de biais $> 31,5^\circ$

Effectivement, en présence d'un biais, l'émergence sonore causée par le joint sera réduite par rapport à un joint perpendiculaire à la chaussée car les roues du véhicule n'entrent pas simultanément en contact avec le joint. De plus, si le biais est élevé, le sonomètre pourrait se retrouver très éloigné par rapport au joint, faussant ainsi la mesure réalisée.

Au cours des différents travaux de fin d'études, plusieurs interrogations, quant à l'applicabilité de ce schéma de principe, ont été soulevées. Des études comparatives de plusieurs versions de la méthode originelle visant à faire varier les positions par rapport au milieu de la bande de circulation ou encore d'autres adaptations plus spécifiques ont été réalisées. De plus, des contacts avec les développeurs de celles-ci soient les autorités néerlandaises, ont été établis afin de conforter les approches adoptées.

Au terme des discussions, il a été possible de conclure que, considérant la méthode différentielle de caractérisation, il convient uniquement de s'assurer du positionnement identique des différents sonomètres par rapport au milieu de l'axe de circulation. Dès lors, la limite de mise en place du schéma de principe original ayant été levée, des mesures dans différentes configurations ont pu être réalisées.

2.1.3. Mesures en partie inférieure

La réalisation de mesures en partie inférieure nécessite un matériel identique à celui utilisé pour les mesures en partie supérieure de l'ouvrage. La différence réside dans la position du sonomètre au droit du joint de dilatation. En effet, ledit appareil de mesure se place à une distance horizontale comprise entre cinq et vingt mètres par rapport au joint et à une distance verticale de maximum trois mètres sous la partie inférieure du tablier comme le montre la Figure 5.

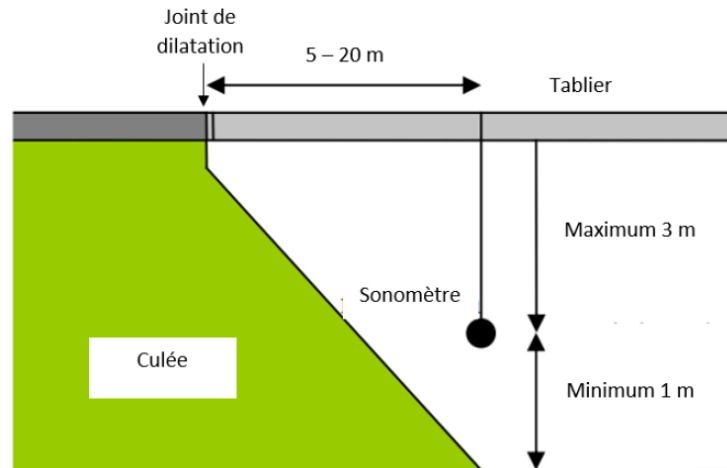


Figure 5 Mesure en partie inférieure - Position du sonomètre au droit du joint de dilatation

Notons qu'une distance de minimum un mètre entre le sonomètre et tout matériau réfléchissant doit également être respectée. Le sonomètre ne doit se trouver ni sous le tablier ni à côté du tablier mais bien dans le plan vertical formé par le bord de celui-ci.

Précisons que les distances permettant d'installer le sonomètre sous l'ouvrage sont moins précises que celles définies pour l'installation en partie supérieure. Selon la méthode *RTD 1007-3*, tant que les distances citées sont respectées, la variation du niveau sonore enregistré est en effet négligeable, et ce que le sonomètre soit placé à cinq mètres ou à vingt mètres du joint.

2.1.4. Conditions de validité des mesures

Conformément aux prescriptions reprises dans le document technique *RTD 1007-3*, les mesures sont considérées comme validées, si les conditions suivantes sont remplies :

- **Conditions météorologiques**
 - Température ambiante durant les 5 jours précédents la mesure comprise entre 5°C et 20°C ;
 - Température ambiante durant la mesure comprise entre 5°C et 30°C ;
 - Vitesse maximale du vent inférieure à 5m/ ;
 - Revêtement sec.
- **Echantillons représentatifs**
 - En partie supérieure de l'ouvrage
 - Minimum de 100 véhicules légers à 80km/h au minimum
 - En partie inférieure de l'ouvrage
 - Minimum de 30 véhicules lourds

Comme on peut le constater ci-dessus, en partie supérieure de l'ouvrage, seuls les véhicules légers sont pris en considération dans la caractérisation de l'émergence sonore du joint de dilatation. Alors qu'en partie inférieure, seuls les véhicules lourds sont pris en considération.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

2.1.5. Calcul de l'émergence sonore d'un joint de dilatation

Les principes de détermination de l'émergence sonore sont identiques pour les parties inférieure et supérieure de l'ouvrage. Dès lors, seule une présentation du calcul pour le calcul en partie supérieure sera réalisée dans la suite. Seule une précision sera apportée quant à l'émergence sonore maximale acceptable au sens de la RTD 1007-3.

Considérant les résultats obtenus, à savoir un véhicule roulant à une vitesse de Xkm/h en émettant un niveau sonore de YdB(A), il vient le graphique (dont l'abscisse est établi selon une échelle logarithmique) repris à la Figure 6.

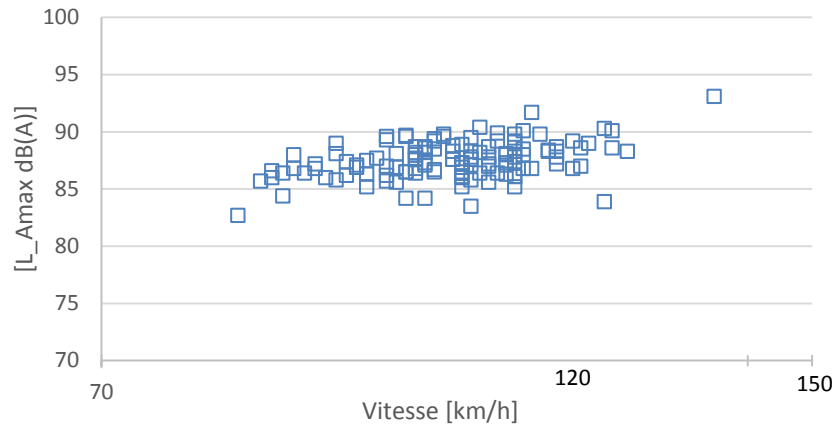


Figure 6 Mesure en partie supérieure de l'ouvrage au droit du joint de dilatation – Nuage de points

Sur base de ce nuage de points, une interpolation linéaire permettant d'établir une relation entre les deux paramètres, à savoir le niveau maximum mesuré et la vitesse du véhicule peut être établie (Figure 7).

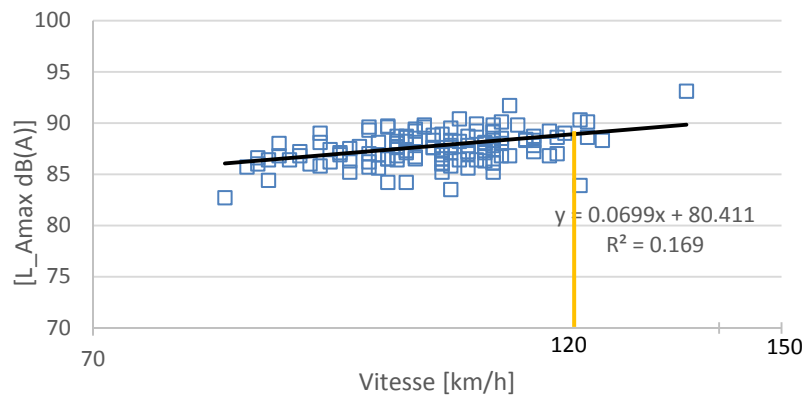


Figure 7 Mesure en partie supérieure de l'ouvrage, au droit du joint de dilatation - Interpolation linéaire des résultats

Une fois-ci cette relation établie entre vitesse et niveau sonore, le niveau caractéristique à 120km/h au droit du joint de dilatation peut alors être déterminé.

Une démarche identique est opérée pour le revêtement amont et aval, en vue de déterminer une valeur caractéristique du revêtement en général.

Une fois ces opérations réalisées, il convient dès lors de comparer les résultats obtenus et de vérifier si la différence des niveaux caractéristiques à 120km/h respecte bien l'émergence maximale acceptée, à savoir 5dB(A) :

$$L_{caract,Joint,sup} - L_{caract,Revêtement} \leq 5dB(A)$$

Pour ce qui est de la caractérisation en partie inférieure de l'ouvrage, le principe de caractérisation est identique à celui détaillé pour la partie supérieure. La différence majeure réside dans la prise en compte unique des véhicules lourds, le tout à la vitesse caractéristique de 80km/h. Considérant ces éléments, l'émergence maximale acceptée est de -10dB(A) :

$$L_{caract,Joint,inf} - L_{caract,Revêtement} \leq -10dB(A)$$

3. RESULTATS ET ANALYSE

Sur base des développements établis précédemment, de nombreuses mesures ont été réalisées depuis 2014. Celles-ci ont été réalisées sur différents types de dispositifs, dans des configurations nécessitant parfois des adaptations.

En tout une cinquantaine de joints de dilatations (simple hiatus, modulaire, sinusoïdal, etc.) ont été caractérisés dans leur environnement. Toutefois, il convient de préciser que l'essentiel des mesures réalisées concerne la caractérisation en partie supérieure de l'ouvrage. En effet, les configurations rencontrées ne permettent pas toujours la mise en application du dispositif nécessaire pour une mesure en partie inférieure. De plus, des investigations complémentaires vont être réalisées dans les mois à venir afin de parfaire le mode opératoire pour ce type de mesures.

Pour rappel, la prudence doit être de mise quant aux conclusions qui peuvent être tirées car les résultats présentés concernent un joint de dilatation dans son environnement. Dans cette optique, un relevé complet du joint et de son environnement sont opérés lors de chaque mesure dans le but d'alimenter une base de données de joints de dilatation, développée en partenariat avec le Groupe de Travail « Joints de dilatation » de la DGO1.

Dans le cadre du travail de fin d'études réalisé en 2017-2018, Jordan Mélon a établi un graphique synthétisant l'ensemble des mesures réalisées depuis le début du projet. Cette synthèse, considérant le nombre de joints de dilatation par type en fonction de l'émergence calculée, est reprise à la Figure 8. La limite d'émergence maximale de 5dB(A) fixée par la méthode néerlandaise RTD 1007-3 est illustrée par une ligne verte marquant la conformité ou non des joints testés. Enfin, il est à noter que la mention « Hiatus (sin) » reprise sur ladite figure correspond aux joints de dilatation dits « sinusoïdaux ».

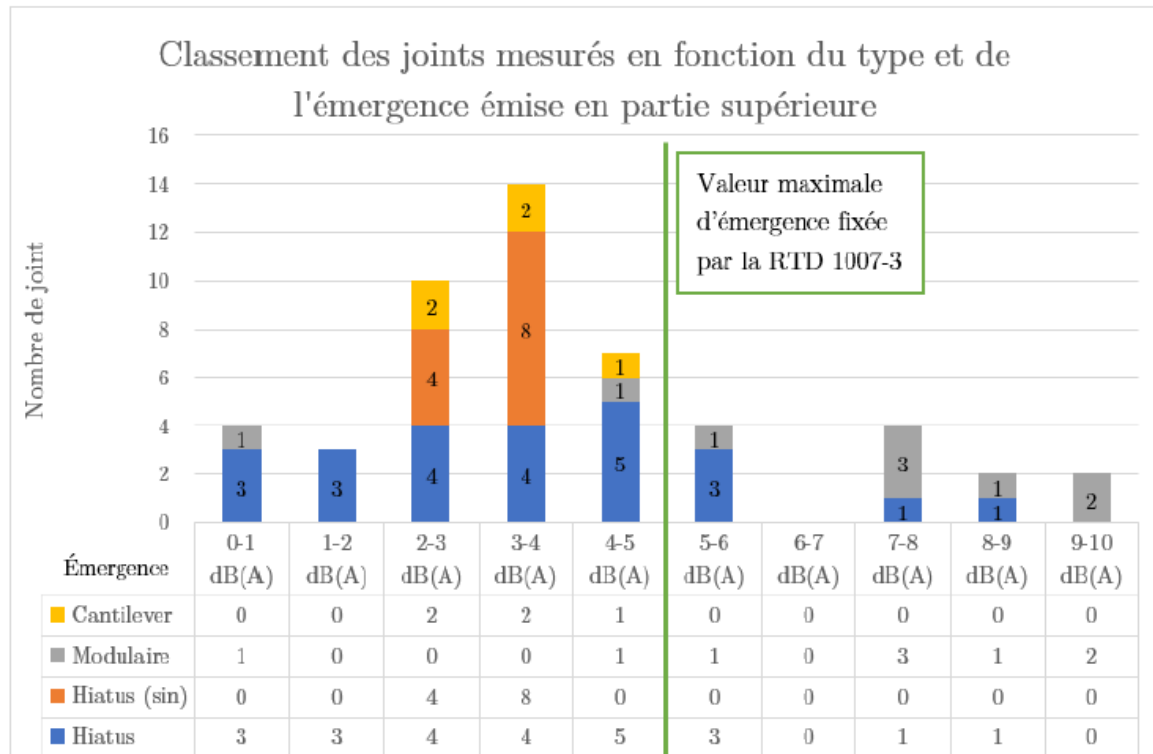


Figure 8 Synthèse des mesures en partie supérieure de l'OA réalisées depuis 2014 - Extrait du TFE de J. Mélon (2017-2018)

A l'analyse de la Figure 8 ainsi que « l'environnement » propre à chaque joint, les principaux enseignements qui peuvent être tirés sont :

- Près de 80% des joints testés sont considérés comme « conformes » du point de vue du critère « acoustique » fixé ;
- Pour les joints « Cantilever » et « Hiatus (sin) » testés, l'émergence calculée est inférieure à la valeur de l'émergence maximale fixée ;
- Pour les joints « Modulaire », un grand nombre ne respecte pas la limite fixée. Pour ceux respectant ladite limite, une valeur attire l'attention avec une émergence calculée comprise entre 0 et 1dB(A). L'étude de ce cas met en évidence la présence d'un « tapis antibruit » au niveau du joint ; il est dès lors nécessaire pour l'avenir de bien distinguer les deux types de joints, avec ou sans système antibruit ;
- Pour les joints « Hiatus », les résultats sont, pour la grande majorité, inférieurs à la limite maximale fixée.

