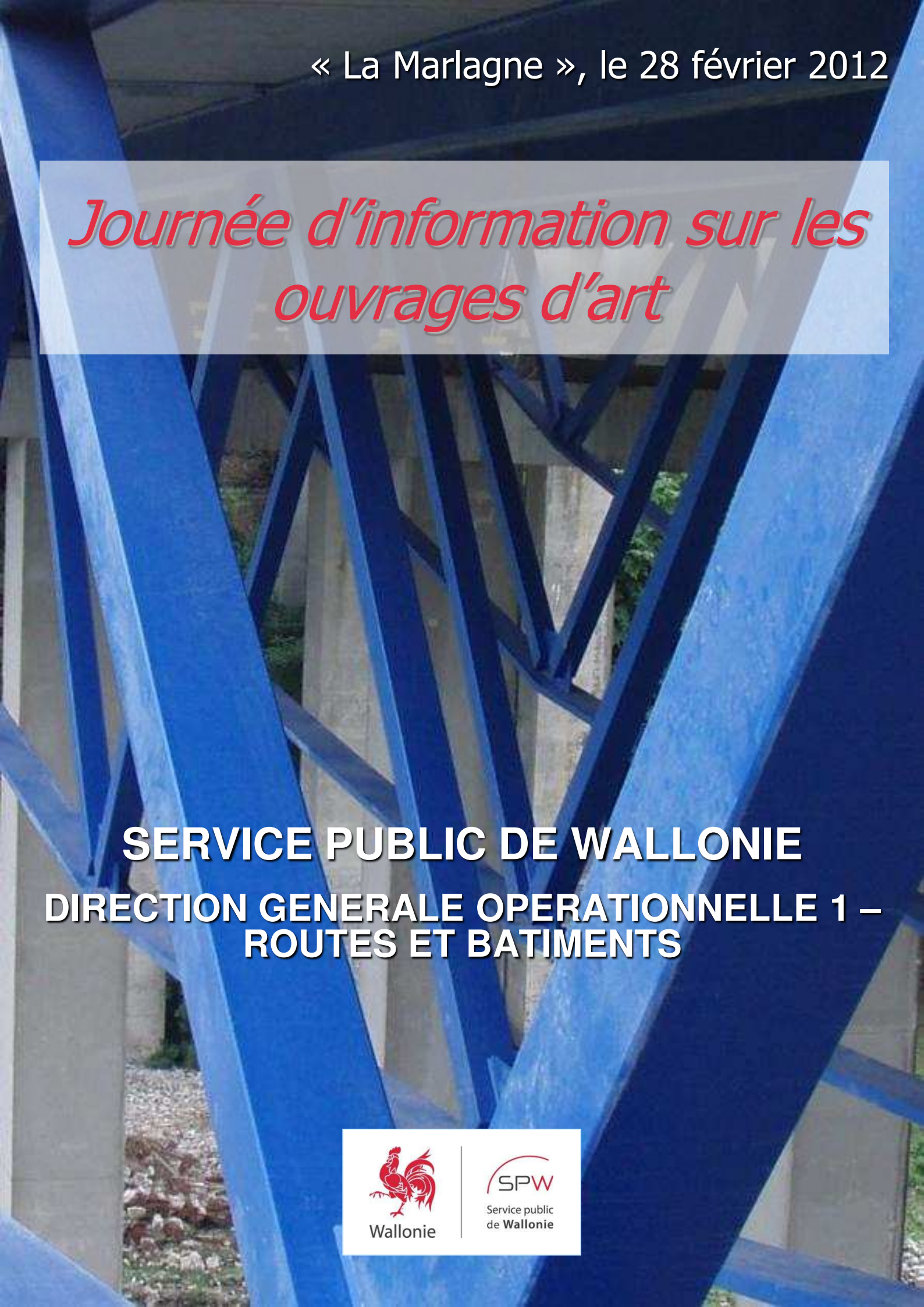
« La Marlagne », le 28 février 2012

Journée d'information sur les ouvrages d'art



SERVICE PUBLIC DE WALLONIE

DIRECTION GENERALE OPERATIONNELLE 1 – ROUTES ET BATIMENTS

Wallonie

SPW
Service public de Wallonie

REGION WALLONNE

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE

JOURNEE D'INFORMATION 2011
SUR LA GESTION DES OUVRAGES D'ART

Date : 28 février 2012
Lieu : « La Marlagne » à Wépion

8h45 - 9h20	**Accueil des participants**
9h20	**Mot d'accueil** par Dirk De Smet, Directeur Général DGO1
	Ouverture de la journée et mot de bienvenue du président de séance : ir Pierre Gilles, Inspecteur Général, Département des Expertises Techniques
9h45	**« Protection cathodique d'aqueducs en acier ondulé sous la E411 à Lamouline et à Lahérie »** - ing J.-C. Fizaine, Direction des Routes du Luxembourg et ing. Claude Sauvage, Direction de l'Expertise des Ouvrages
10h05	**« La reconstruction du viaduc de Boirs »** - ir Damien Mariage, Directeur Technique Génie civil, Franki s.a.
10h25	**Pause café**
11h00	**« Réhabilitation et renforcement d'un pont Ravel en maçonnerie »** – ir Vincent Platiaux, Direction des routes de Mons et ir Patrice Toussaint, Direction de l'Expertise des Ouvrages
11h20	**« Le viaduc de Landelies, expériences de chantier »** - ir S. Houdart, Direction des Routes de Charleroi
11h40	**Questions-réponses**
12h00	**Lunch**
14h00	**« Les ponts des golden sixties : Retour d'expérience »** - ir Pierre-Marie Dubois, bureau PMD
14h20	**« Conception d'une passerelle cyclo-pédestre sur la Meuse à Liège entre les sites des Guillemins et de la Boverie »** - ir Stéphane Barlet, Direction des Voies hydrauliques de Liège
14h40	**« Les aciers autopatinables »** - ir Sylvain Bourgeois, Direction des Structures Métalliques
15h00	**Questions-réponses**
15h20	**Conclusions par le président de séance**

PROTECTION CATHODIQUE DE 2 BUSES METALLIQUES TYPE ARMCO A NEUFCHATEAU

FIZAINE JEAN-CLAUDE

Ingénieur, Chef de District

District Autoroutier Nord Luxembourg

Responsable de la « cellule ponts »

Fontenaille, 7 - 6661 MONT

Tél. : 061/24.04.71
Fax : 061/24.04.89
Email : jeanclaude.fizaine@spw.wallonie.be

SAUVAGE CLAUDE

Ingénieur industriel

Direction de l'Expertise des Ouvrages

Responsable du laboratoire de mesures

Rue Côte d'Or, 253 - 4000 LIEGE

Tél. : 04/231.63.38
Fax : 04/231.64.64
Email : claude.sauvage@spw.wallonie.be

Résumé

Plusieurs ouvrages, de type conduites en acier ondulé de grandes dimensions, sont présents en Région Wallonne depuis des dizaines d'années.
Ces conduites, surnommées également buses ARMCO, du nom de la première société qui les a fabriquées, sont appréciées à la fois pour leur souplesse, leur résistance mécanique, leur facilité de mise en œuvre et leur faible coût.
La plupart d'entre-elles sont en acier galvanisé recouvert d'un revêtement le plus souvent époxy ou hydrocarboné.

Elles font l'objet, au sein du Département des Expertises Techniques, d'une attention particulière principalement dans le cadre du risque de dégradation par corrosion.
C'est justement à ce propos que les deux buses concernées par l'exposé (buses dans lesquelles coulent les ruisseaux Lamouline et Lahérie) ont fait l'objet d'inspections B qui ont mis en évidence des dégradations nécessitant des travaux de réhabilitation.
Les deux buses sont situées le long de la E411, celle de Lamouline passe sous l'autoroute et est accessible par la sortie 26 tandis que celle de Lahérie passe sous la N85 et est accessible par la sortie 27.

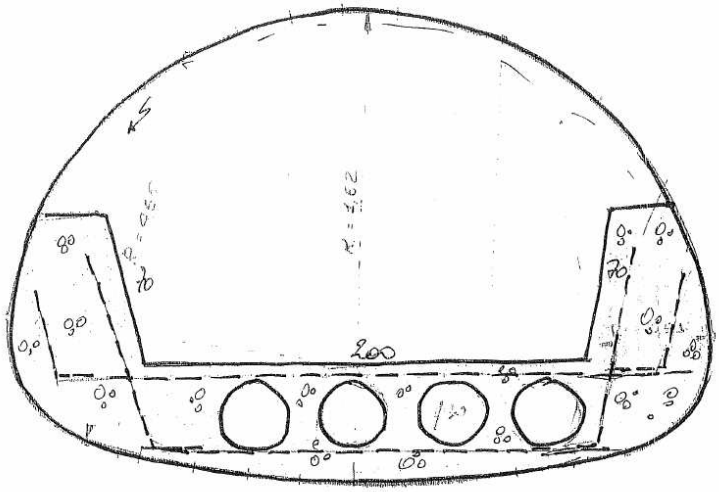
Confirmées par les analyses faites dans l'environnement (sol et eau) des buses, les dégradations précitées portaient sur différents types de corrosion :

- Une corrosion intérieure importante, avec de nombreuses perforations et risque d'instabilité structurelle, au niveau des tôles en contact avec l'eau de ruissellement de Lahérie. Cette corrosion est entretenue par l'apport en oxygène dans les zones de remous situées au droit de la partie supérieure des pans ondulés en période de faible débit.

- Une corrosion intérieure légère dans la zone de marnage, également au niveau de la buse de Lahérie.
- Une corrosion de la face extérieure (côté terre) des deux buses, peu visible de l'intérieur, mais réelle au vu des traces de fer et de zinc relevées par les analyses du sol de remblai, qui s'avère être très acide et très ferrugineux, et donc très agressif en terme de corrosion.
- Il est difficile de juger de la corrosion au niveau de l'intérieur de la buse de Lamouline car un radier en béton, coulé pratiquement dés le début, recouvre les tôles en partie inférieure.
  La corrosion est sans doute présente dans les zones où le contact béton/acier est soit absent soit de mauvaise qualité.

Pour remédier à cette situation, deux types de mesures ont été pris.

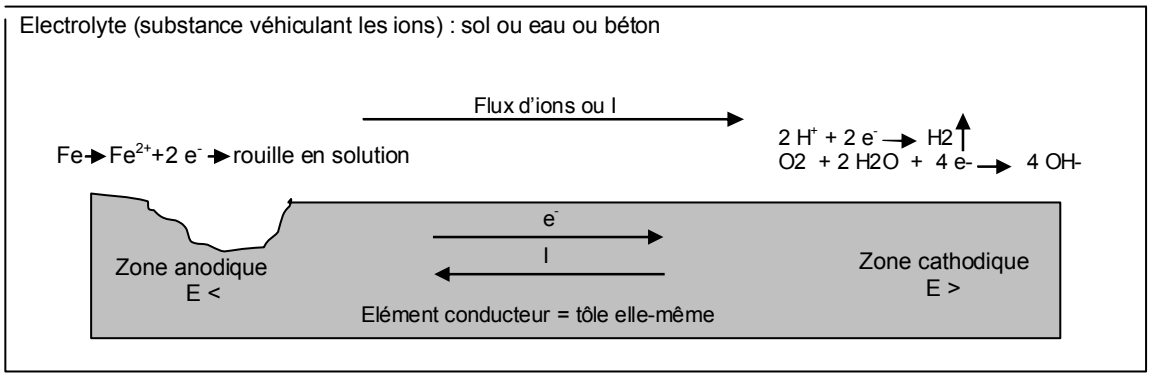
D'abord, à l'intérieur de la buse de Lahérie, un radier en béton armé a été coulé dans la partie sous eau avec ancrage au travers des tôles perforées.
Ce radier a été prévu, d'une part avec des parties verticales qui remontent le long des tôles latérales, et d'autre part avec des gaines de diamètre suffisant pour canaliser le débit d'eau hors crues.



Ensuite, pour stopper les corrosions actives et en empêcher d'autres d'apparaître, la seule solution envisageable a été de réaliser, pour chaque buse, deux installations de protection cathodique par courant imposé, une pour la partie extérieure et une pour la partie intérieure.
La protection cathodique s'avère être la seule méthode, reconnue et vérifiée (la majorité des canalisations métalliques en sont pourvues), qui offre une réelle garantie à long terme quant à la protection des structures enterrées et immergées contre la corrosion.
Elle a également l'avantage de s'adapter aisément à l'environnement, de pouvoir être contrôlée en terme d'efficacité, d'être renouvelable sans gros frais (après plus de 20 ans) et d'avoir un coût très faible par rapport à l'investissement d'une nouvelle structure.

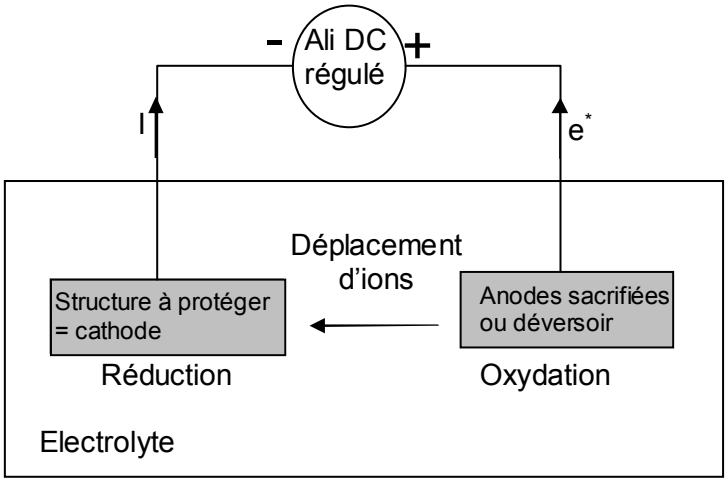
La corrosion d'une structure métallique est la conséquence de la dissolution du métal dans le matériau (appelé aussi électrolyte) qui l'entoure ou avec lequel il est en contact.
Cette dissolution est l'œuvre de réactions d'oxydation (ou réactions anodiques) caractérisées par une production d'électrons libres et une perte de matière suite au passage en solution des ions (pour l'acier, la réaction est $Fe > Fe^{2+} + 2\ e^-$).
Ces réactions, lorsqu'elles sont entretenues, peuvent aller jusqu'à la réduction partielle voir totale (percements) de l'épaisseur de la tôle.
Elles sont entretenues lorsque les électrons produits peuvent être consommés par des réactions de réduction (ou cathodiques) générées à proximité et alimentées en produits réactifs, principalement l'eau et l'oxygène.

On obtient ainsi des couples d'oxydo-réduction (appelés aussi galvaniques) qui peuvent se multiplier le long de l'interface entre la structure et l'électrolyte (à savoir dans notre cas l'eau, le béton ou le remblai).



Une installation de protection cathodique permet de polariser la structure métallique à protéger de manière à ce qu'elle ne soit plus le siège que de réactions cathodiques.
Pour cela il faut abaisser le potentiel d'électrode de la structure jusqu'à - 850 mV (mesuré avec une électrode Cu/CuSO4) de manière à ce que l'acier se retrouve dans un état d'immunité conformément au diagramme de Pourbaix, diagramme bien connu dans le domaine de la corrosion qui donne les différents états de l'acier en fonction du PH et du potentiel d'électrode E.

Une telle installation est schématisée ci-après et comprend principalement un générateur de courant continu qui entretient (de manière régulée) une circulation de charges électriques entre la structure protégée et un déversoir constitué d'anodes qui se corrodent en lieu et place de celle-ci.
C'est ce déversoir, constitué d'anodes le plus souvent en alliages métalliques (Fe Si + Cr pour les buses de Lamouline et Lahérie) qu'il suffira de remplacer après plus de 20 ans de fonctionnement.



Plusieurs dizaines, voire centaines, de buses métalliques sont recensées en région wallonne, dont beaucoup sont le siège de corrosions actives diverses.

N'oublions pas qu'à l'origine ces buses métalliques étaient conçues avec une durée de vie de 20 à 30 ans.
Celle-ci est donc dépassée puisque ces buses ont surtout été construites dans les années 70 et 80.

Il est donc indispensable de faire un état des lieux précis de ces ouvrages, à savoir :
- relevé des ouvrages et de leurs dimensions,
- inspection visuelle,
- pour les plus dégradés, inspection B,
- pour les plus critiques, étude de faisabilité en vue d'une protection cathodique,
- mise en œuvre des protections cathodiques en fonction des nécessités (présentées par exemple sous forme d'un tableau de priorités à points) et des budgets disponibles.

Cette démarche est déjà entamée mais doit être amplifiée en collaboration entre les directions territoriales, la Direction de l'Expertise des Ouvrages et la Direction des Conceptions et des Calculs.
C'est dans cet esprit que les buses de Lamouline et Lahérie ont été réhabilitées en 2011.

LA RECONSTRUCTION DU VIADUC DE BOIRS

MARIAGE DAMIEN

Directeur Technique Génie Civil

FRANKI s.a.

Chemin des Moissons, 10 - 4400 Flémalle

Tél. : 04/250 51 50
Fax : 04/250 53 51
Email : damien.mariage@franki.be

Résumé

INTODUCTION

Le viaduc de Boirs sur l'autoroute Liège-Anvers, construit en 1960 et mis en service en 1964, comporte 2 tabliers de 550 m de long et constitués chacun de 21 travées.

HISTORIQUE

Les inspections B réalisées en 1999, ont mis en évidence des défauts graves sur les câbles de postcontrainte des poutres de rives, sachant que leurs ancrages se situent en face supérieure de la dalle de tablier. Ces défauts sont la conséquence d'infiltrations d'eau au travers de la chape d'étanchéité du tablier.
Il a été décidé de réaliser dans un premier temps un chantier de renouvellement complet de l'étanchéité de l'ouvrage.
Cette entreprise a été adjugée le 3 avril 2007.
Ce chantier a débuté en août 2007.
En début de chantier il a été constaté que :

- les désordres aux poutres de rive ont évolué de manière exponentielle sur quelques années avec la rupture par corrosion de quasi tous les câbles de postcontrainte. En outre, des désordres graves (corrosion, ruptures) ont été observés sur les torons de précontrainte des poutres, ce qui ne s'est jamais vu en Belgique. Il en résulte que toutes les poutres de rives sont à remplacer;
- la postcontrainte transversale de la dalle est très gravement corrodée avec ruptures de fils, suite aux infiltrations d'eau chargée en sels de déverglaçage. Il en résulte une perte de postcontrainte évaluée à 20 %.

Poutre de rive – Eclatement du béton suite à la corrosion des câbles de postcontrainte

Rupture de la postcontrainte transversale dans la dalle de tablier

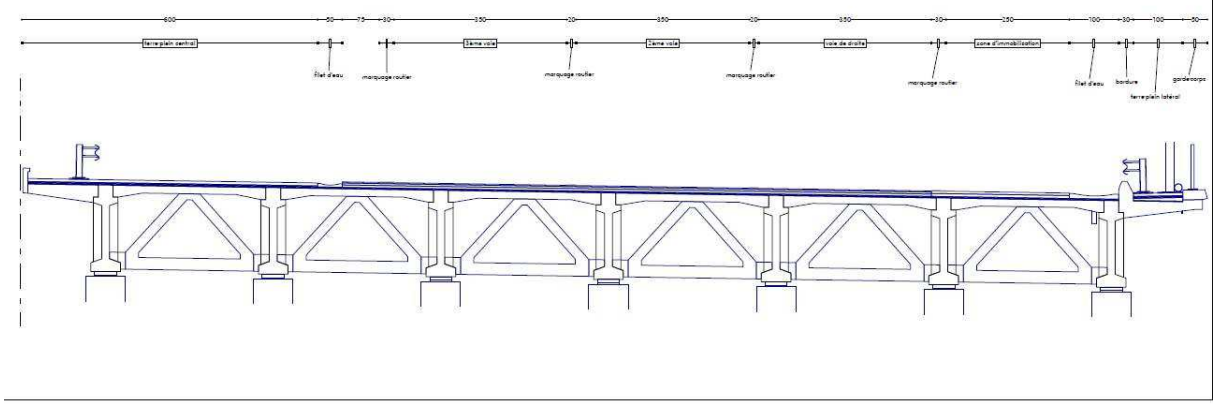
La Direction des Conceptions et des Calculs a recalculé l'ensemble du tablier pour constater que l'ouvrage n'était plus apte à remplir pleinement son rôle. Il a donc été décidé de centrer sur le tablier en service les voies de circulation.
Vu l'importance des désordres, les travaux prévus n'étaient plus adéquats et le marché de travaux a été annulé.
Il a finalement été décidé de supprimer les poutres de rives et de renouveler les autres poutres ainsi que la dalle.
Ce chantier a été adjugé le 24 novembre 2009, pour un montant de 6 177 801.84 € à la société FRANKI.

PRESENTATION DU PROJET

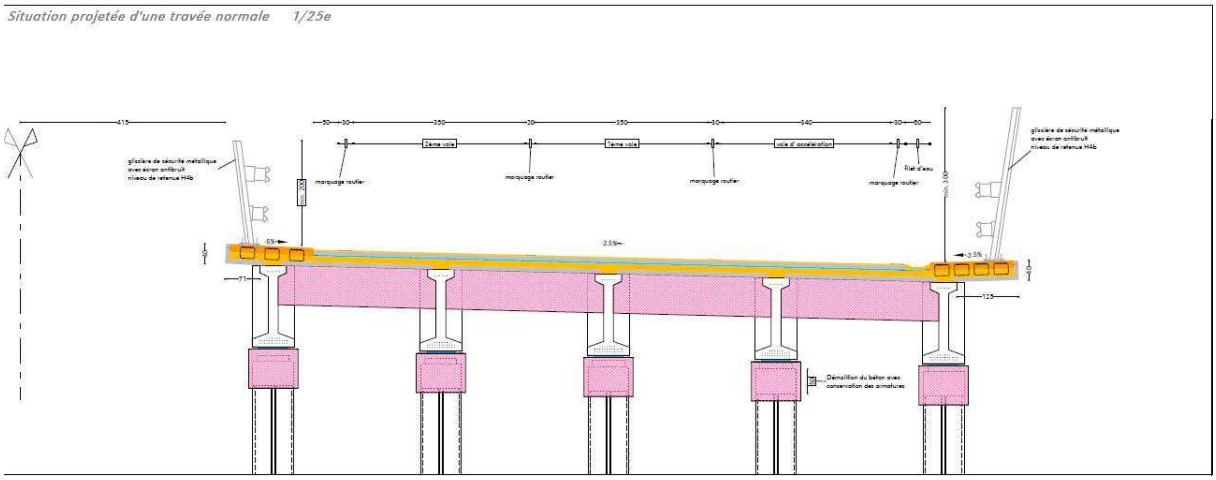
Les travaux tels que décrits au CSC comportent notamment :

- la démolition du tablier du viaduc y compris les poutres et de deux rangées de colonnes ;
- le remplacement des dalles flottantes ;
- l'appropriation des têtes de colonnes ;
- la réparation et la protection des colonnes conservées ;
- la reconstruction du viaduc ;
- le placement de joints de dilatation conçus pour limiter les émissions sonores aux passages de véhicules, et le placement d'une bavette antibruit sous le tablier du viaduc ;
- le placement d'une glissière H4b combinée à des écrans anti-bruit.