En guise d'information, une illustration identique des résultats obtenus pour les mesures en partie inférieure de l'ouvrage est reprise à la Figure 9. Ces résultats sont issus des 18 mesures réalisées dans cette configuration. Les discussions survenues en groupe de travail ont mené à la nécessité d'investiguer davantage cette composante de la méthode néerlandaise avant une intégration plus normative dans les documents techniques.

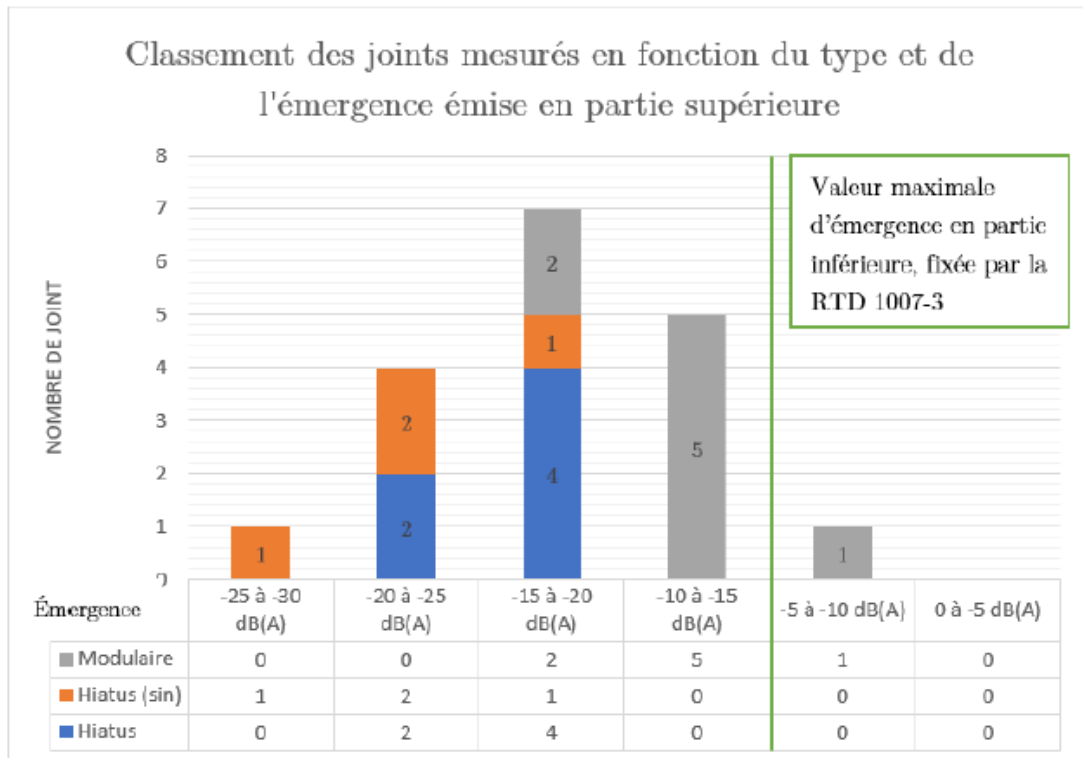


Figure 9 Synthèse des mesures en partie inférieure de l'OA réalisées depuis 2014 - Extrait du TFE de J. Mélon (2017-2018)

4. CADRE REGLEMENTAIRE EN WALLONIE

Comme rappelé dans l'introduction de ce document, les joints de dilatation sont régis par un cadre réglementaire bien défini en Région wallonne. En effet, du chapitre K.8.3 du QUALIROUTES en passant par la constitution des « dossiers joints » et les vérifications réalisées par les différents services du Département des Expertises techniques, ce type de dispositif reçoit enfin une attention à la hauteur de l'importance qu'il a dans la vie d'un ouvrage d'art.

Tout le développement du présent document et les recherches entreprises par la cellule « Bruit » de la Direction de l'Expertise des Ouvrages n'ont jamais eu pour but de remplacer les dispositions réglementaires mises en place depuis de nombreuses années. Ce processus de vérification vient compléter en bout de chaîne l'ensemble du dispositif, en abordant la problématique sous un angle d'« obligation de résultats³ », le dispositif global pouvant être davantage assimilé à de l'« obligation de moyens⁴ ».

Afin de familiariser les différents acteurs avec ce nouveau complément au cadre réglementaire existant, un article complémentaire au Chapitre K.8.3 a été développé afin d'être intégré au fur et à mesure dans les différents cahiers spéciaux des charges en lien avec ce type de problématique.

Parallèlement à cela, la cellule « Bruit » de la Direction de l'Expertise des Ouvrages poursuit les études de joints existant, visant à alimenter la base de données des joints de dilatation. A terme, ces résultats pourront être intégrés au sein de la Base de Données des Ouvrages d'Art (BDOA).

³ L'**obligation de résultat** est une **obligation** en vertu de laquelle un débiteur est contraint d'atteindre un **résultat** précis et déterminé en avance. Le fait pour le débiteur de ne pas atteindre le **résultat** escompté engage automatiquement sa responsabilité

⁴ L'**obligation de moyens** est une **obligation** en vertu de laquelle le débiteur doit déployer ses meilleurs efforts pour atteindre l'objectif visé.

5. CONCLUSIONS

Du viaduc de Remouchamps en passant par le viaduc de l'Eau d'Heures, de nombreuses plaintes font et ont fait état de nuisances subies par les riverains au passage de véhicules au droit de joints de dilatation.

D'une problématique ne disposant pas de cadre permettant de l'appréhender au mieux, les recherches ainsi que les différents travaux de fin d'études encadrés entre 2014 et 2018 ont permis de définir une méthode visant à limiter la nuisance subie par le riverain. L'ensemble des mesures réalisées ont permis de disposer d'une première vision de cette thématique. A terme, les mesures à poursuivre permettront de disposer d'une cartographie des joints de dilatation présents sur le territoire wallon.

De plus, l'intégration de ce cadre complémentaire permettra de réaliser un monitoring des nouveaux dispositifs avec, pour objectif final, de contraindre à une obligation de résultats sur le long terme. En effet, actuellement, le respect des exigences fixées se limite à une vision à court terme, soit après la pose dudit joint. Avec le temps et l'expérience, il conviendra de lier cette obligation au délai de garantie applicable aux joints de dilatation.

Enfin, des investigations complémentaires seront menées en vue de mieux appréhender le processus de caractérisation en partie inférieure de l'ouvrage afin de doter ce cadre d'une vision complète.

Tout cela est encouragé par la volonté de collaboration du *Rijkwaterstaat* et de l'*Agentschap Wegen en Verkeer* sur cette thématique.

Notons également qu'un article additionnel sera disponible, dans les semaines qui viennent, sur le site « Qualité & Constructions » en vue de systématiser l'intégration de ces clauses techniques et, ainsi prendre en compte cette problématique dès le départ.

REPLACEMENT DU PONT-A-PONTS A TOURNAI : DE LA CONCEPTION A LA REALISATION DU PROJET



ANDRE ISABELLE

Chef de projet
Bureau d'études Greisch
25, Allée des Noisetiers, 4031 Liège
Tél. : 04/366.16.16
Email : iandre@greisch.com

GENS FREDERIC

Directeur de projet
Bureau d'études Greisch
25, Allée des Noisetiers, 4031 Liège
Tél. : 04/366.16.16
Email : fgens@greisch.com



POURQUOI REMPLACER LE PONT A PONTS ?

En 2004, la commission européenne a retenu, à titre de projet prioritaire du réseau trans-européen de transport, les liaisons fluviales Seine-Escaut (RTE-T 30) et Meuse-Rhin-Danube (RTE-T 18).

La liaison Seine-Escaut-Est constitue quant à elle un lien entre ces deux projets prioritaires et est nécessaire pour absorber les flux de trafic prévus.

RTE-T 30
**Seine-
Escaut**
**3000 à
4500 t**



RTE-T 18
**Meuse/Rhin
-Main-
Danube**
**4500t -
9000t**

Figure 1

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

La réalisation du projet Seine-Escaut-Est entraîne une série d'aménagements sur l'Escaut dont le projet d'élargissement au gabarit fluvial CEMT Va (bateaux de 110*11.4 m) dans la traversée de Tournai. Dans cette traversée de Tournai, il existe deux obstacles au passage des bateaux de gabarit Va :

- Le passage sous les arches du pont des Trous
- La navigation dans la courbe du fleuve dans la zone du pont à Ponts



Figure 2

Au droit du pont à Ponts, Il existe actuellement sur une longueur de plus ou moins 200 mètres, un rétrécissement ponctuel de la passe navigable d'approximativement 24 à 19 m.

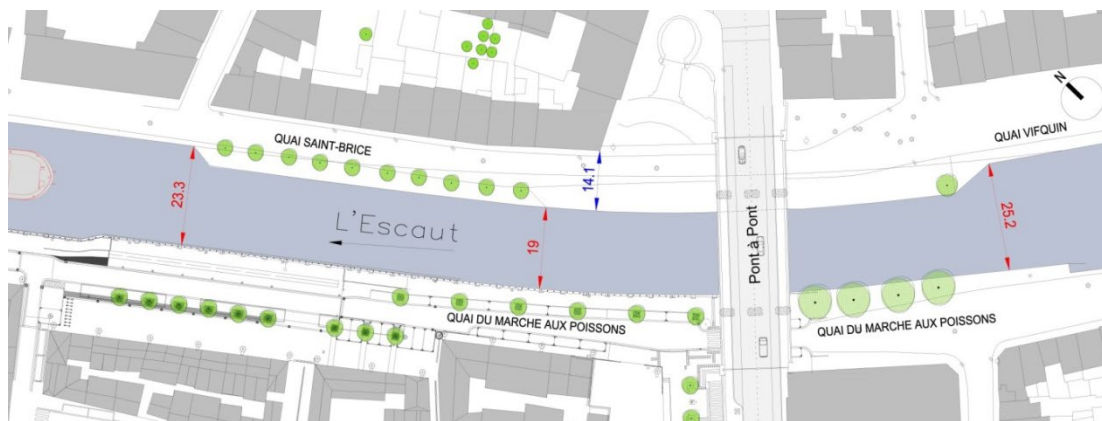


Figure 3

Des études de navigation ont conclu à la nécessité de supprimer ce rétrécissement ponctuel et « brutal » en donnant à la passe navigable une largeur qui permette au bateau navigant le long de sa trajectoire idéale, de conserver une zone de garde par rapport à l'alignement du quai de plus de 4 mètres. La décision ayant été prise d'intervenir uniquement sur l'alignement du quai en rive droite, le tracé issu de ces études de navigation est illustré ci-dessous

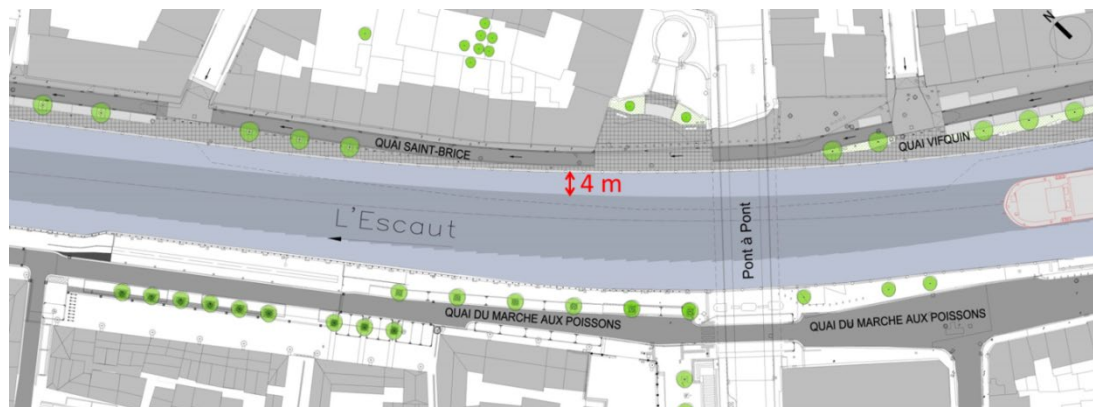


Figure 4



Figure 5

Le nouveau tracé de l'Escaut décrit ci-dessus entre en conflit avec la pile de rive droite de l'ouvrage mais aussi avec la sous-face du tablier vu la hauteur libre de 7 m à assurer. Le remplacement de l'ouvrage existant par un nouvel ouvrage plus mince est nécessaire.