Situation existante 1/25e



Situation projetée d'une travée normale 1/25e



POINTS TECHNIQUES PARTICULIERS RENCONTRES EN COURS DE CHANTIER

- Démolition et reconstruction des colonnes plutôt que l'appropriation des têtes de colonnes.
  Lors de la démolition des colonnes de rives, il est apparu une absence totale d'adhérence entre les bétons des colonnes et les semelles de fondation, favorables à la circulation de l'eau et à la corrosion des armatures de reprise.
  En outre, l'état de surface dégradé des colonnes présageait un dépassement des quantités de réparation de surface d'un facteur 4 ou 5.
  Sur base de ces éléments nouveaux, le surcoût pour réaliser de nouvelles colonnes en lieu et place des réparations de surface avec appropriation des têtes s'est révélé très raisonnable.

- Renforcement des semelles.
  Le passage de 7 colonnes à 5 colonnes, qui induit une distribution différente des moments dans la semelle, combiné à une augmentation du poids des colonnes a conduit à réaliser des renforts au-dessus des semelles existantes.

- Chape d'étanchéité sous trottoirs.
  Un essai de convenance a amené à choisir la réalisation de la chape projetée sous trottoir avant la chape en feuilles du tablier. En outre, pour éviter que les ancrages entre le béton de première phase du tablier et le béton de seconde phase des trottoirs ne constituent un point faible, il a été décidé de suivre le phasage suivant :
  1. bétonnage de la première phase, finition taloché fin;
  2. grenaillage;
  3. ancrages chimiques;
  4. réalisation de la chape projetée.

- Joint de dilatation : utilisation du joint sinusoïdal.

- Très grande répétitivité vu la longueur de l'ouvrage, qui a conduit à une préfabrication maximum pour réduire le délai de réalisation du chantier :
  1. préfabrication des rives d'encorbellement sur chantier (1100 m);
  2. préfabrication partielle des entretoises (170 pièces);
  3. application de « chaussettes » sur les colonnes pour optimiser les rotations de coffrages.

L86 – REHABILITATION ET RENFORCEMENT DU PONT N° 10 SUR LE RAVEL A THUMAIDE

TOUSSAINT PATRICE

Ingénieur des Ponts et Chaussées

DGO1-65 - Direction de l'Expertise des Ouvrages

Rue Côte d'Or, 253 – 4000 LIEGE

Tél. : 04/231.64.42
Fax : 04/231.64.64

Email : patrice.toussaint@spw.wallonie.be

PLATIAUX VINCENT

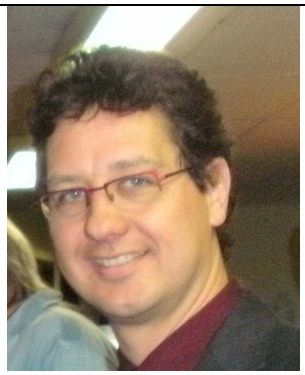
Ingénieur des Ponts et Chaussées

DGO1-65 - Direction des Routes de Mons

Rue du Joncquois, 118 à 7000 MONS

Tél.: +32.65.35.95.04
Fax: +32.65.35.22.84

Email : vincent.platiaux@spw.wallonie.be



Résumé

1. INTRODUCTION

Jusqu'il y a peu, le pont en maçonnerie n° 10 à Thumaide n'était emprunté que par les engins agricoles des fermiers des alentours ou par les véhicules des quelques promeneurs ou des personnes égarées dans ce joli coin de campagne de la région de Leuze-en-Hainaut. Malgré sa vétusté, cet ouvrage érigé en 1914 assurait sans soucis son rôle consistant à faire passer sur sa travée voûtée de 18 mètres de portée ces quelques usagers au-dessus de la ligne Ravel 86.

Le projet de la société Windvison consistant à construire un nouveau parc éolien dans la campagne environnante change la donne puisque le permis d'environnement octroyé proscrit tout passage des véhicules lourds du chantier dans l'agglomération, notre pont devenant donc presque un passage obligé pour cet imposant charroi.

Ce sont en effet environ 1.500 véhicules chargés jusqu'à 60 Tonnes qui pendant 1 an devront approvisionner le chantier en éléments divers afin d'ériger les 7 immenses éoliennes, chacune d'une puissance nominale de 2.3 Mégawatts.

- Convoi type pour l'acheminement des éléments des éoliennes -

Au printemps 2008, Windvision prend donc contact avec la Direction des Routes de Mons qui a le pont en gestion afin d'exposer le projet. Une inspection B visant à estimer l'état de l'ouvrage et sa capacité portante est rapidement demandée à la Direction de l'Expertise des ouvrages. Les dégradations relevées sur la structure sont nombreuses :

- importantes altérations de la chaussée ;
- vétusté des garde-corps et mouvement généralisé vers l'extérieur ;
- fissuration longitudinale centimétrique en face inférieure de la voûte ;
- infiltrations d'eau et altération de la maçonnerie de la voûte et des tympans ; sur des surfaces importantes, le premier lit de briques est tombé ou sonne creux suite à un examen au marteau.

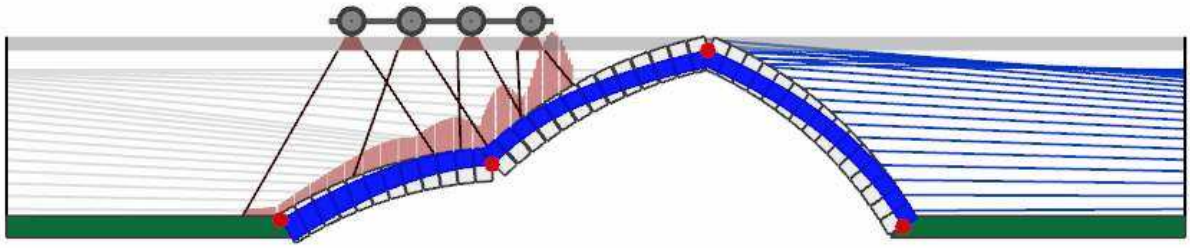
- Dégradation importante des tympans et de la voûte -

Ces constatations sont évidemment incompatibles avec le passage du charroi annoncé et le rapport d'inspection conclut que l'ouvrage ne pourra, dans son état, supporter de manière sécuritaire les charges prévues. Le plan d'investissement en terme de réparation d'ouvrages d'art de la Direction des Routes de Mons ne prévoyant pas de budget pour ce pont, des problèmes évidents se posaient pour l'avenir du projet éolien.

En 2010, Windvision reprend alors contact avec le SPW et propose de prendre à sa charge les montants des travaux nécessaires à la réparation et au renforcement du pont. Accord est donc trouvé avec le SPW qui assumera les frais liés à la sécurisation et à l'embellissement. Le projet de réhabilitation du pont est lancé.

2. ETUDES

L'étude de stabilité est confiée au bureau Ney qui a développé un programme de calcul spécifique pour les ouvrages voûtes en maçonnerie, basé sur la méthode de la plasticité de Heyman qui part de l'hypothèse que le mécanisme de ruine est initié par la formation de quatre rotules plastiques.



- Ruine de la structure sous chargement type par formation de 4 rotules plastiques -

Le théorème de Heyman dit ceci : « *Un arc est stable si l'on peut trouver une ligne des pressions statiquement admissible, dont le tracé se situe entièrement à l'intérieur de l'arc et ne s'approche pas suffisamment de l'intrados ou de l'extrados pour induire l'écrasement du matériau en plus de trois points* ».
Ce raisonnement, appliqué à une méthode de calcul itérative, ne permet donc pas de trouver la capacité portante ultime de l'ouvrage mais bien de vérifier que pour un chargement défini, il existe au moins un cheminement des efforts dans l'arc admissible avec la résistance du matériau en place.

Pour la modélisation, des données sont manquantes puisque l'on ne dispose d'aucun plan du pont ni d'informations sur la résistance des matériaux. Des investigations et carottages sont donc réalisés par la Direction de l'Expertise des Ouvrages pour lever ces inconnues :

- localisation et caractérisation des fondations ;
- épaisseur de la voûte en plusieurs ponts ;
- épaisseur des tympans ;
- étendue des zones de maçonnerie dégradées ;
- résistance de la brique en place.

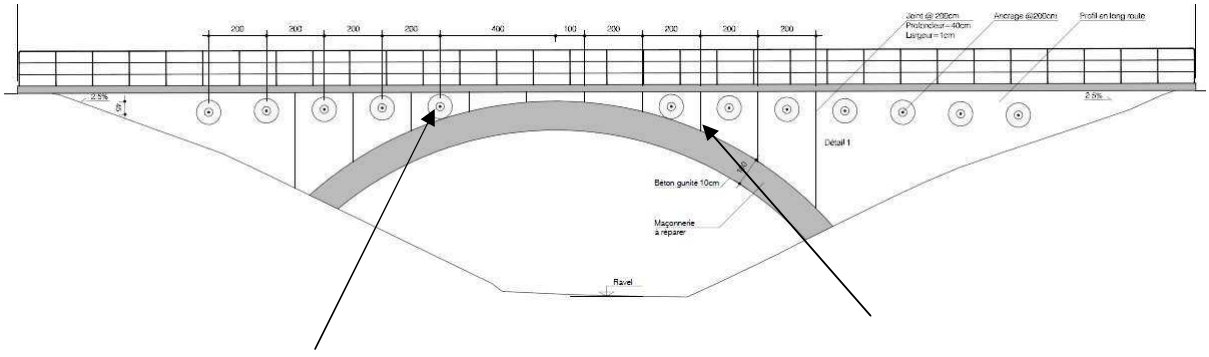
- Carottage de 50 mm de diamètre dans la voûte -

Pour ce dernier pont, le laboratoire de la Direction des Structures en béton a été très réactive et a mis au point une méthode d'essai permettant de déterminer la résistance en compression sur des briques intactes prélevées en zone saine. Celles-ci sont découpées à gabarit, mises à l'étuve et ensuite comprimées sous presse hydraulique jusqu'à écrasement.

- Mise à gabarit des briques et compression jusqu'à la rupture -

Toutes les données nécessaires au dimensionnement ayant été fournies, le bureau d'études a réalisé sa modélisation ; l'étude définit les différentes mesures de renforcement à prévoir :

- l'épaisseur de la voûte est suffisante pour assurer la transmission des efforts aux fondations mais comme une partie importante du lit inférieur en maçonnerie est détachée ou désolidarisée, toutes les briques du dernier lit seront démontées et il sera procédé à un gunitage en béton de la voûte sur une épaisseur de 12 cm ;
- la maçonnerie dégradée des tympans sera démontée et remplacée sur une épaisseur de deux briques ;
- la nouvelle chaussée sera posée sur une chape d'étanchéité qui évitera les infiltrations d'eau ;
- des tirants métalliques transversaux fixés contre les tympans permettront d'éviter toute déformation vers l'extérieur de ceux-ci;
- la partie originale de l'étude consiste à réaliser des joints verticaux dans les tympans à intervalles de deux mètres afin d'éviter que les déformations en compression de la voûte n'induisent des contraintes de traction efforts parasites dans les murs verticaux.



- Vue du positionnement des ancrages transversaux et des joints verticaux -

3. SPECIFICITES ADMINISTRATIVES ET TECHNIQUES

Passation du marché

Au vu des délais à respecter par la société Windvision dans la construction du parc éolien, il s'est avéré qu'il était impossible de lancer le marché de réfection et de renforcement de l'ouvrage d'art par le biais d'une adjudication publique.

La Direction des Routes de Mons a donc proposé de pouvoir travailler via une convention qui serait passée entre Windvision, son entrepreneur et elle-même afin de pouvoir procéder au plus tôt aux travaux sur l'ouvrage.

Après avoir obtenu l'accord de la Direction Générale, la procédure a été lancée.