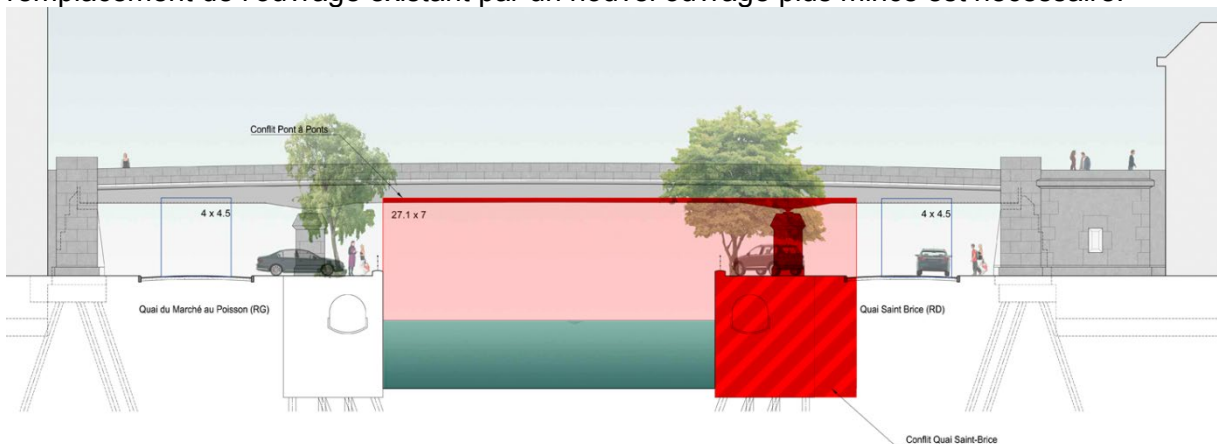


Figure 6

CONCEPTION DU PROJET

Superstructure ?

Dans le cadre de l'avant-projet, une réflexion sur une éventuelle superstructure supérieure à l'ouvrage a été menée (type bow-string, suspentes, pylône, ...). La conclusion de ces réflexions est qu'il n'y pas lieu à cet endroit de placer en conflit l'élévation de l'ouvrage avec la vue remarquable sur la ville. Un pont de type caisson avec support inférieur sera donc développé, le travail de contemporanéité sera préférentiellement mené sur la coupe transversale du tablier et les piles de l'ouvrage.



Figure 7

Utilisation de la surface du tablier

La largeur totale du tablier reste inchangée par rapport à la situation existante et ce afin de maintenir de bons raccord aux culées de l'ouvrage.

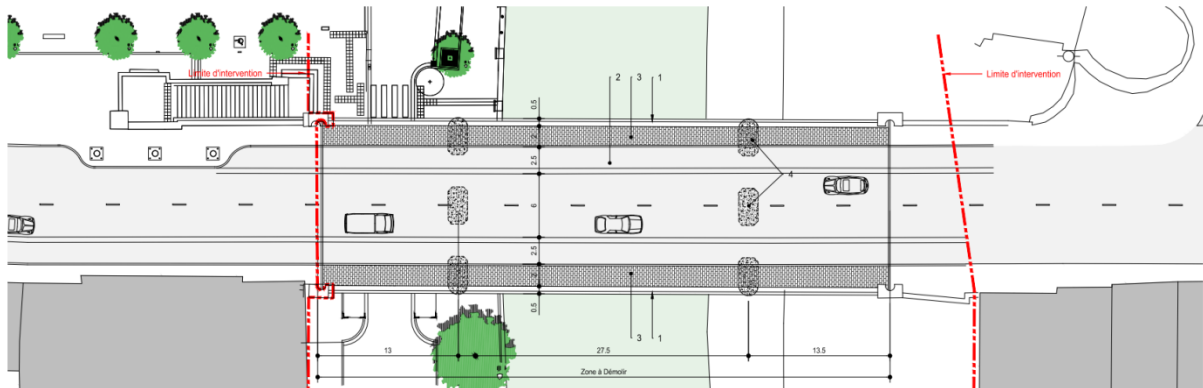


Figure 8 : Situation existante

L'occupation de la largeur du tablier est par contre légèrement modifiée puisque les places de parking situées à l'aval de l'ouvrage (+/- 15 places) sont supprimées au profit d'un trottoir-balcon de largeur plus généreuse



Figure 9 : Situation projetée

La largeur gagnée sur le parking permet donc de mettre en place un espace confortable dédié aux modes doux. Ce « balcon paysager » offre une vue sur la ville et l'Escaut et permet de réaliser une liaison assez continue avec les quais en retrouvant sur les culées une continuité assez naturelle des espaces dédiés aux modes doux.

Structure du tablier ?

Comme explicité précédemment, le passage à un gabarit de 7 m nécessite d'amincir le tablier du nouvel ouvrage pour ne pas entrer en conflit avec ce gabarit. L'utilisation de l'acier découle de cette constatation et est confortée par le bon accord de teinte que l'on peut obtenir entre les moellons des culées et l'acier peint.

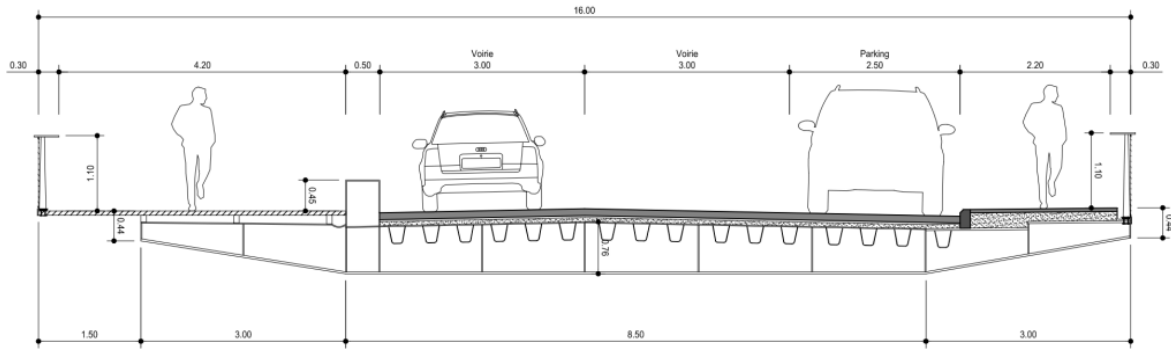


Figure 10

Le passage au-dessus de l'Escaut constitue un évènement à marquer d'avantage. Pour cette raison, il est proposé de découper le tablier en trois parties : d'une part la travée centrale au-dessus de l'Escaut et d'autre part les deux travées latérales entre les culées et l'Escaut. Le revêtement de chaussée y est traité différemment, par l'emploi de béton matricé, afin d'obtenir un revêtement moins sonore sur la travée centrale. Du point de vue structurel, le passage des travées de rives à la travée centrale serait marqué par l'insertion d'une tranche en caillebotis de plus ou moins 1 m de longueur (les semelles du caisson métallique de l'ouvrage seront donc arrêtées au droit de cette zone de transition). Ce caillebotis marque le passage au-dessus de l'Escaut et permet également d'amener de la lumière sous le tablier afin de rendre plus agréable les quais sous le pont.

Des profilés en aluminium sont proposés pour constituer le revêtement du trottoir-balcon aval. Ces profilés permettent de donner une grande légèreté et une transparence à la structure du balcon car ils sont posés sur l'ouvrage avec un porte-à-faux d'un mètre par rapport à la rive du caisson métallique. D'autre part, les teintes s'associent assez facilement avec les pavés.

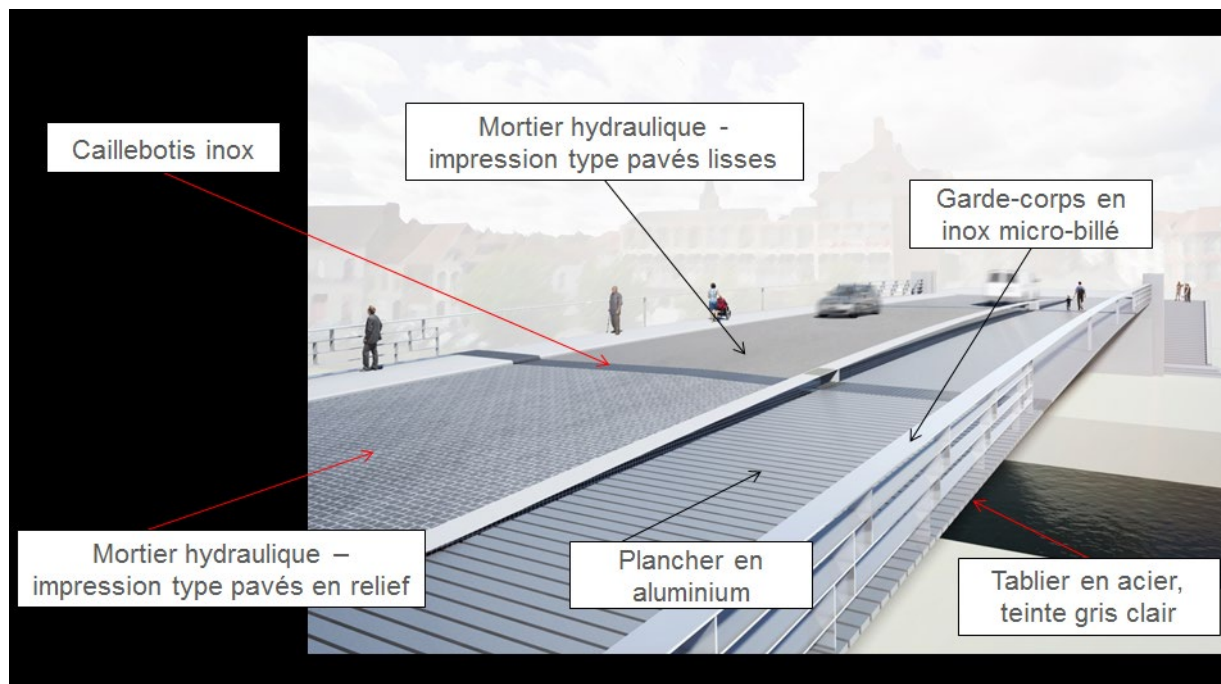


Figure 11



Figure 12

Ouverture culée rive droite ?

L'étude des aménagements de quais en rive droite ouvre la discussion sur la position du mur de culée. Depuis l'amont du pont à Ponts, l'avancée de ce mur de culée par rapport au front bâti entraîne la formation d'un angle mort difficilement aménageable.

Le recul du mur de culée permet une ouverture sur l'esplanade située au pied des escaliers qui mènent à la rampe du pont.



Figure 13



Figure 14

Le raccord au mur délimitant l'esplanade en haut de l'escalier entraîne une culée braise par rapport à l'axe de l'ouvrage.