La convention prévoit que les travaux de renforcement de l'ouvrage, à savoir :
- la démolition du premier lit de briques de la voûte et son gunitage,
- le placement des tirants,
- l'étanchéité et la reconstruction de la voirie supérieure,

sont à charge de Windvision,

tandis que les travaux de réfection et de sécurité, à savoir :
- la réfection des tympans,
- le remplacement des tablettes sous garde-corps,
- le remplacement des garde-corps,

sont à charge du SPW.

Gunitage

L'étude a montré que pour le renforcement de la voûte, un gunitage ou un remplacement de toute la maçonnerie sur un lit d'épaisseur était nécessaire.
Ce dernier a été réalisé sur une épaisseur de 12cm, au moyen d'un mortier projeté dont les caractéristiques principales sont :
- mise en œuvre par voie sèche ;
- ciment CEM I LA ;
- granulométrie Dmax < 4mm ;
- classe C35/45 ;
- durabilité ;
- consistance SI/FI.

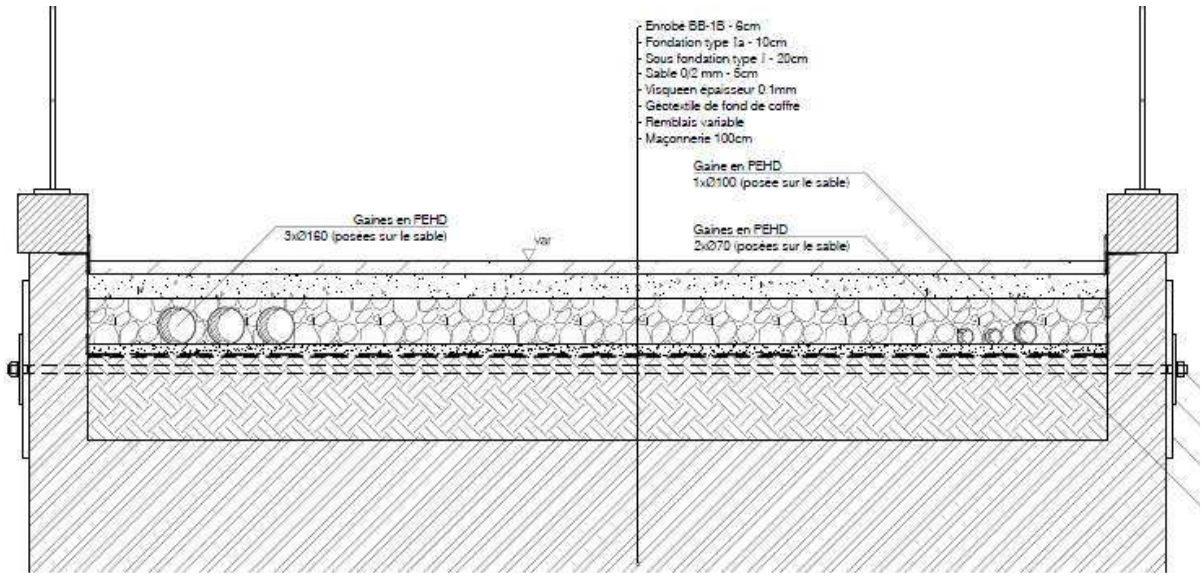
Il a été mis en oeuvre sur une armature en treillis métalliques de 10 x 10 x 8 mm.

Des barbacanes ont été placées de part et d'autre de la voûte à un mètre du bord et ce, tous les trois mètres le long de l'arc, ce qui nous fait un total de quatorze pièces.

Le choix du mortier de gunitage a été fait avec la collaboration des services de la DGO1-63 (Direction des Structures en Béton).

Tirants d'ancrage

La deuxième procédure à mettre en oeuvre dans le cadre du renforcement de l'ouvrage est la pose de tirants transversaux de part en part de l'ouvrage.



- Coupe transversale au niveau de la chaussée et des tirants d'ancrage -

Ceux-ci sont constitués de barres lisses en acier galvanisé de diamètre M36.
Ces barres sont placées dans des tubes en PEHD de 50 mm de diamètre.
Les ancrages sont constitués d'une plaque d'appui circulaire de 850 mm de diamètre et de 30 mm d'épaisseur en acier S355 J2 ainsi que d'une contreplaque en forme d'étoile, de 30 mm d'épaisseur toujours en acier S355 J2.
Un écrou et une rondelle de répartition adaptés à la classe de résistance 8.8 viennent clôturer le dispositif.
Les plaques d'appuis et de protection sont peintes.

Les services des Directions des Conceptions et Calculs (DGO1-62) et des Structures Métalliques (DGO1-64) sont activement sollicités pour l'approbation des fiches techniques et la réception de ces composants.

Joints verticaux

Les déformations induites dans les tympans par les mouvements de la voûte, suite aux charges sur le pont pendant des décennies, ont provoqué la désolidarisation du premier lit de briques des tympans de l'ouvrage à la jonction avec la voûte.

Afin de reprendre au mieux ces déformations et éviter le phénomène de fissuration à l'avenir, des joints de dilatation verticaux vont être réalisés tous les deux mètres sur une profondeur de 40 cm. Ils seront scellés au moyen d'un produit mono composant à froid.

Etanchéité

L'ancienne voirie sur l'ouvrage était constituée de pavés de pierre posés sur sable, le tout reposant sur le remblai au-dessus de la voûte.

Avant de reconstituer le nouveau coffre, une étanchéité réalisée au moyen d'un film plastique fort posé sur un géotextile a été disposée. Celle-ci permet de ramener les eaux d'infiltration à l'extérieur de l'ouvrage, de part et d'autre de ce dernier.

Garde-corps

Les anciens garde-corps ne permettant plus d'assurer une protection correcte et réglementaire, ces derniers doivent être remplacés.

En outre, il importe qu'ils soient placés de façon à laisser un gabarit en largeur libre de 5,50 mètres pour le passage des éléments constitutifs des éoliennes et ce, pendant la durée de vie du parc.

Des garde-corps standard vont donc être utilisés mais avec une adaptation de la semelle de façon à pouvoir les placer en encorbellement.
Ils seront ainsi fixés par le biais de plats métalliques verticaux ancrés dans la maçonnerie de l'ouvrage.

4. DEROULEMENT DES OPERATIONS

Les travaux ont commencé par un sérieux débroussaillage de l'ouvrage et des talus. Ensuite, l'ancienne voirie a été démontée et l'étanchéité a été placée, protégée par 5 cm de sable.

Au-dessus sont alors venues la sous fondation de type I sur une épaisseur de 15 cm ainsi que les gaines pour le passage de tous les câbles destinés au parc éolien.

On a suivi par la pose d'un béton à 250 kg de ciment par m³, également sur une épaisseur de 15 cm, et de sa protection avant d'entamer les travaux de démolition des briques de la voûte.

Des filets d'eau de 75 cm de large ont aussi été posés de part et d'autre du pont, en travers de la voirie, pour recueillir les eaux et les diriger vers l'extérieur.

Après pose des armatures, le gunitage a été réalisé et les travaux de démolition des garde-corps et des pierres de couronnement ont débuté.

La tâche suivante a été la démolition des briques des tympans avant que les rigueurs de l'hiver ne nous arrêtent.

Les travaux actuellement en cours sont la pose d'échafaudages en vue de la reconstruction des tympans.

S'enchaîneront ensuite les travaux de pose des tirants, des nouvelles pierres de couronnement, des garde-corps et du revêtement en enrobés hydrocarbonés de type AC-14 surf 1-1 (BB-1B) sur une épaisseur de 6 cm.

LE VIADUC DE LANDELIES : EXPERIENCES DE CHANTIER

HOUDART SEBASTIEN

Ingénieur

DGO1-42 : Direction des routes de Charleroi

Rue de l'Ecluse, 22 - 6000 CHARLEROI

Tél. : 071/63.12.21
Fax : 071/63.12.33
Email : sebastien.houdart@spw.wallonie.be

Résumé

Le viaduc de Landelies permet à la branche ouest du grand ring de Charleroi – R3 – d'enjamber la Sambre. Ce viaduc à tablier unique est composé de 10 travées en béton précontraint réparties sur une longueur totale de 375 mètres. Sur les 10 travées, on retrouve 1 portique constituant le point fixe de l'ouvrage, 6 travées isostatiques classiques et un cantilever biais aligné sur la Sambre. Ce cantilever est d'une longueur totale de 135,6 m.

Moins de 25 ans après la mise en service de l'ouvrage, de nombreuses dégradations sont relevées sur la superstructure. Au droit de la dalle de tablier, il a été observé une teneur en chlorure importante (localement, jusqu'à 17 fois la limite acceptable), des réactions alcalis-granulats, des dégradations liées aux cycles de gel–dégel, de la corrosion d'armatures, … Au droit des poutres, des fissures obliques avec coulées de calcaire et de rouille sont observées et les dégagements montrent des armatures actives rouillées. Ces défauts sont pour majorité liés à une étanchéité devenue totalement inefficace. De plus l'inspection de l'ouvrage nous informe que celui-ci présente de nombreux défauts d'exécution. On peut par exemple remarquer que la majorité des poutres ont été bétonnées au moyen d'un coffrage mal placé.

Dans un premier temps et afin de garantir la sécurité des usagers, il a été décidé de remplacer les travées « centrales ». Les travées constitutives du cantilever sont en effet celles qui présentent les dégradations les plus critiques mais sont également celles qui sont les plus difficilement inspectables.

La structure choisie pour remplacer les 17 poutres du cantilever en béton précontraint est une structure mixte acier - béton à 9 poutres. La Sambre est enjambée à l'aide de poutres-treillis de 68,6 m.

La méthode de démontage choisie par l'entreprise commence par une découpe du tablier et une désolidarisation des poutres. Deux engins de levage sont ensuite utilisés : une « chèvre » située en face supérieure et une grue située sur une barge positionnée au centre de la Sambre. Ces deux engins prennent les poutres à leurs extrémités et viennent les déposer le long du halage en vue de leur destruction immédiate.

Avant d'envisager la désolidarisation complète des poutres, il a été nécessaire de placer des contrepoids sur les travées d'approche les plus courtes du cantilever pour éviter leur basculement : la distance entre les deux piles les plus proches sur lesquelles reposent les travées d'approche est de 23 m alors que la distance entre les deux piles situées de part et d'autre de la Sambre est de 68,6 m.

Lors du démontage, de nombreux défauts d'exécution non décelés lors de l'inspection ont été mis à jour :
- l'épaisseur de la dalle de tablier, censée être fixée à 16 cm sur les plans, était comprise entre 17 et 25 cm;
- la fin d'un chevêtre n'a pas été bétonnée tel que prévu et, afin de cacher cela, un mur en cubes de béton a été maçonné;
- la densité de ferraillage en certains endroits était telle que le béton n'avait jamais su y pénétrer;
- les abouts de la majorité des poutres étaient bétonnés avec la partie verticale du chevêtre;
- …

L'ensemble des défauts constatés aux chevêtres a nécessité la démolition et la reconstruction d'une partie ce ceux-ci.

La méthode de reconstruction choisie par l'entreprise est similaire à la méthode de déconstruction de la structure en place : les poutres sont amenées et posées à leur emplacement définitif à l'aide d'engins de levage. Une opération particulièrement délicate est toutefois à relever : il s'agit de l'opération visant à faire passer à la verticale les poutres-treillis, ces dernières étant amenées par barge et couchées les unes sur les autres.