Figure 15

Du point de vue technique, le recul de cette culée entraîne une augmentation de la portée de l'ouvrage mais l'encastrement de l'extrémité du tablier dans une structure reformant un L sous la voirie permet d'accepter cette augmentation de portée sans devoir augmenter l'épaisseur de la structure au passage des gabarit fluviaux et de circulation sur le quai

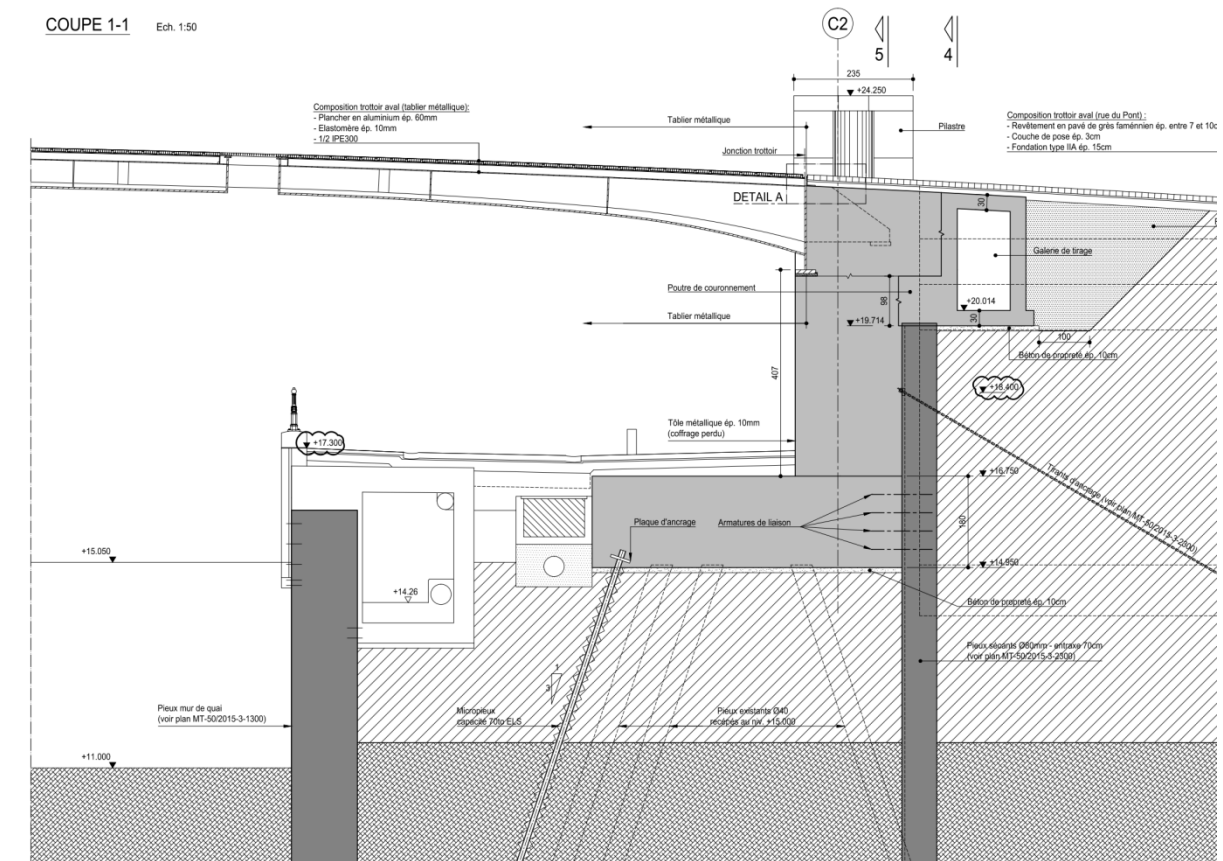


Figure 16

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Géométrie des piles

Afin de ne pas obturer la vue sur l'Escaut, une grande transparence des piles de rive gauche est souhaitable. Une structure en panier de barres est envisagée.



Figure 17

DETAILS TECHNIQUES DU PROJET

Coupes transversales

Comme mentionné ci-avant, la faible hauteur disponible pour la structure du tablier a orienté le choix vers un tablier métallique avec dalle orthotrope. En section courante, au droit de l'Escaut, le tablier a une hauteur de 800mm. Cette hauteur augmente au droit de la pile (980 mm) et à l'encastrement sur la culée en rive droite (1600 mm).

4 types de sections transversales sont présents sur la longueur du pont.

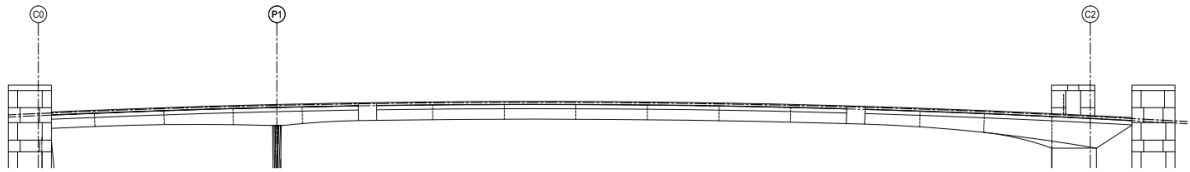


Figure 18

Entre C0 et le jour côté C0 :

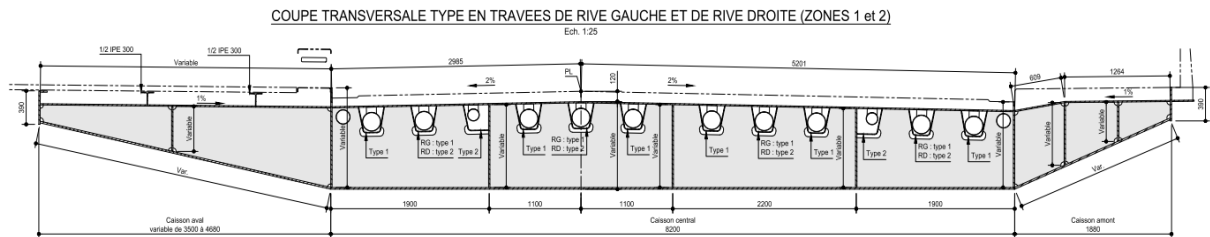


Figure 19

Dans cette zone, l'influence des appuis C0 et P1 se fait sentir en ce qui concerne les largeurs de semelles collaborantes. Celles-ci sont plus faibles qu'en travée. De plus, le fond de caisson est comprimé au droit de la pile et nécessite un raidissage. Par conséquent, afin de faire collaborer tout le fond de caisson et que celui-ci soit le plus efficace, 5 âmes sont présentes dans le caisson central.

Entre les 2 jours :

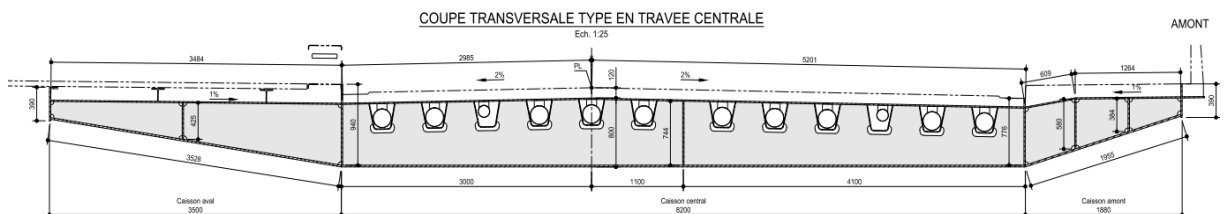


Figure 20

Dans cette zone, en service, les moments sollicitant le tablier sont toujours positifs. Le fond de caisson est alors toujours tendu et ne doit donc pas être raidi. Les 3 âmes du caisson central sont suffisantes afin de ne pas avoir de pertes dues à un éventuel trainage de cisaillement.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Au droit des jours :

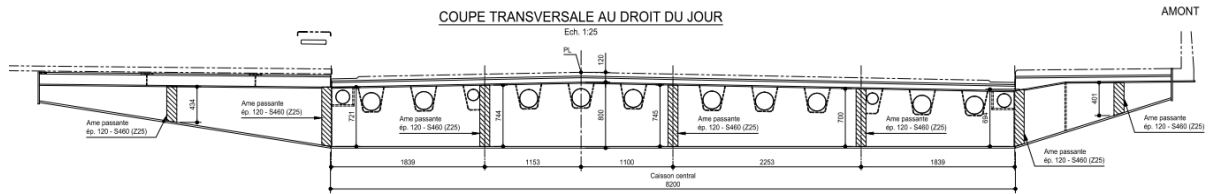


Figure 21

Les tôles horizontales sont interrompues afin de créer des puits de lumière. Seules les âmes assurent la résistance et la stabilité du tablier. Celles-ci sont donc plus épaisses qu'en section courante : 120mm en acier S460.

Au droit de la culée C2 :

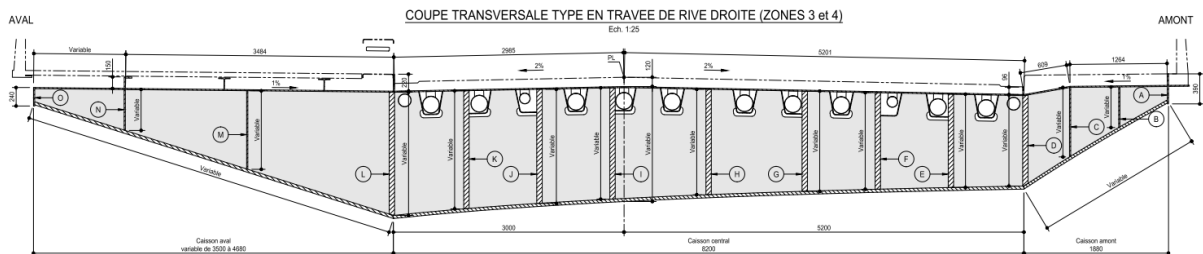


Figure 22

Afin d'augmenter les largeurs de tôles collaborantes, de raidir le fond de caisson fortement comprimé dans cette zone mais aussi pour clouer le tablier sur la culée C2, 9 âmes sont présentes dans le caisson central.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Clouage sur culée

Afin de réaliser l'encastrement, le tablier est cloué sur la culée grâce à 14 câbles de précontrainte de 18T15.

Les 9 âmes sont liaisonsnées à une poutre transversale supportant la précontrainte.

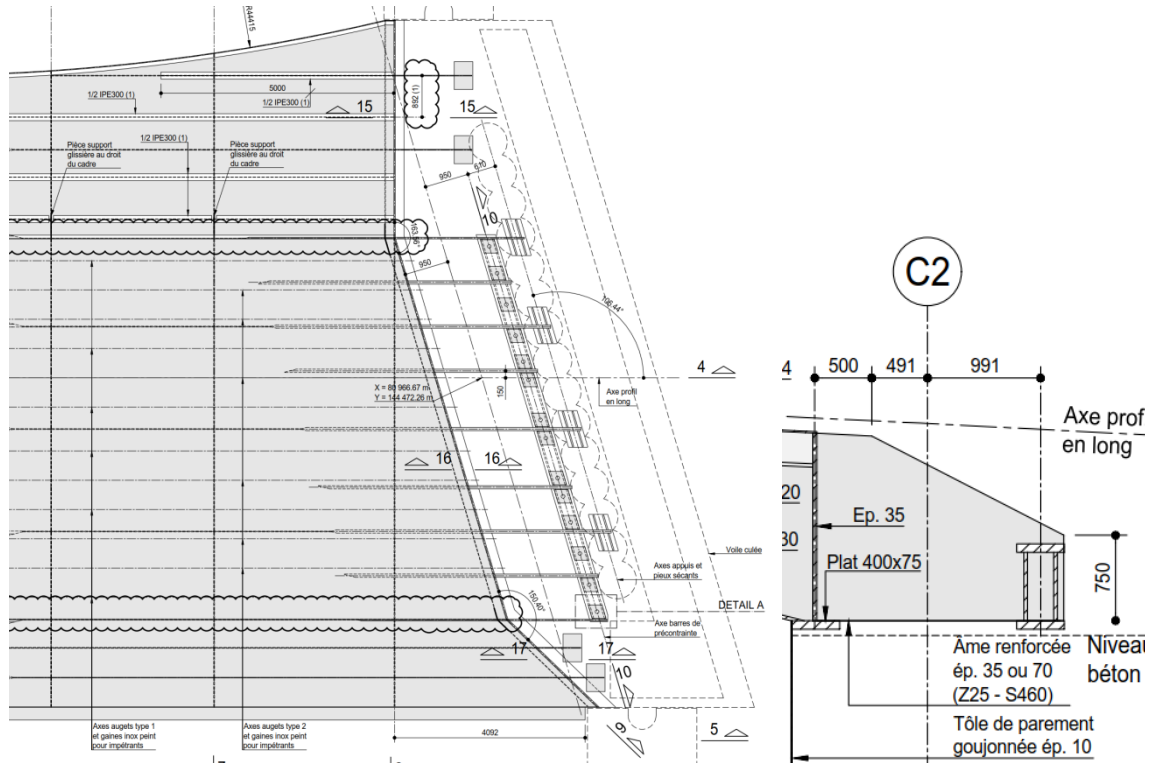


Figure 23

Contreflèche longitudinale

Comme la travée C0P1 est de faible longueur par rapport à la travée P1P2, de la traction au droit de C0 peut apparaitre lorsque la travée P1C2 est chargée par le trafic.

Afin d'éviter tout risque de décollement des appuis de C0, on augmente la réaction verticale de compression sous charges permanentes en C0 en donnant une contreflèche verticale au tablier.

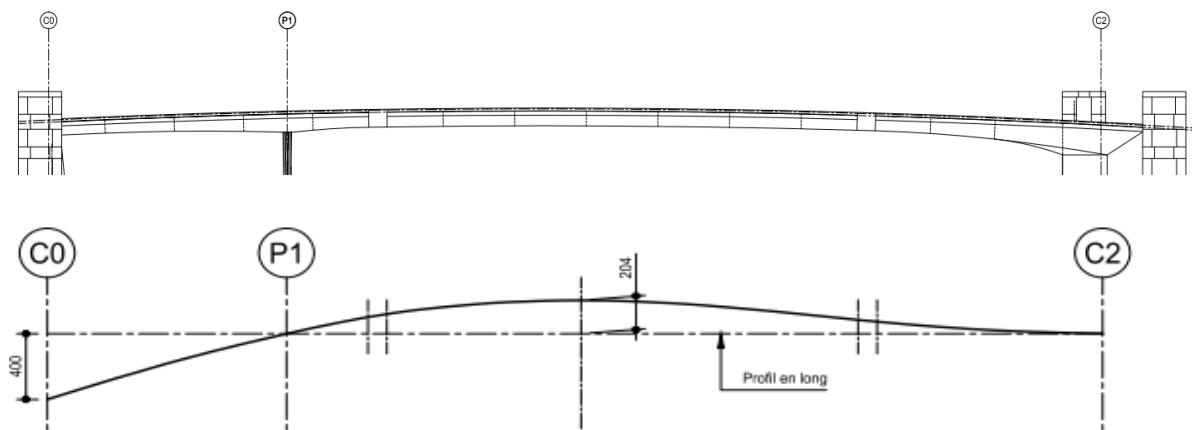


Figure 24

Piles

Chaque pile est composée d'un faisceau de 8 tubes pleins de 90mm de diamètre. Les piles reprennent les charges verticales et sont soumises à des déplacements imposés par le tablier (déplacements longitudinaux et rotations essentiellement). La vérification de ces piles a été réalisée grâce à un calcul non linéaire afin de s'assurer :

- de la stabilité de chaque tube à l'ELS ;
- de la stabilité de l'ensemble de la structure à l'ELU.

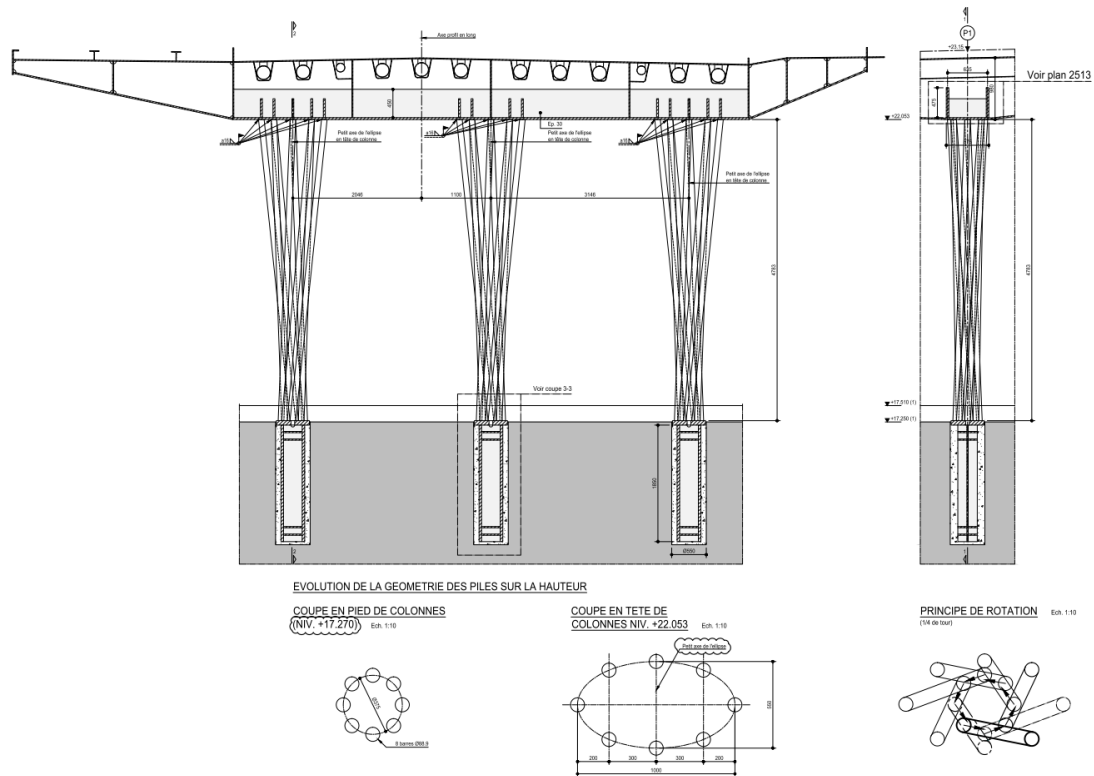


Figure 25

ETAPES CONSTRUCTIVES DE L'OUVRAGE

Réalisation de la paroi de pieux sécants

Une paroi de pieux sécants est réalisée afin de démolir et déblayer ultérieurement la culée existante. Ces travaux sont réalisés par demi-chaussée afin de garder le pont ouvert au trafic.

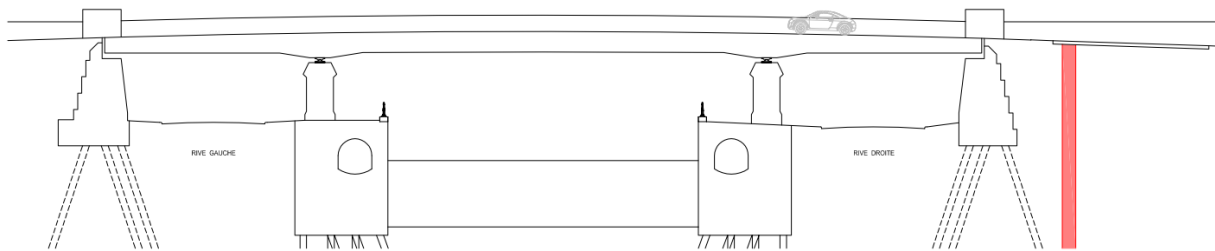


Figure 26

Réalisation de la galerie

De nouveau, ces travaux sont réalisés par demi-chaussée afin de garder le pont ouvert au trafic.

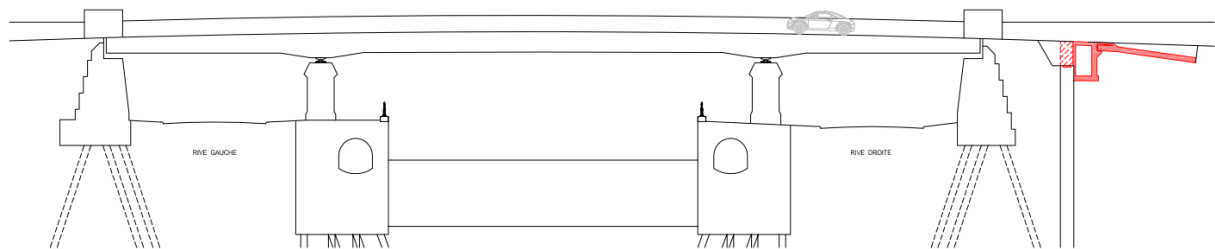


Figure 27

Coupure du trafic pour une durée de 5 semaines

La méthode de montage a été choisie de sorte que cet axe structurant soit coupé le moins longtemps possible.

Démolition de l'ouvrage existant

Les poutres principales du pont sont sciées et évacuées à la grue.

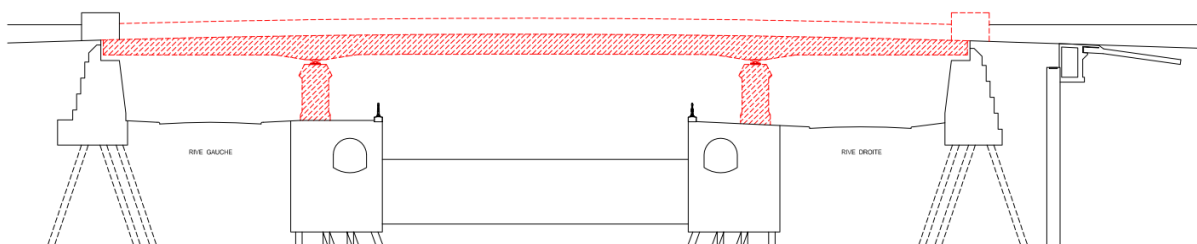


Figure 28

Démolition des parties supérieures des culées

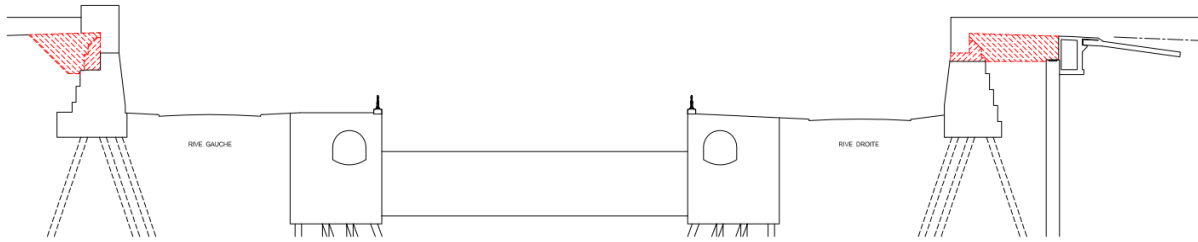


Figure 29

Reconstruction de la tête de culée de C0 et mise en place des appuis provisoires

Des appuis provisoires sont nécessaires car :

- la pile P1 n'est pas encore mise en œuvre ;
- la culée C2 n'est pas encore réalisée. Par conséquent, l'encastrement ne pourra pas être mis en œuvre dès la pose du tablier.

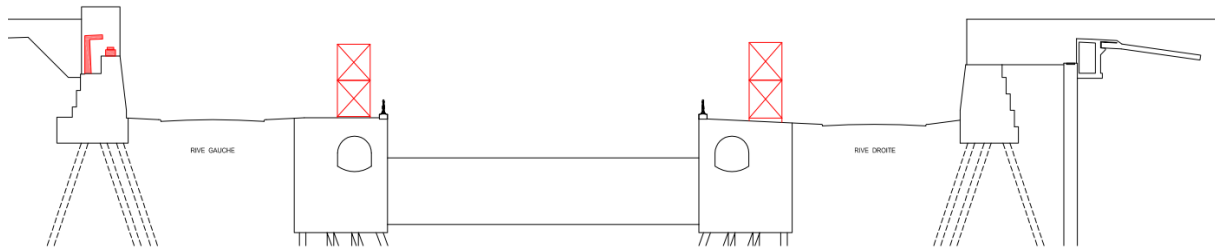


Figure 30

Mise en place du nouveau tablier

Le tablier de 430 tonnes est acheminé par barge et mis en place à l'aide de 2 grues.

En phase provisoire, il est simplement appuyé sur 4 appuis. Au droit de la culée C2, il repose sur la paroi de pieux sécants.

Le niveau de la pile provisoire côté C2 (rive droite) doit être plus bas que le niveau théorique définitif car :

- il existe un risque de décollement d'appui en C2 ;
- l'appui engendre un moment négatif dans la section au droit de l'appui. Ce moment négatif doit être limité car le fond de caisson, dimensionné en service uniquement pour des moments positifs, est très peu raidi.