Une fois les poutres en place, les prédalles sont posées et le ferraillage peut commencer. Les premières armatures à mettre en œuvre sont les armatures de couture entre les prédalles. Toutefois, l'espace laissé entre le béton de la prédalle et ses armatures s'est révélé bien insuffisant au passage de la moindre armature ! L'espace prévu sur plans était théorique et ne prenait pas en compte les irrégularités présentes naturellement ou artificiellement sur le béton de la prédalle. La dalle est ensuite complètement ferraillée au sens propre : la quantité d'armatures était telle qu'il a été nécessaire de choisir un béton de granulométrie plus fine que celle du béton prévu au cahier spécial des charges.

Quelques jours après la mise en service de la première partie de l'ouvrage, en descendant sur les chevêtres, l'administration a décelé un problème très particulier au droit des appuis glissants inox-téflon : le glissement ne s'effectuait pas au droit de l'interface inox-téflon mais au droit de l'interface néoprène-acier après décollement du néoprène ! Dès ce moment, l'ouvrage a été mis sous surveillance afin de garantir la sécurité des usagers.

Quelle était la cause de ce problème ? Tous les éléments des appuis glissants sont en effet censés subir des tests de conformité lors de leur construction. Afin de déterminer les raisons de ce problème l'ouvrage a été vériné et un appui a été enlevé pour observation. De même les appuis prévus pour la seconde phase, construits en même temps que les premiers, ont été testés au laboratoire du génie civil de l'UCL. Après recherches, il est apparu que le problème provenait d'une mauvaise mise en œuvre des différents éléments constitutifs des appuis. Or, il n'était pas prévu de tests sur les appuis complets mais sur chacun de leurs matériaux constitutifs…

Après reconditionnement des appuis, ceux-ci ont de nouveaux été testés au laboratoire du génie civil de l'UCL. Les résultats obtenus ont cette fois-ci été satisfaisants. Par curiosité, un test supplémentaire a été demandé afin de vérifier le comportement des appuis une fois le graissage enlevé. Le comportement de l'appui devient une nouvelle fois non satisfaisant.

Cela pose donc la question du comportement réel des appuis glissants en place depuis de nombreuses années sur nos ouvrages.

Lors de l'hiver 2011, et suite aux problèmes rencontrés avec les appuis, une inspection est effectuée par le contrôleur du chantier. Celui-ci découvre des éclatements de l'acier de certains caissons situés aux extrémités des poutres. Après analyse, de l'eau est découverte dans les caissons éclatés. Or, ces caissons étaient censés être étanches pour éviter la corrosion… L'eau avait pénétré dans les caissons au droit des trous nécessaires aux oreilles de montage lors du transport par barge…

Un dernier aléa est à signaler : lors de l'enlèvement des séparateurs de trafic, le revêtement hydrocarboné est apparu poinçonné au droit des pieds de ces derniers. Il y a donc lieu de choisir des séparateurs de trafic qui présentent une embase large afin d'éviter ce problème.

Conclusion :

Au travers des quelques exemples présentés lors de cet exposé, il est possible de se rendre compte de l'importance d'un contrôle permanent et de qualité sur chantier. Les malfaçons originelles, couplées à un manque d'entretien ordinaire, sont à la base de la nécessité du remplacement de l'ouvrage quelques dizaines d'années seulement après sa construction.

Par ailleurs, il est important de souligner le dialogue permanent qui doit exister entre les acteurs responsables des études théoriques et les acteurs du chantier. Dès le début des études, il est important d'impliquer les acteurs de chantier afin de s'assurer de la faisabilité de toutes les parties des travaux projetés. Ensuite, en cours de chantier, il est nécessaire de faire remonter les informations aux ingénieurs d'études. Cela permet d'assurer une construction conforme aux hypothèses de calcul mais également d'améliorer la conception des futurs ouvrages.

LES PONTS DES GOLDEN SIXTIES : RETOUR D'EXPÉRIENCES

DUBOIS PIERRE-MARIE

Administrateur -gérant

P.M.D. S.P.R.L.

Rue des Culots, 37 à 1421 OPHAIN-BOIS-SEIGNEUR-ISAAC

Tél. : 02/384.33.65
Fax : 02/387.05.76
Email : pmd@skynet.be

Résumé

Mon cahier des charges consiste à vous faire part de mon expérience en matière d'ouvrage d'art en Belgique.

Comme dans tout parcours de vie, ceux qui ont la chance de trouver leur voie, de s'adonner à leur passion, le doivent généralement aux autres, à des rencontres faites au bon moment.

Pour moi en 1963, il y a eu le professeur Paduart de l'université de Bruxelles qui m'a enseigné la stabilité des constructions, la précontrainte et l'art des ponts.
Si les ponts m'avaient toujours fasciné, c'est incontestablement lui qui est à l'origine de ce qui allait devenir mon principal centre d'intérêt d'ingénieur : les ponts dans tous leurs états.
Le deuxième moment déterminant de ma future carrière fut mon entrée au Bureau de contrôle SECO, le 1er septembre 1964.
Je ne pouvais pas trouver de meilleure école à l'époque d'autant que j'étais chargé de m'occuper quasi exclusivement du contrôle de la construction de nombreux ponts autoroutiers du réseau belge dont l'édification venait d'entrer à la vitesse supérieure.
Je suis resté chez eux jusqu'en 1989.
A partir de cette date, la construction de nouveaux ponts se ralentit fortement au profit de celle des bâtiments de bureau pour lesquels je ne ressentais aucun goût particulier.
Je n'avais dès lors qu'une chose à faire : Réorienter mon parcours professionnel en établissant ma propre infrastructure indépendante. Ainsi est né le bureau d'études PMD dont l'objectif était de prendre en charge les études nécessaires pour la réhabilitation des ouvrages.
Pour ce faire, je me suis associé à un brillant jeune retraité du nom de René Dekeyser.
Il fut la 3ème heureuse rencontre de mon parcours.
Ensemble, nous nous sommes chargés de la réhabilitation de nombreuses constructions de tous types mais principalement des ponts.
Notre équipe très complémentaire, galvanisée par une passion commune, aborda avec confiance et peut-être en ce qui me concerne une certaine inconscience, un nombre incalculable d'imprévus, de fantaisies techniques et de défis.

En 1990 je devins consultant des Ponts et Chaussées du Grand-Duché de Luxembourg pour l'entretien et la réhabilitation des ponts gérés par la Division des ouvrages d'Art (DOA).

Ces 47 années au service des ponts, m'ont, bien sûr, ouvert un panorama exceptionnel sur leur univers ainsi que sur la technique majeure du béton précontraint.

J'en ai fini avec mon cursus et, pour entrer dans le vif du sujet, une petite anecdote.

En 1963, dans le cadre d'une visite du plan incliné de Ronquières organisée pour des étudiants ingénieurs, je me retrouve sur ce chantier qui battait son plein et qui devait être à peu près dans l'état de celui de la photo.

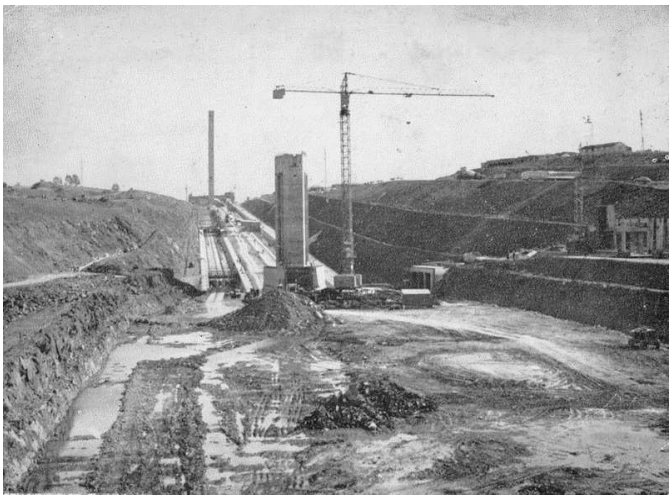


Photo 1

Il y avait là l'inspecteur général Hondermarcq mon professeur du cours de routes et la direction de l'entreprise prestigieuse Sogetra.
Ils nous ont expliqué longuement l'ouvrage avec le nombre de tonnes de béton mis en place, le nombre de km de câbles de précontrainte placés dans les coffrages, le nombre de km de pieux de gros diamètre forés dans le sol et j'en passe.
Arriva le moment des questions. Alors un étudiant leva timidement son doigt et dit en substance ceci:
« Certes tous ces chiffres sont effectivement fort impressionnants mais, après 40 ou 50 ans, que fera-t-on de tout cela ? »
Il y a eu un blanc et la question resta sans réponse. L'étudiant timide, vous l'aurez compris c'était moi, avait sans le savoir mis le doigt sur les problèmes auxquels j'allais être confronté tout au long de ma carrière.

Cette courte histoire illustre le fait que pendant les « golden sixties », on a construit comme si ces ouvrages étaient pérennes. Personne ne s'était vraiment soucié, ni de leur entretien futur, ni de leur durabilité, ni à fortiori de leur recyclage.
Il y avait même à cette époque une telle méconnaissance du comportement des matériaux utilisés, que j'ai entendu un éminent professeur déclarer qu'il était impossible que les câbles de béton précontraints puissent se dégrader vu que, même s'il y avait fissuration du béton, ces fissures se fermeraient suite au fluage du béton. Comme si le béton était du caoutchouc !

En réalité, les maux dont souffrent nos ouvrages d'art trouvent leur origine dès leur conception et dès leur construction. Je vais passer en revue les principaux.

Je précise d'emblée qu'il ne faut pas tous les imputer à des « fautes » commises par les édificateurs des années 60 et 70.
En effet, pendant toutes ces années, on a construit un énorme volume d'ouvrages en très peu de temps. Fin des années soixante, on inaugurait dans le pays en moyenne un pont par jour.
Cette frénésie de construction était la conséquence du redéploiement complet de notre réseau de communications qui a suivi la fin de la guerre. On a utilisé les moyens en hommes dont on disposait ainsi que les techniques de constructions du moment en les poussant au maximum de leurs possibilités et en s'accommodant au mieux de leurs imperfections.
Les acteurs de cette époque, à savoir les administrations, les bureaux d'études, les entrepreneurs, les fournisseurs de matériaux, ainsi que les financiers ont eu à cœur de mener leur tâche au mieux de leurs moyens et avec succès, malgré les imperfections.
On ne fait ni mieux ni moins bien actuellement.

La « tuile » des années 60

La mise en service de tronçons entiers d'autoroute s'est accélérée au fil du déroulement des décennies 60 et 70.
Fin des années 50 et début des années 60, on n'avait pas trop songé aux problèmes qu'allait engendrer l'impressionnante augmentation de vitesse des véhicules enfin lâchés sans contrainte sur de grandes distances.
Il a fallu alors improviser une stratégie pour mettre les véhicules à l'abri des plaques glissantes sous neige et verglas en hiver et une autre stratégie pour récupérer au mieux les véhicules qui avaient perdu le contrôle de leur direction. Pour ces derniers, cela a été le développement de barrières de sécurité et de garde-corps de tous types.
Pour l'hiver, comme les épandages de cendres ou de sable avaient un rendement tout à fait insuffisant, on a pensé à utiliser le fondant chimique miracle qu'est le chlorure de calcium.
Ce fut une aubaine pour certaines industries chimiques pour lesquelles ce produit constituait un déchet sans grande valeur. Du jour au lendemain, le chlorure de calcium et autres fondants apparentés ont acquis un marché et donc aussi une valeur commerciale.
Tout aurait été au mieux dans le meilleur des mondes si ces fondants miracles n'avaient pas été aussi des agents corrosifs ou plus exactement des catalyseurs très efficaces de corrosion des aciers.
L'utilisation des chlorures comme fondant revenait, au point de vue de la durabilité, à mettre le ver dans la pomme ou, si l'on préfère, à introduire un cheval de Troyes à l'intérieur de nos structures d'ouvrages d'art.
Il en résulte des dégâts cumulés considérables, des coûts de réhabilitation dans les cas où l'on peut encore intervenir énormes. La survie de nombreux ouvrages est actuellement en cause pour ces raisons.