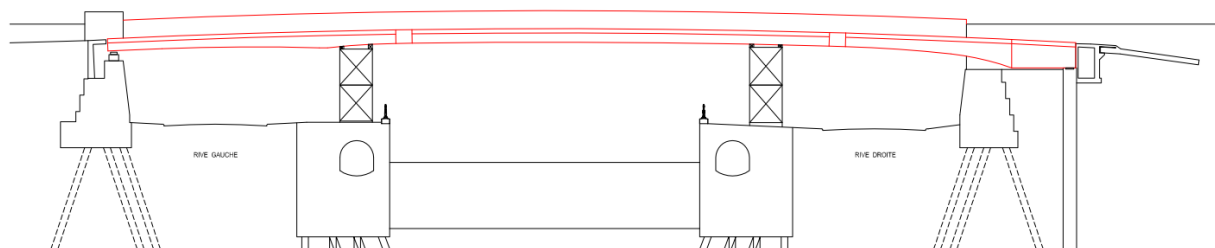


Figure 31

Mise en œuvre des revêtements et ouverture provisoire au trafic

Démolition de la culée en rive droite et soudage des piles au tablier

Les tubes constituant les piles sont soudés au tablier mais elles ne sont pas encore scellées dans le sol.

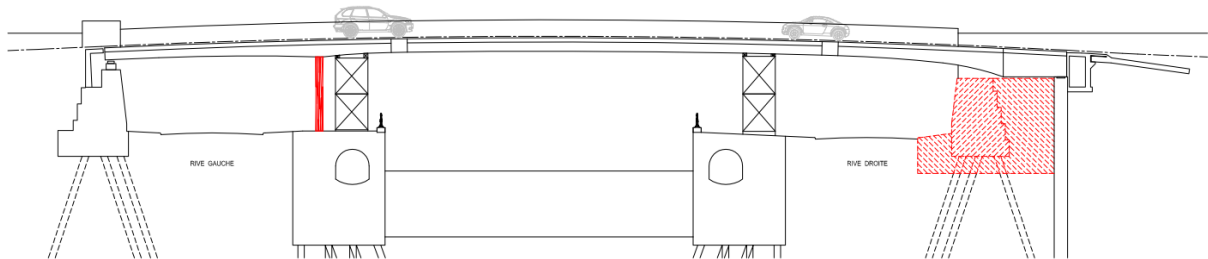


Figure 32

Bétonnage de la culée en rive droite

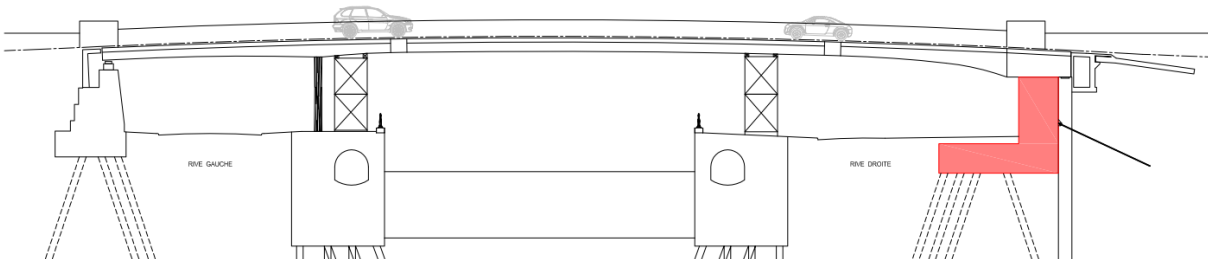


Figure 33

Mise en précontrainte du tablier sur la culée

Afin d'effectuer la mise en précontrainte de la culée, le tablier doit être placé dans sa configuration définitive. Or, comme mentionné ci-dessus, la pile provisoire en rive droite est à un niveau plus bas que son niveau théorique définitif. Un vérinage de 200mm est nécessaire afin d'établir la bonne géométrie avant coulage et bétonnage. Ces opérations ont lieu alors que le pont est coupé à la circulation.

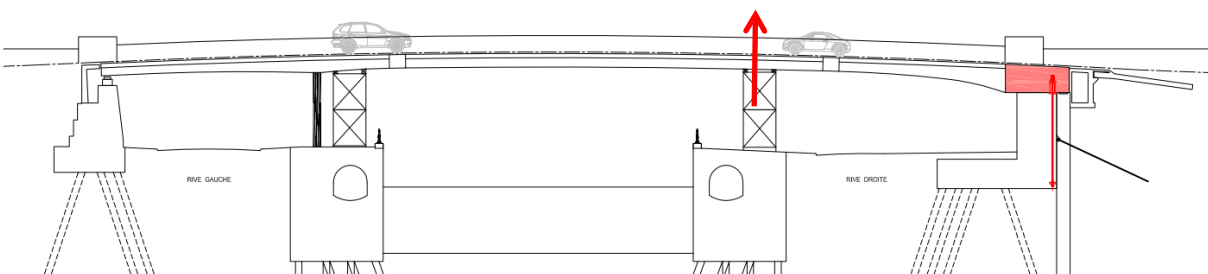


Figure 34

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Retrait des appuis provisoires

Après suppression de l'appui provisoire en rive droite, les piles P1 sont scellées dans le sol et l'appui provisoire en P1 est supprimé.

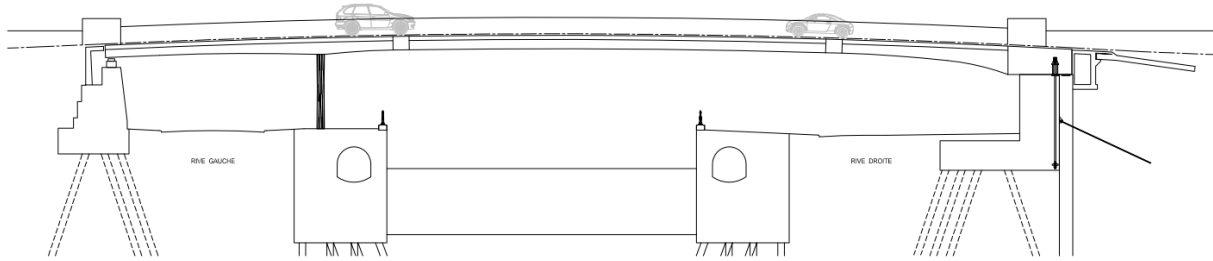


Figure 35

PHOTOS ET AVANCEMENT DU CHANTIER

Février 2018 : mise en place de la passerelle piétonne/impétrants



Février 2018 : charpente du tablier dans les ateliers de TMI à Andenne



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Février 2018 : transport de la charpente d'Andenne à Vaulx par voie fluviale



Février 2018 : déchargement et retournement du tablier à Vaulx



Février 2018 à juin 2018 : soudure et peinture de la charpente sous chapiteau à Vaulx



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Mai 2018 : démolition de l'ouvrage existant



Juin 2018 : mise sur barge du tablier à Vaulx



Juin 2018 : mise en place du tablier à Tournai



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Aout 2018 à mars 2019 : réalisation de la culée en rive droite



REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES TREMIES DU PLAN INCLINE DE RONQUIERES



BOCKLANDT JULIAN

Attaché qualifié

Direction des Voies Hydrauliques de Charleroi

Rue de Marcinelle 88 – 6000 Charleroi

Tél. : 071/23.86.82.

Email : julianbocklandt@hotmail.com

DE LONGUEVILLE YVES

Responsable Métier Ouvrages d'Art

Groupe SGI

Parc Crealys, rue Jean Sonet 17 - 5032 Isnes

Tél. : 081/25 77 70

Email : y.delongueville@sgigroupe.com



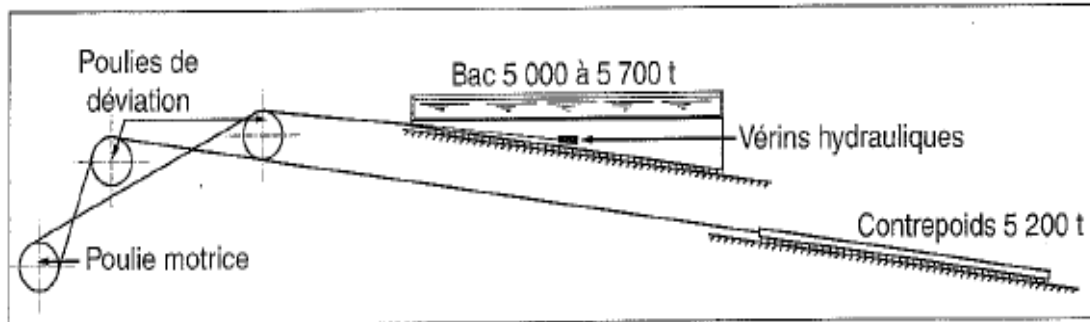
Résumé :

La construction du Plan Incliné de Ronquières s'inscrivait dans le projet de modernisation du canal Charleroi-Bruxelles. Il avait pour vocation de remplacer les 16 anciennes écluses de 300 tonnes et de permettre le passage des péniches de 1350 tonnes.

Les travaux de cet ouvrage monumental ont débuté le 15 mars 1962 et se sont étalés jusqu'en 1968, date de sa mise en service. Il y a tout juste 50 ans.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

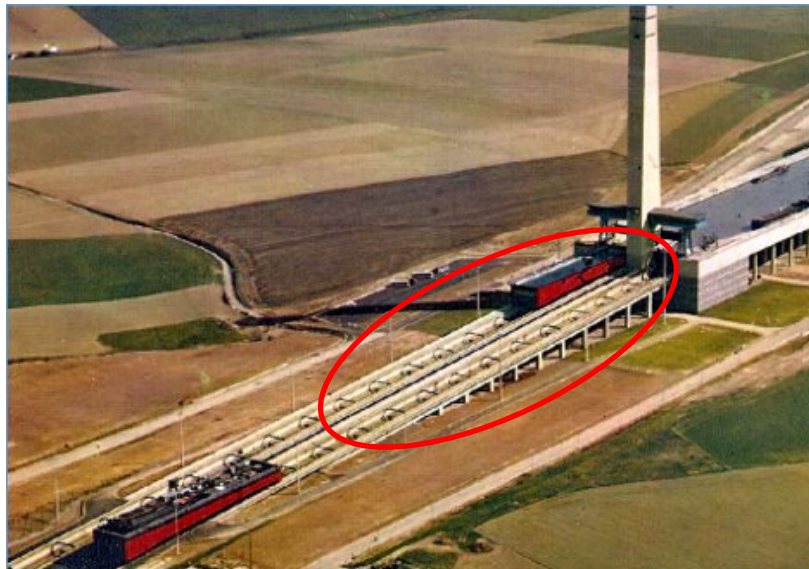


Au fil des années, des remplacements dus à l'usure normale ou éventuellement anormale de certaines pièces et des modernisations de l'équipement ont été effectuées. Par ailleurs, il demeure quelques défauts de conception et/ou de construction – inévitables dans un ouvrage de cet ampleur – auxquels il n'a pas été jugé utile de remédier dans le passé, tant que la stabilité et la sécurité ne semblaient pas menacées. A titre d'exemple, on peut citer des fissures dans les faces verticales des trémies au droit de chaque appui, des éclatements de béton dans des voiles à l'intérieur des caissons du pont canal amont, ...

Cependant, il faut constater, au cours des dernières années, que peu de moyens ont été consacrés à la maintenance générale de l'ouvrage, en particulier en ce qui concerne le génie civil et les chemins de roulement. Il en résulte des dégâts nouveaux, l'aggravation de désordres anciens et des usures excessives.

Un groupe de travail a été mis sur pied à partir de 2010 afin de lister les principaux désordres et les besoins en matière de réhabilitation. Des investigations ont été menées par les Directions du Département des Expertises Techniques. La réhabilitation du plan incliné a été inscrite au Plan Infrastructures 2016-2019.

La présentation de ce jour porte sur l'entretien et la réhabilitation des trémies aériennes du Plan Incliné de Ronquières. Ces travaux s'intègrent dans un plan de rénovation plus global de cet ouvrage remarquable.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Lors des investigations de ces trémies, plusieurs désordres ont été constatés dont voici les principaux :

1. La fin de vie des appareils d'appuis néoprènes, dont le dysfonctionnement empêche les déplacements et des dilatations des structures en béton, avec pour conséquence l'augmentation des efforts internes dans les trémies et l'éclatement des socles béton ;



2. La présence de fissuration à 45° des faces verticales des trémies de la partie aérienne au droit des appuis, due à un manque d'armatures de la structure en béton ainsi qu'à une géométrie défailante des étriers ;



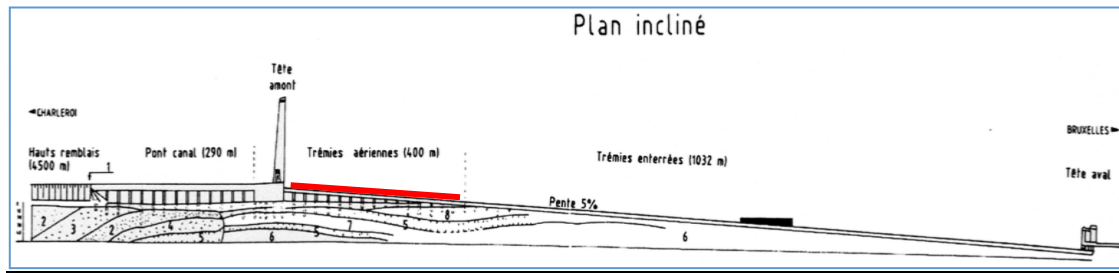
3. Les dispositifs de récolte des eaux et d'égouttage encrassés et/ou cassés ;



4. Les infiltrations d'eau au travers des radiers en béton des trémies, entraînant la corrosion des armatures et des éclatements de béton.