Le rapport coût de main-d'œuvre et coûts des matériaux dans les années 60

Dans les années 50 et début des années 60, la main-d'œuvre était abondante, bien qualifiée et relativement bon marché.
Par contre, les matériaux acier et béton étaient, eux, relativement chers et rares.
Cette conjonction a entraîné, en toute logique, des ouvrages contenant peu de matière mais exigeant une main-d'œuvre importante. Il en a résulté des ouvrages assez légers, de formes compliquées, avec très peu d'éléments préfabriqués, le plus souvent intégralement coulés sur place, calculés aux limites de ce qui était toléré par des normes assez peu évoluées.
Il en a résulté une architecture parfois géniale mais dont le corollaire était une certaine précarité de durabilité. Cette tendance s'est retrouvée dans la construction de nos ouvrages d'art.

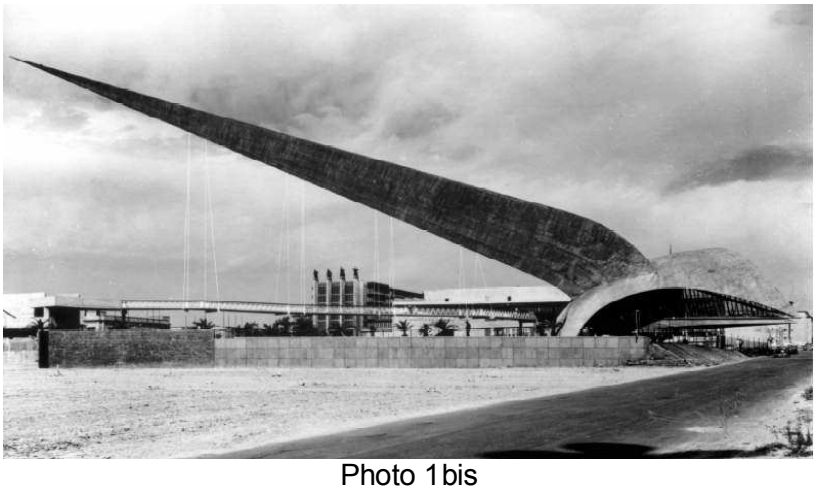


Photo 1bis

La flèche du génie civil de l'expo 58 illustre très bien cette tendance.
Sa stabilité était réalisée en béton précontraint avec des câbles de type Magnel.
On n'a pas attendu que l'édifice se dégrade car il a été démoli en 1970.
Le problème de durabilité de cet ouvrage ne se posait donc plus.

Le matériel de chantier des années 60

Les moyens techniques sont, en gros, les mêmes qu'actuellement mais leur degré de perfectionnement ne se compare pas.
Les photos 3 à 5 illustrent une centrale à béton de chantier, une opération de manutention de grande poutre en béton précontraint et une petite pelleteuse de terrassement.
Ces documents montrent que les engins de l'époque bien que déjà perfectionnés, n'égalaient en aucune manière les rendements et les performances des engins équivalents actuels.
Les mécanismes des engins de levage utilisaient le plus souvent les renvois de poulies à câbles.
La technique des vérins hydrauliques et des moteurs hydrauliques n'en était qu'à ses débuts.
Les camions tracteurs étaient encore fort rudimentaires et de petite puissance (150 à 300 CV contre 400 à 600 CV actuellement).

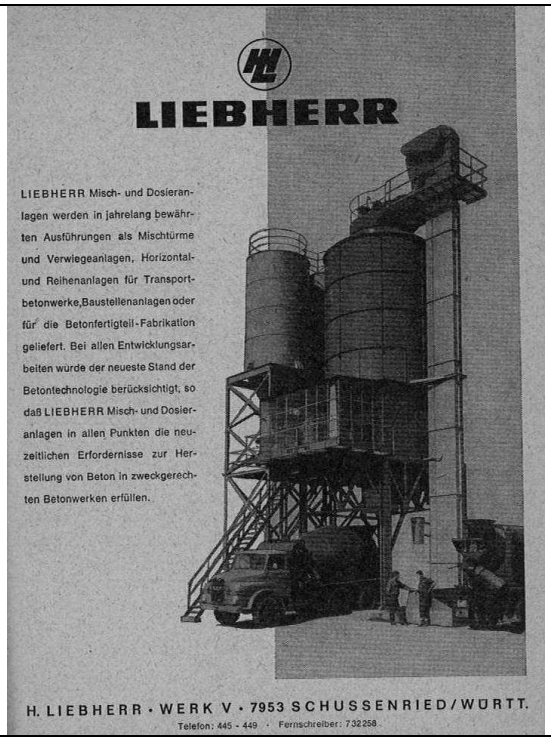


Photo 2

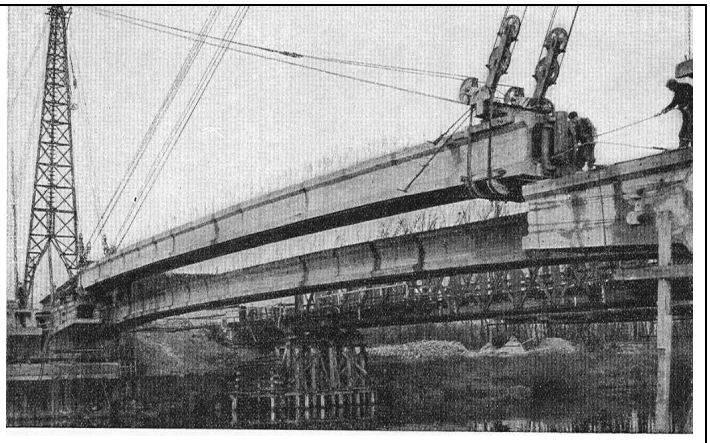


Photo 3

Photo 4

<u>La production de béton dans les années 60</u>

A cette époque, les centrales à béton n'en étaient qu'à leurs débuts avec des techniques de pesage peu précises. Les toupies des camions malaxeurs ne disposaient pas des perfectionnements actuels ce qui rendait les compositions de béton fort variables d'une livraison à l'autre.
C'est pour ces raisons que les ouvrages finis étaient composés de bétons forts hétérogènes.

De plus, comme la chimie des adjuvants de contrôle de la fluidité du béton n'en était également qu'à ses débuts, il n'était dès lors pas étonnant que le fluidifiant le plus utilisé et le moins cher fut l'eau parfois ajoutée en quantité importante au moment du bétonnage.
Ces ajouts d'eau ont eu non seulement des conséquences dommageables sur la résistance mais aussi sur la porosité donc sur la capacité du béton à résister à la carbonatation et à la pénétration des agents agressifs comme les sels de déneigement. Ces agents agressifs ont créé les ravages de corrosion que vous connaissez sur les armatures du béton armé et du béton précontraint ainsi que sur les charpentes métalliques.

Un autre défaut grave réside dans le non respect des épaisseurs d'enrobage. A l'époque, les cahiers des charges se contentaient d'un enrobage nominal de 2,5 cm. Il était fréquent de rencontrer des enrobages effectifs de 0,5 cm à 1,5 cm voire pas d'enrobage du tout.

Encore aujourd'hui, si l'on n'y prend pas garde, malgré des techniques beaucoup plus performantes, les mêmes défauts surviennent encore.

Il faut aussi pointer une cause occasionnelle de dégradation résultant de l'emploi d'écarteurs préfabriqués en mortier contenant des chlorures et aussi de l'emploi d'écarteurs en plastique laissant une entrée directe vers les armatures de l'air et des agents polluants.
Actuellement ces causes de désordres n'existent plus.

Les ciments des années 60 étaient en général excellents et leur composition réelle était mieux connue qu'actuellement.
En ce qui concerne les sables et les agrégats, le phénomène de déstructuration des bétons par alcali-réaction existait probablement mais n'était pas encore bien identifié, du moins dans nos pays.
Il a fallu attendre le début des années 80 pour que, suite à des sinistres retentissants, ce phénomène soit étudié et que soit mis en place un système de contrôle de qualité des agrégats et des sables.

Les armatures du béton armé des années 60

Dans les années 60, les contrôles de qualité dans les laminoirs n'en étaient également qu'à leurs débuts mais, mêmes embryonnaires, ils ont effectivement permis de contenir les fournitures dans un fuseau de qualité suffisant.

Pour rappel, début des années 60, l'utilisation des ronds lisses en acier doux étaient encore la règle. Dans le courant de la décennie, les aciers à adhérence améliorée de qualité A52 se sont assez vite imposés pour être remplacés, début des années 70, par les aciers durs de qualité comparable à nos aciers actuels.

Même si le maillage des contrôles de production était serré et relativement impitoyable, il y eut des ratés spectaculaires qui constituent encore de véritables bombes à retardement !

La rupture d'un pont-cadre de l'autoroute Bruxelles-Liège début des années 90 illustre ce cas.
Les barres d'encastrement de la dalle se sont subitement rompues. Analyse faite, il s'agissait d'armatures de gros diamètre, 40 ou 50 mm, pliées avec rayon de courbure insuffisant. Comme la ductilité des aciers livrés était largement insuffisante, après pliage, ils sont devenus cassants comme le montraient les zones de rupture, de telle sorte que toutes les armatures se sont rompues en même temps.
D'où la grosse crainte dans le fait que les mêmes circonstances puissent encore se rencontrer dans d'autres ouvrages qu'il est impossible d'identifier.

Les armatures du béton précontraint des années 60

En Belgique, d'une part, les fournitures des aciers de précontrainte ont toujours fait l'objet de contrôles sévères et d'autre part le nombre de systèmes de précontrainte commercialisés était réduit principalement aux systèmes Magnel, Freyssinet et BBRV.
Cette situation a fait, qu'à ma connaissance, il n'y a pas eu de problèmes majeurs sauf quelques cas de défauts de laminage non identifiés par les essais habituels de réception.

En Allemagne, je sais que l'on a mis sur le marché des aciers sensibles aux ruptures fragiles sous tension. Certains systèmes de précontrainte ont aussi un système de fils crantés de forme ovoïde qui ont donné des mécomptes.
Je n'ai pas connaissance de l'utilisation de ces types de câble dans notre pays.

En France, on a commercialisé un système de précontrainte dont les câbles étaient constitués de manière similaire aux câbles de levage multibrins. L'ancrage de ces câbles était réalisé par un éclatement localisé des câbles de façon à former une bosse remplie de coulis de ciment.
Ces bosses servaient d'accroche pour leur mise en tension et pour leur ancrage.
Ce système, assez folklorique, dont la protection complète par coulis de ciment était quasi impossible à réaliser, a été interdit d'usage en France début des années 70.
Je ne pense pas que ce type de câble ait été mis en œuvre dans notre pays.

Les coulis de ciment d'injection des câbles de précontrainte avec les techniques des années 60

Les coulis d'injection des câbles de précontrainte qui constituent le seul vrai barrage contre la corrosion des câbles de cette époque, étaient pompés par des pompes à coulis similaires à celle représentée sur la photo 5.
Ces pompes assez rudimentaires se bloquaient assez facilement suite à l'instabilité de prise des coulis à base de ciment Portland.

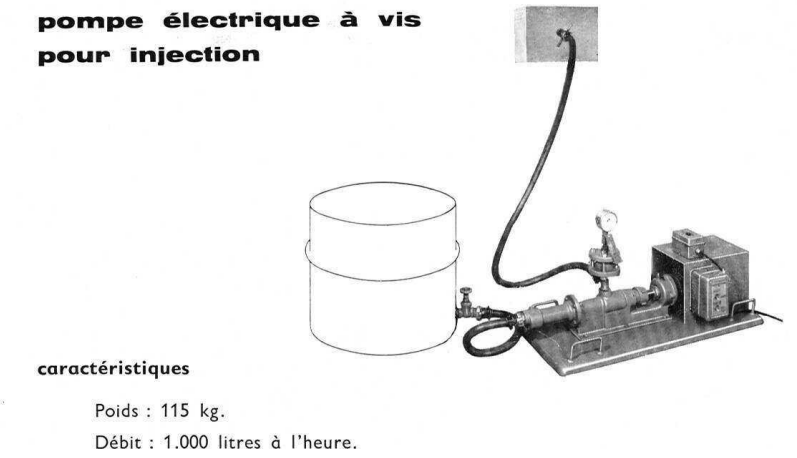


Photo 5

En été, avec des ciments trop frais et encore chauds, il n'était pas rare d'avoir des fausses prises qui étaient à l'origine de bouchons dont l'étendue à l'intérieur des câbles était difficile à déterminer.
Il était aussi fréquent de constater, au moment des injections, la présence de bouchons causés par une rupture de gaine suite à une vibration effectuée directement sur une gaine.
On tentait vaille que vaille de déterminer le début et la fin des bouchons mais cette détermination était fort approximative et les réinjections étaient incomplètes.

Il est vrai qu'on ne parlait pas encore de cônes de Marsh pour mesurer la fluidité des coulis.
Tout au plus, mesurait-on la décantation dans des éprouvettes.
En pratique, on avait tendance à injecter trop fluide de manière à éviter les colmatages, ce qui entraînait des décantations à 24 h parfois sur 1 mètre et plus. Ces décantations sont à l'origine des défauts d'injection constatés dans de nombreuses têtes d'ancrage.

Les compositions de coulis conduisaient à des coulis fort poreux donc susceptibles de s'imprégner facilement en eau chargée de sels.

Inutile de rappeler que de nombreux câbles de précontrainte n'ont jamais connu le premier gramme de coulis d'injection.

Cette vue sévère de la situation de mauvaise protection des câbles de précontrainte est cependant tempérée par le fait que l'expérience montre que les corrosions ne s'installent que s'il y a pénétration d'air et d'eau chargée de chlorures, ce qui est loin d'être toujours le cas.

Les ferraillages et les tracés de câbles de précontraine dans les années 60

Pour correspondre aux hypothèses de calcul, les câbles doivent être correctement fixés dans les coffrages, à distance régulière et de manière résistante.

Comme ce poste a souvent été omis dans le bordereau d'appel d'offres, l'entrepreneur a souvent estimé que cette opération lui coûtait de l'argent et a donc eu tendance à en faire un minimum, l'administration estimant, quant à elle, qu'il s'agissait d'un moyen d'exécution.
Ce dialogue de sourds a fait que de nombreux câbles ne sont pas du tout à leur place.
En effet, si l'on peut raisonnablement estimer qu'une erreur de pose d'un diamètre de câble reste acceptable, on relève, plus souvent que l'on ne l'imagine, une erreur de positionnement de l'ordre de 20 à 30 cm et par endroits des poussées au vide créées par un positionnement transversal malencontreux.

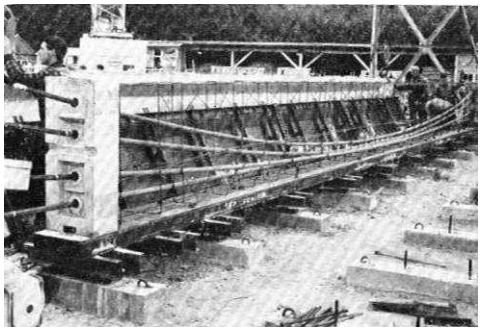
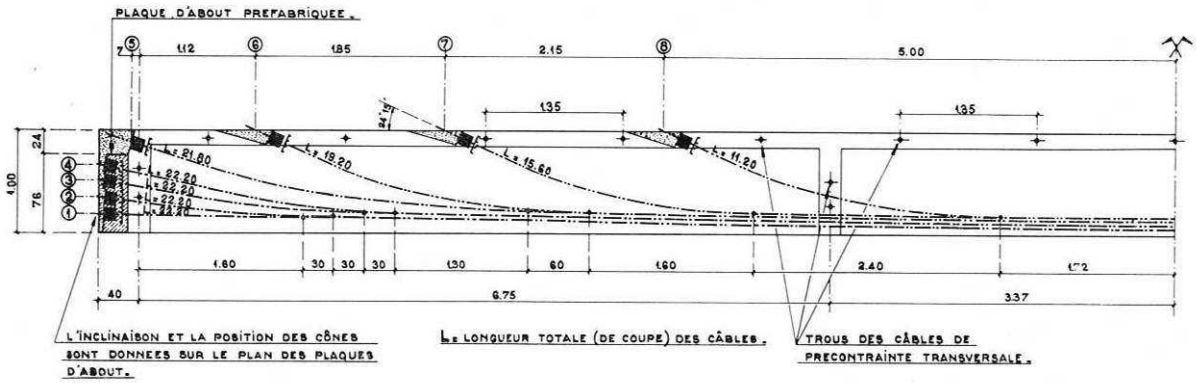


Photo 6

Ces défauts de positionnement sont à l'origine de fissurations voire d'arrachement de plaques entières de recouvrement avec toutes les conséquences qui en résultent sur la corrosion des câbles.

Les conceptions malheureuses des poutres précontraintes dans les années 60

Dans les années 60, on aimait bien les conceptions soit disant économiques.
C'est ainsi qu'il a fallu attendre les années 80 pour remettre en question les poutres avec câbles débouchant sous chaussée. Il était pourtant évident depuis toujours que ces têtes d'ancrages dirigées vers le haut étaient de parfaits entonnoirs aptes à introduire des eaux agressives directement au cœur des câbles. C'est effectivement ce qui s'est produit.



Exemple d'un dessin de câblage de poutre

Les étanchéités de ponts et les joints de dilatation des années 60

Tous les maux dont je viens de parler auraient pu n'avoir qu'une importance secondaire si le « parapluie » avait bien fonctionné.
Par « parapluie » j'entends la chape d'étanchéité chargée de protéger le tablier.

Sur ce plan, les constructeurs de l'époque ne nous ont vraiment pas gâtés.

Jusque début des années 80 certains gestionnaires ont encore estimé pouvoir faire l'économie d'une chape de qualité. Certains grands ouvrages ont même été privés d'étanchéité pendant plusieurs années !

Comme vous le savez, l'étanchéité doit empêcher tout passage d'eau au niveau de l'extrados du tablier, soit en partie courante, soit aux points singuliers constitués par les joints de chaussées, les relevés, les avaloirs afin de permettre son évacuation vers l'extérieur de l'ouvrage.
La première fonction de l'étanchéité est donc de réaliser une barrière à l'eau, plus particulièrement à celles chargées de sels en période hivernale.
Sa deuxième fonction est de servir de support aux couches de roulement.

Si actuellement, on dispose de complexes d'étanchéités tout à fait performants pour autant que les pentes soient bien étudiées, que les eaux soient correctement collectées et que l'application soit exécutée avec soin, il n'en était pas de même dans les années 60.

En effet, je me souviens de deux types d'étanchéité régulièrement utilisés.
Il y avait les feuilles de « roofing » de 5 mm d'épaisseur qui n'étaient en fait qu'un feutre bitumé amélioré, placées en deux couches collées sur un primer au bitume qui n'étaient qu'un carton amélioré bitumé.
Il y avait aussi l'étanchéité constituée par une seule couche d'asphalte coulé, non adhérente.

L'expérience a permis de constater que ces étanchéités étaient très sensibles au vieillissement, que leurs relevés étaient soit déficients soit inexistants, que les trottoirs ne disposaient parfois pas d'étanchéité propre et que les raccords aux joints de dilatation étaient le plus souvent inexistants.
Autant dire qu'après peu d'années les eaux agressives atteignaient sans trop de difficultés les parties sensibles du tablier occasionnant les désordres les plus divers tels que le « pourrissement » des dalles des tabliers.

Pour ce qui concerne les joints de dilatation, on faisait encore usage dans les années 60 des joints à plaques coulissantes. Ces joints, forts rustiques, ne réalisaient aucune étanchéité de telle sorte que les eaux agressives étaient évacuées directement vers les appuis en passant souvent devant les extrémités de câbles de précontrainte aboutissant aux abouts. Inutile de dire que les appuis et les ancrages de précontrainte, situés un peu trop près de la surface, ont fort mal réagi.

Par après, sont venus les joints à peigne qui n'étaient pas non plus étanches.
Ensuite sont venus les premiers joints avec profilés en caoutchouc, ce qui était un progrès, mais il a fallu encore attendre 20 ans pour que l'on admette que les joints de dilatation devaient être si possible étanches, couvrir toute la largeur des ouvrages y compris les corniches, être bien raccordés à l'étanchéité et équipés d'un micro-drainage pour évacuer les eaux qui parviendraient encore à s'infiltrer.

Que fait-on mieux actuellement ?

Après avoir dressé un tableau des « casseroles » que nous traînons depuis les années 60, l'industrie de la construction a bien sûr réagi.
Voici les facteurs pathogènes qui ont été considérablement corrigés.

Production des bétons

Les performances des ciments sont à présent soumises à des contrôles de qualité labellisés.
Seule la connaissance de leur composition exacte mériterait encore plus de transparence.

L'origine des sables et des agrégats est également régulièrement contrôlée.

Les contrôles de qualité labellisés de la production des bétons sont aussi systématisés de telle sorte que la qualité des bétons fournis est très largement fiabilisée. Les ajouts d'eau intempestifs sont prohibés, ce qui ne veut pourtant pas dire qu'il n'y en a plus du tout.

Les armatures actives et passives

Les contrôles labellisés sont systématiques de telle sorte que les lots défectueux sont généralement écartés.

Les systèmes de précontrainte et le coulis d'injection

Les systèmes de précontrainte ont beaucoup évolué. On ne fait quasiment plus appel qu'aux systèmes avec torons T15.
Même si l'on commercialise encore des torons nus protégés uniquement par le coulis d'injection comme durant les premiers âges de la précontrainte, la tendance est de ne plus utiliser que des torons gainés-graissés, eux-mêmes protégés par un coulis d'injection à l'intérieur d'une gaine en PEHD.
On cumule ainsi trois barrières de protection contre l'introduction d'agents agressifs.
Cela fonctionne parfaitement dans la mesure où les détails de montage sont scrupuleusement respectés, ce qui n'est malheureusement pas toujours le cas.

Quant aux coulis d'injection, on a fait des progrès énormes en mettant au point des coulis stabilisés, faciles à injecter.
Le SPW a agréé un coulis qui donne toute satisfaction.

Conception des ouvrages d'art

L'évolution depuis les années 60 est profonde.
En effet :
- la forme des ouvrages est devenue plus simple ;
- le design des ouvrages prend mieux en compte l'accessibilité aux appuis, aux joints de dilatation, les possibilités de démontage d'accessoires tels les garde-corps en vue de réparation et d'entretien ;
- quand on en a l'occasion, on fait un appel massif à la préfabrication faite dans des usines soumises à des contrôles permanents, ce qui limite de manière importante le volume des bétons coulés sur site et constitue un gage de bonne qualité.

Les étanchéités et les joints de dilatation

Les techniques d'étanchéité des tabliers en ce compris tous les moyens de drainage et d'évacuation des eaux, ne ressemblent plus du tout à ce qui se faisait dans les années 60.
Elles conduisent à une durabilité très nettement supérieure pour les ouvrages neufs et à un supplément de durée de vie non négligeable pour les ouvrages réhabilités.