Le projet de réhabilitation de génie civil :



Le projet de réhabilitation de génie civil des trémies aériennes s'articule autour de trois parties :

- Le remplacement des appareils d'appui ;
- Le renforcement structurel des trémies ;
- La réhabilitation de l'assainissement.

1. Le remplacement des appareils d'appui :

Les appareils d'appui actuels datent de la construction de l'ouvrage en 1966-1967 et ont atteint leur limite de durabilité après 50 ans de service.

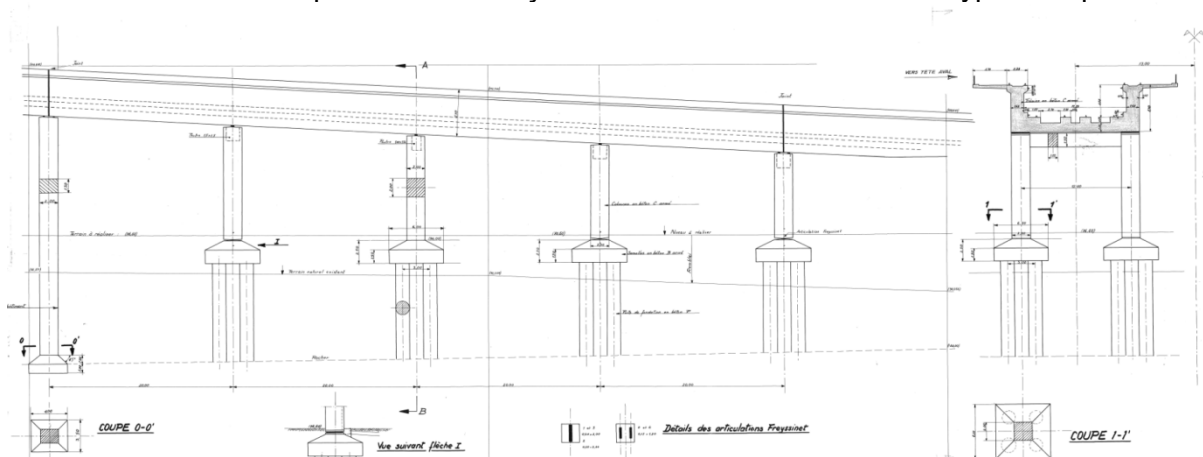
Leur remplacement est soumis à plusieurs contraintes techniques et d'exploitation telles que la nécessité de réaliser les travaux exclusivement sous l'arrêt de la circulation d'un seul bac transporteur, le soulèvement de charges importantes, l'espace disponible très réduit ou encore les niveaux finis fixés par les chemins de roulement du bac transporteur.

Les nouveaux appuis doivent également répondre aux normes actuelles Eurocodes.

Cela nécessite d'adapter les têtes des piles aux géométries actuelles des appuis (plus épais) afin de permettre leur insertion.

2. Le renforcement structurel des trémies :

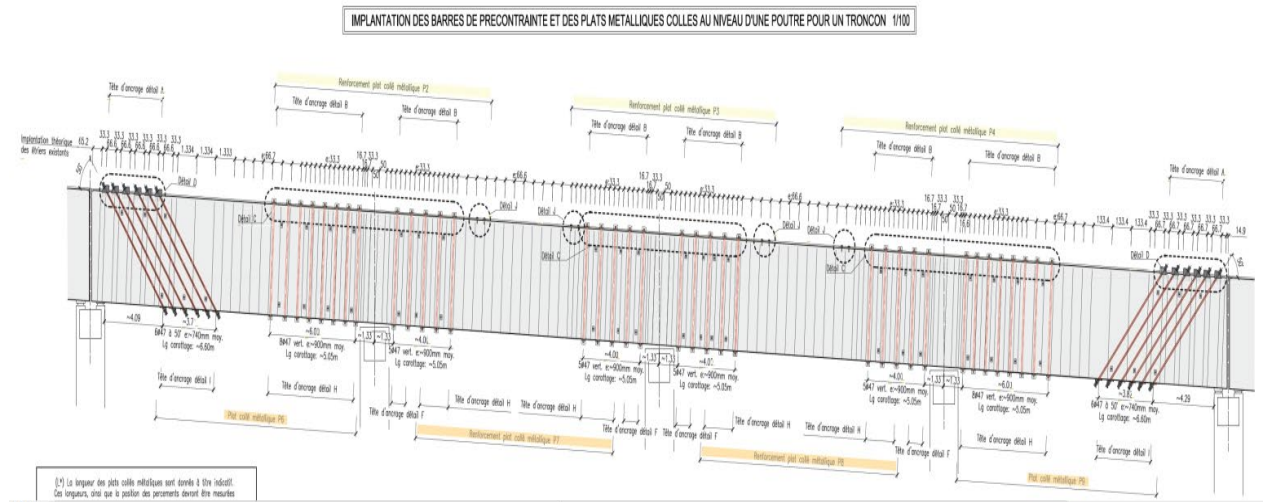
Les deux trémies se composent de 3 tronçons de 80 mètres de 4 travées hyperstatiques.



Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Le diagnostic, l'analyse des plans de construction et le re-calcul des sections ont permis de mettre en évidence un manque d'armatures verticales (étriers) par défaut des recouvrements des U et un manque d'ancrage des barres inférieures aux appuis d'extrémités. Plusieurs variantes de renforcements ont été envisagées, telles que l'ajout d'une structure additionnelle passive, l'application d'armatures passives, l'ajout d'une précontrainte additionnelle externe et l'ajout d'une précontrainte interne ;

La dernière solution de renforcement par précontrainte additionnelle interne a finalement été retenue. Elle consiste en l'ajout d'une précontrainte verticale et inclinées au moyen d'inclusions pour assurer la reprise de l'effort tranchant et la compensation du manque d'ancrage. Un renforcement des armatures de flexion est nécessaire également en travée et sur appui, et est réalisé au moyen de plats métalliques collés.

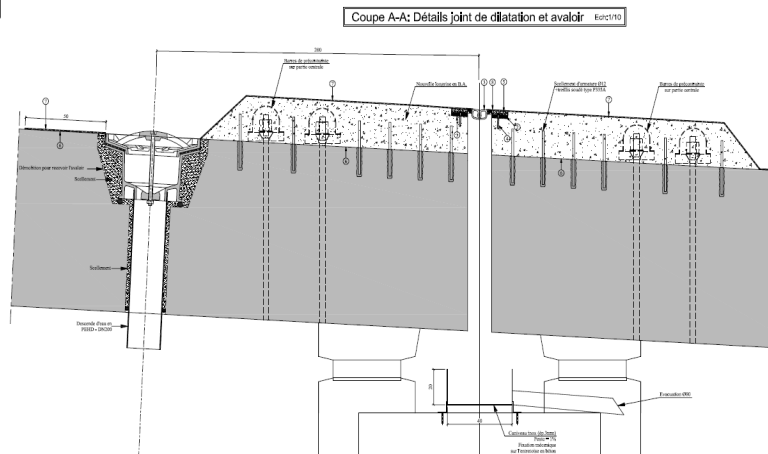


3. La réhabilitation de l'assainissement :

La réhabilitation complète du système d'assainissement et des joints de dilatation défectueux entre les trémies aériennes s'ajoutent aux renforcements structurels.

Les systèmes actuellement en place sont encastrés dans la structure ce qui rend l'entretien compliqué.

Les nouveaux joints d'étanchéité et avaloirs seront posés sur la structure en place. Une attention particulière a été portée à les rendre facilement accessibles et remplaçables afin de faciliter leur entretien.



PPP POUR LA RENOVATION ET LA MAINTENANCE DU TUNNEL LEOPOLD II A BRUXELLES

PREMIERS RETOURS D'EXPERIENCE



THIBERT VINCENT

Premier Ingénieur

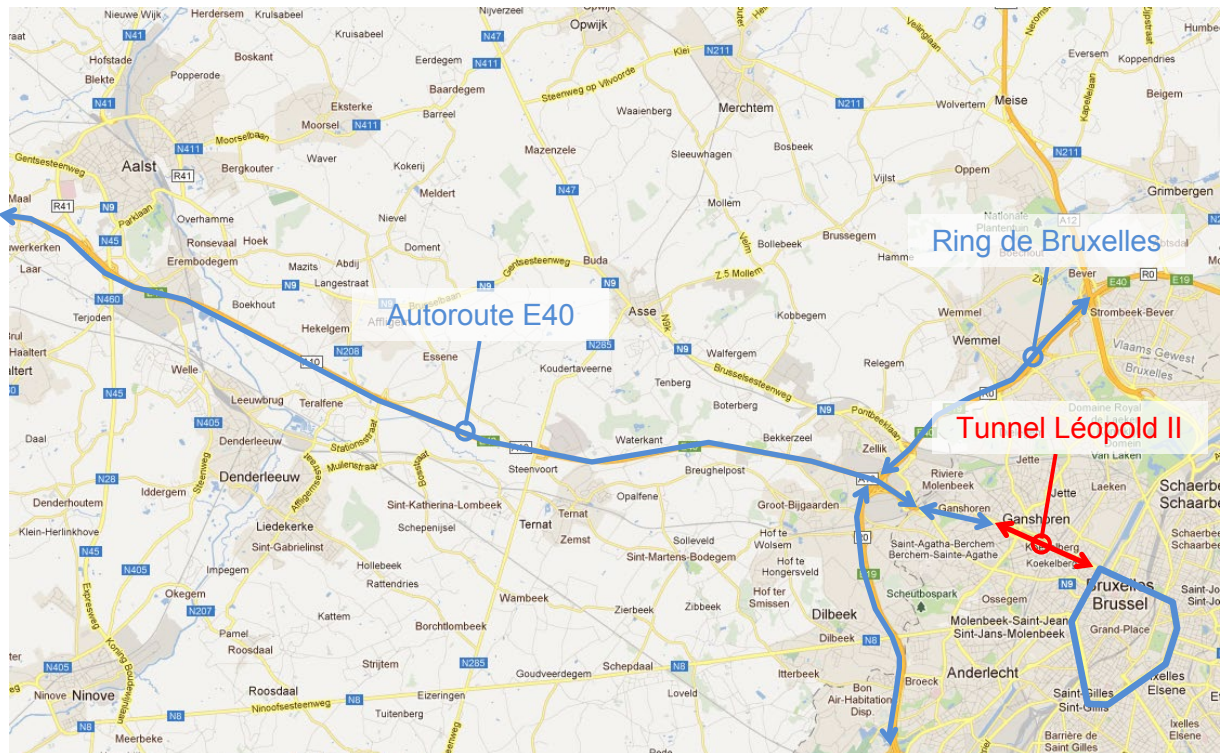
Bruxelles Mobilité
Cellule Génie Civil
Rue du Progrès 80 bte 1
1030 Bruxelles

Tél. : 02.204.21.83

Email : vthibert@sprb.brussels

Résumé :

Construit par phases entre 1980 et 1986, le tunnel Léopold est, avec ses 2.600 mètres de longueur, le tunnel le plus long de Belgique. Il relie le centre historique de la région bruxelloise aux communes de l'ouest de la Région et, au-delà du ring, à Alost, Gand et Bruges via l'autoroute E40.



Localisation du tunnel Léopold II

Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Longueur : 2.600 m
- Gabarit : 2 x 2 voies

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

- Nombre d'entrées et sorties :
 - Tube Nord :
 - 2 entrées
 - 3 sorties
 - Tube Sud :
 - 3 entrées
 - 2 sorties
- Charge de trafic : 65.000 evp/jour en moyenne sur l'ouvrage (40.000 evp/jour aux entrées et sorties nord principales, 80.000 evp/jour sous le canal).
- Avoisinants :
 - Parc Elisabeth, classé au patrimoine historique
 - Boulevard Léopold II, fortement urbanisé
 - Ouvrages ferroviaires souterrains (Infrabel, STIB)
 - Parking souterrain
 - Canal Bruxelles-Charleroi

Les résultats du diagnostic de sécurité et de vétusté des équipements réalisé en 2010 et du diagnostic de vétusté du génie civil réalisé en 2016 suite à la crise de tunnels ont mené à l'élaboration d'un programme de rénovation de grande ampleur, comprenant :

- le remplacement des systèmes de ventilation sanitaire ;
- la mise en place d'un nouveau système de désenfumage ;
- le réaménagement lourd des locaux techniques et le renouvellement de leurs équipements ;
- la création de 17 nouvelles issues de secours, ramenant à un maximum de 200 mètres la longueur des cheminements d'évacuation dans le tunnel ;
- la rénovation complète du second œuvre ;
- la réparation des dégradations avérées et la protection du gros œuvre ;
- le renouvellement complet des équipements électromécaniques.

Afin de maîtriser au mieux les risques d'indisponibilité du tunnel pendant et après l'exécution des travaux et tenant compte du manque de personnel au sein de l'Administration, le gouvernement bruxellois a décidé, en 2012 puis en 2016, de faire réaliser le projet dans le cadre d'un partenariat public-privé basé sur un contrat de type DB(f)M qui comprend la conception et la réalisation des travaux de rénovation ainsi que la maintenance du tunnel pendant une période de 25 ans à dater de l'achèvement des travaux. Le contrat transfère dès lors la majeure partie des risques de disponibilité du tunnel au partenaire privé, sur base d'un cahier des charges essentiellement normatif et performantiel. L'exploitation du tunnel n'est pas transférée au partenaire privé, la Région en restant responsable via le centre de contrôle Mobiris.

Les étapes principales du projet sont les suivantes :

• Décision du GRBC de rénover le tunnel :	29 mars 2012
• Publication de l'avis de marché :	23 mai 2012
• Sélection des candidats :	17 mai 2013
• Elections régionales :	25 mai 2014
• Chute de béton dans le tunnel Rogier,	3 novembre 2015

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

début de la "crise des tunnels" :	
• Renonciation au marché :	25 juillet 2016
• Publication d'un nouvel avis de marché :	26 juillet 2016
• Réception de 5 candidatures :	1 ^{er} septembre 2016
• Introduction de la demande de permis :	2 décembre 2016
• Sélection de 3 candidats :	31 octobre 2016
• Début des négociations en vue de l'attribution du contrat :	8 novembre 2016
• Réception des 1 ^{ères} offres :	1 ^{er} juin 2017
• Réception des bafo's (best and final offers) :	9 novembre 2017
• Délivrance du permis :	13 novembre 2017
• Attribution du marché :	24 janvier 2018
• Début des travaux et transfert du risque de disponibilité au partenaire privé :	1 ^{er} mai 2018

Les contraintes de maintien en exploitation du tunnel pendant les travaux de rénovation et pendant la phase de disponibilité sont fortes. Pour sa rénovation, le partenaire privé est autorisé à fermer le tunnel pendant 5 nuits par semaine en dehors des périodes de congés scolaires estivaux, périodes pendant lesquelles il peut le fermer jour et nuit. Pendant la période de disponibilité de 25 ans, 6 nuits de fermetures par trimestre sont autorisées. Le délai de la phase de rénovation est fixé à un maximum de 39 mois.

Les fermetures estivales sont essentiellement mises à profit pour procéder au désamiantage du tunnel (été 2018) et au renouvellement des chaussées et des trottoirs (étés 2019 et 2020). Le partenaire privé n'est pas chargé de la conception et de la mise en place des mesures d'accompagnement nécessaires pour limiter les nuisances aux déplacements pendant ces périodes. Ces mesures sont définies par le gestionnaire de voirie sur base de l'avis de la commission régionale de coordination des chantiers, au sein de laquelle une sous-commission spécifique au projet a été créée. Elles sont ensuite mises en œuvre par Bruxelles Mobilité par l'intermédiaire de marchés indépendants de celui de la rénovation du tunnel.

La Région finance entièrement le projet, réduisant fortement la part de financement privé. Les paiements sont répartis suivant les phases :

- Pendant la phase de rénovation, les paiements sont composés de redevances pour le transfert de l'entretien et de paiements des travaux progressifs, équivalents à 60% du montant total des travaux de rénovation.
- Pendant la phase de disponibilité, les paiements sont composés de paiements des travaux d'étape, totalisant 30% du montant de rénovation, de redevances de disponibilité (correspondant à 10% du montant des travaux de rénovation) et de redevances pour la maintenance du tunnel rénové.

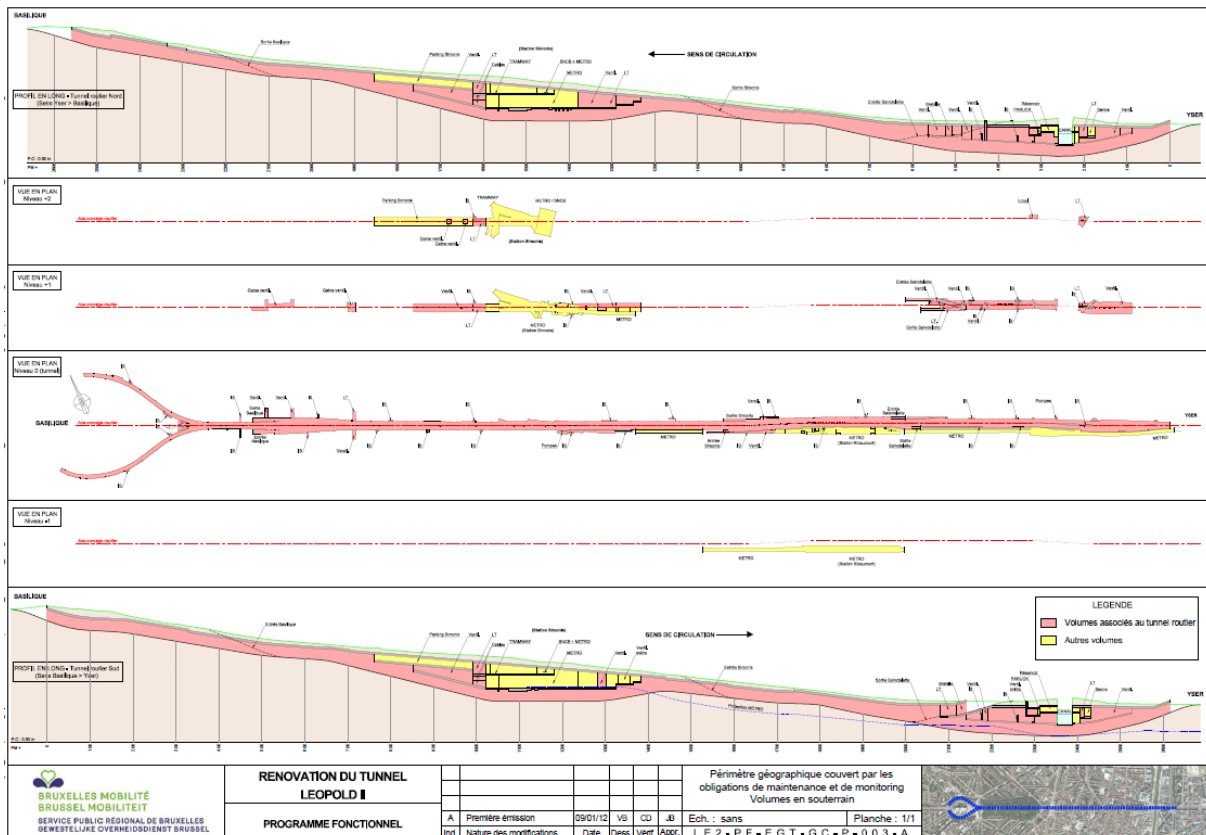
En cas d'indisponibilité imprévue du tunnel due à manquement du partenaire privé ou si son niveau de sécurité descend sous les Conditions Minimales d'Exploitation, une réduction financière est appliquée par la Région sous forme de pénalités et de Lane Rentals.

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Bien que le partenaire privé soit responsable de la conception du projet, la Région a réduit les risques liés à l'obtention du permis d'urbanisme en l'obtenant elle-même, avant la signature du contrat. Le partenaire privé prend à sa charge les risques liés à l'obtention d'un permis modificatif, au cas où sa conception ou son exécution du projet n'y est pas conforme.

Compte tenu de la complexité de l'environnement du tunnel, la définition du périmètre géographique dont la gestion est transférée au titulaire du marché est d'une grande importance, tant pour lui que pour les autres gestionnaires concernés. Les rôles des différents acteurs concernés sont repris dans le tableau suivant :

	Propriétaire	Gestionnaire
Tunnel, locaux techniques, issues de secours, trémies ouvertes	Région de Bruxelles-Capitale	Partenaire privé titulaire du marché DB(f)M
Parc Elisabeth	Région de Bruxelles-Capitale	Bruxelles Environnement
Ouvrages pour le métro	Région de Bruxelles-Capitale	Bruxelles Mobilité
Ouvrages pour le train	Etat fédéral	Infrabel
Voiries de surface	Région de Bruxelles-Capitale	Bruxelles Mobilité
Parking Simonis	Région de Bruxelles-Capitale	Q Park
Canal Bruxelles-Charleroi	Etat fédéral	Port de Bruxelles



Définition des périmètres géographiques avec, en rose, les volumes gérés par le titulaire du marché DB(f)M

Journée d'information sur la gestion des ouvrages d'art

Etant donné que le partenaire privé n'est pas le constructeur initial du tunnel, la gestion de la vétusté des plafonds structurels du tunnel fait l'objet d'un partage des risques équilibré avec la Région. Le partenaire privé est ainsi chargé de compléter le diagnostic de vétusté figurant dans le cahier des charges par ses propres analyses afin de définir les zones dégradées devant être réparées. Une protection des bétons est également prévue afin de limiter le risque de développement rapide de pathologies pendant la phase de disponibilité. Dans ces conditions, la Région prend à sa charge la réparation des bétons nouvellement dégradés pendant la phase de disponibilité, à condition que les dégradations ne soient pas la conséquence d'un diagnostic initial incomplet, de défauts d'exécution des réparations pendant la phase de rénovation ou d'un défaut de surveillance de l'ouvrage par le partenaire privé.

Le retour d'expérience actuel sur ce projet fait ressortir les points suivants :

- L'importance d'accorder le temps nécessaire à l'élaboration du cahier des charges, aux négociations avec les candidats et au contrôle de l'exécution du contrat.

Un partenariat public-privé d'une telle ampleur et d'une telle complexité nécessite un cahier des charges précis et complet ainsi que des tours de négociations exhaustifs. Tout point vague, y compris en ce qui concerne l'exécutabilité du permis, entraîne de facto un risque pour l'exécution du contrat. Il est également essentiel de laisser le temps aux candidats soumissionnaires d'acquérir une connaissance propre et exhaustive de l'ouvrage, en plus de celle acquise grâce au cahier des charges.

- L'importance pour le Donneur d'Ordre de disposer des ressources nécessaires.

Un contrat de ce type nécessite une équipe de pilotage et de suivi du contrat multidisciplinaire et complète. A titre d'exemple, le suivi et le contrôle technique des résultats des études et des travaux du partenaire privé sont réalisés par l'intermédiaire de plusieurs comités spécifiques mobilisant les experts nécessaires (génie civil extérieur, génie civil intérieur, amiante, vétusté, équipements électromécaniques, ventilation, haute tension/basse tension, gestion technique centralisée, coordination technique avec l'exploitation), outre les comités de suivi financiers et juridiques, les comités d'accompagnement et les comités de pilotage classiques. Afin de compenser le manque de ressources dont elle dispose en interne, Bruxelles Mobilité s'adjoit pour ce projet l'assistance à la maîtrise d'ouvrage de bureaux privés spécialisés.

- L'importance pour le Maître d'Ouvrage de s'adresser à des entreprises qualifiées non seulement pour la conception et la réalisation des travaux mais également pour la surveillance et la maintenance.

L'exécution du contrat nécessite une vision globale de l'ouvrage pendant toute la durée du contrat afin d'optimiser les programmes de travaux et de maintenance, ce qui nécessite une vision de gestionnaire que ne possèdent pas intrinsèquement les entreprises de construction classiques. Le financement privé du projet ne faisant pas partie du contrat DB(f)M, le Maître d'Ouvrage ne bénéficie par ailleurs pas de la rigueur du contrôle de la bonne exécution du contrat effectué par les organismes financiers privés. La rigueur dont il doit faire preuve dans le contrôle de son exécution en est d'autant plus grande.