Pour ce qui concerne les joints de dilatation, de toute manière, n'en déplaise aux fabricants, aucun joint de dilatation ne parvient à réaliser une étanchéité durable. C'est la raison pour laquelle, la tendance actuelle va vers la suppression d'un maximum de joints de dilatation quand c'est possible, ce qui est souvent le cas.
En réhabilitation, une solution consiste à atteler les travées et à modifier le système d'appui qui, d'ailleurs, est souvent lui-même en piteux état. Les joints de dilatation doivent alors être reportés vers les culées. Ces dernières gagnent alors à être réaménagées en vue de permettre un accès aux joints, pour en faciliter le remplacement et pour évacuer les eaux loin des appuis et des abouts.

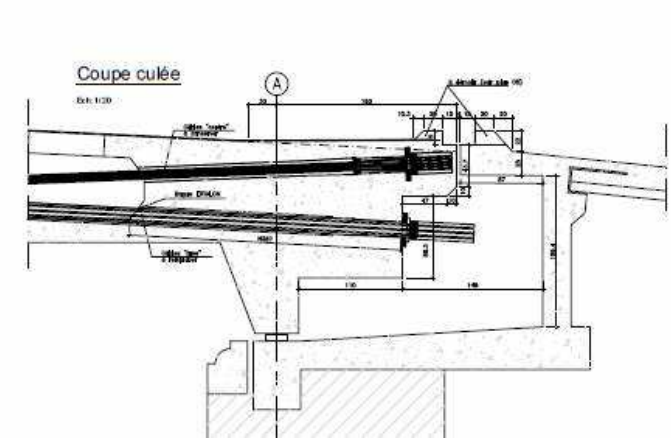


Photo 7

Commentaire sur le contrôle de stabilité résiduelle des ouvrages d'art anciens

Je voudrais attirer votre attention sur le fait qu'un ouvrage d'art devient « ancien » dès le lendemain de son inauguration, ce qui implique une surveillance immédiate.

Dès qu'une manifestation pathologique survient comme des fissures, des éclatements, des corrosions, son interprétation ne peut en aucun cas être dissociée de la vérification de la stabilité des éléments affectés.
En effet, dès qu'une altération apparaît, cela signifie que l'on se trouve en présence d'un matériau en dégradation évolutive dont les lois de résistance s'écartent de plus en plus des hypothèses de base prises en compte pour l'édification de l'ouvrage. Il s'agit d'une dérive progressive, parfois lente et parfois rapide, mais il est certain que si l'on n'élimine pas les causes de dégradation, cela ne s'améliorera pas tout seul.
Pour illustrer un matériau qui s'écarte des hypothèses de fonctionnement et qui est devenu incontrôlable, voici le cas d'une poutre précontrainte altérée par déstructuration du béton :

Photo 8

Un cas particulier de vérification par calcul concerne le remplacement de joints de dilatation.
Généralement on se contente d'examiner sur les plans les souffles prévus à l'origine.
Cela conduit le plus souvent à mettre en place de nouveaux joints dont les souffles sont trop importants.
En particulier, lorsqu'il s'agit d'un ouvrage précontraint, la déformation due au fluage n'existe plus. Les souffles à prévoir se limitent alors aux variations thermiques et aux déformations angulaires des poutres. Leur diminution peut être importante de même que les coûts correspondants. Pour le savoir, il faut recalculer l'ensemble des dilatations nécessaires au moment du remplacement.

Conclusions

Cet exposé est forcément un peu caricatural car j'ai forcé le trait pour mettre en évidence toute la difficulté qu'il y a de bien gérer des ouvrages anciens.

Finalement toute cette gestion est moins compliquée qu'il n'y paraît.
Il faut avant tout bien comprendre ce qui se passe au point de vue des matériaux et au point de vue de la stabilité et, ensuite, réagir avec bon sens.
Il faut toujours avoir à l'esprit que dans notre métier en particulier, l'arbre peut cacher la forêt, dans le sens qu'un défaut qui apparaît peut être une manifestation d'un autre désordre plus sournois.

Ceci me permet de dire aux plus jeunes d'entre vous que le domaine des ponts et des ouvrages d'art, sous tous leurs aspects, est un domaine vaste, passionnant et qui est en plein essor.

CONCEPTION D'UNE PASSERELLE CYCLO-PEDESTRE SUR LA MEUSE A LIEGE ENTRE LES SITES DES GUILLEMINS ET DE LA BOVERIE

BARLET STEPHANE
Ingénieur des Ponts et Chaussées
DO261 - Direction des Voies hydrauliques de Liège
Rue Forgeur, 2 – 4000 LIEGE
Tél. : 04/220.87.30
Email : stephane.barlet@spw.wallonie.be

Résumé

Ce projet bénéficie du concours financier du FEDER

CONTEXTE

La construction d'une deuxième passerelle sur la Meuse au centre de Liège s'inscrit dans le projet global d'aménagement du quartier de la gare des Guillemins. Elle vise à créer une liaison courte entre les quartiers de Guillemins et du Longdoz dans lequel est notamment implantée la Médiacité. Ce nouveau cheminement a également pour but de réduire le temps d'accès à la gare pour les cyclistes et les piétons provenant des quartiers de Fragnée et des Vennes.

Elle crée un accès aisé au parc de la Boverie pour les habitants de la rive gauche de la Meuse. Ce parc est dédié aux loisirs, aux sports et à la culture. Le Musée d'art moderne et d'art contemporain présent en son sein est en voie de transformation.

Le projet d'aménagement du quartier des Guillemins inclut :
- l'aménagement de l'esplanade entre la gare des Guillemins et les quais de Meuse ;
- l'aménagement des quais de la rive gauche ;
- la construction d'une passerelle sur la Meuse.

CONCEPTEURS

- **Conception – Intégration**

  Atelier Corajoud : Messieurs M. Corajoud, Y. Salliot, P. Lacourt

  Greisch Ingénierie : Messieurs J.M. Cremer, V. de Ville de Goyet, V. Servais, J.Y. Delforno, Y. Duchêne, F. Gens

- **Etude nautique**

  Alkyon : Monsieur J.J.Veldman

- **Bilan Carbone**

  CO2Logic : Monsieur T. du Monceau

- **Analyse multicritères**

  Monsieur J.C. Vansnick

- **Planification**

  Semaco pm : Monsieur J.C. Gierkens

- **Mobilité**

  Transitec : Monsieur N. Antoine

CHRONOLOGIE ET METHODE

La mission confiée à l'auteur de projet, la société momentanée Greisch Ingénierie - Atelier Corajoud, a débuté en décembre 2010 par la conception d'une dizaine d'esquisses sommaires de la passerelle. Ces esquisses ont permis au comité d'accompagnement l'examen de différentes implantations et structures d'ouvrages.

Une sélection de plusieurs esquisses a été opérée en mai 2011 par le biais d'une analyse multicritères synthétique. Les esquisses retenues ont été développées.

Au terme de cette phase de développement, les esquisses élaborées ont fait l'objet d'une analyse multicritères détaillée et structurée. Cette analyse a permis d'identifier le tracé et la typologie respectant toutes les contraintes et répondant au mieux au programme et aux besoins.

L'analyse multicritères a structuré l'ensemble des démarches. Les principaux critères : la qualité paysagère, la qualité architecturale, la fonctionnalité et la qualité technique, ont été développés de manière à poser des choix motivés.

Suite à la présentation des esquisses élaborées et du résultat de l'analyse multicritères au Collège communal le 8 juillet 2011, l'esquisse retenue a fait l'objet d'une étude d'avant-projet.

Différentes présentations complémentaires de l'ouvrage ont été organisées à différents stades de l'étude. Le public, le Conseil communal, la Commission royale des Monuments, Sites et Fouilles et la Commission de Rénovation urbaine ont ainsi été informés. Les observations formulées par les différents intervenants lors de ces présentations ont permis d'enrichir la conception.

Les études d'avant-projet ont été achevées en décembre 2011.

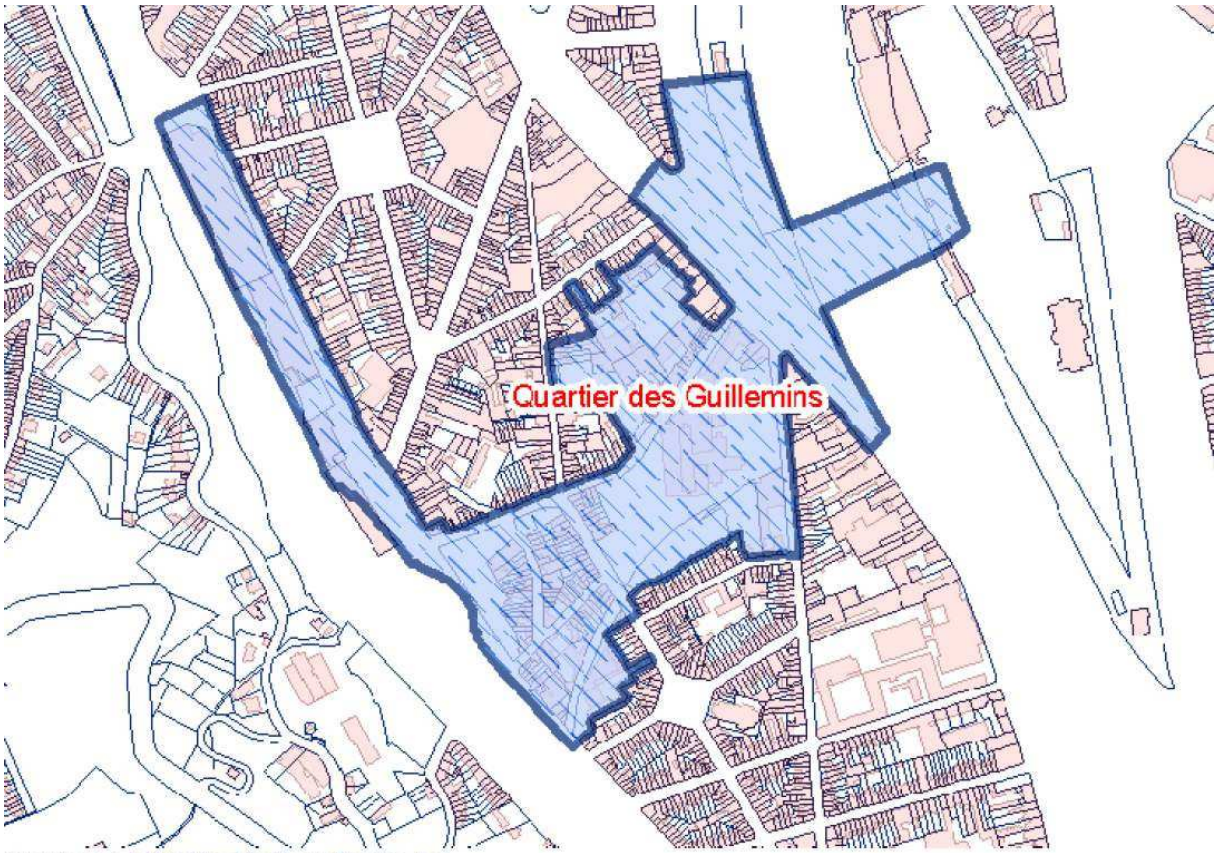
L'étude du projet se poursuit durant le premier semestre de 2012.

Les travaux sont programmés en 2013 et 2014.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

A. Implantation de la passerelle

Le PRU (périmètre de remembrement urbain) prévoit l'implantation de la passerelle dans une zone traversant la Meuse et aboutissant dans le parc de la Boverie en rive droite de la Meuse entre le palais des congrès et le bâtiment du cercle nautique (Figure 1).



Source : http://carto6.wallonie.be

Figure 1 : Limites PRU

La démolition programmée dans les prochaines années des immeubles implantés à l'extrémité de l'esplanade des Guillemins, principalement occupés par les agents du Ministère des Finances, ouvrira une fenêtre paysagère depuis la gare et l'esplanade vers le parc de la Boverie.

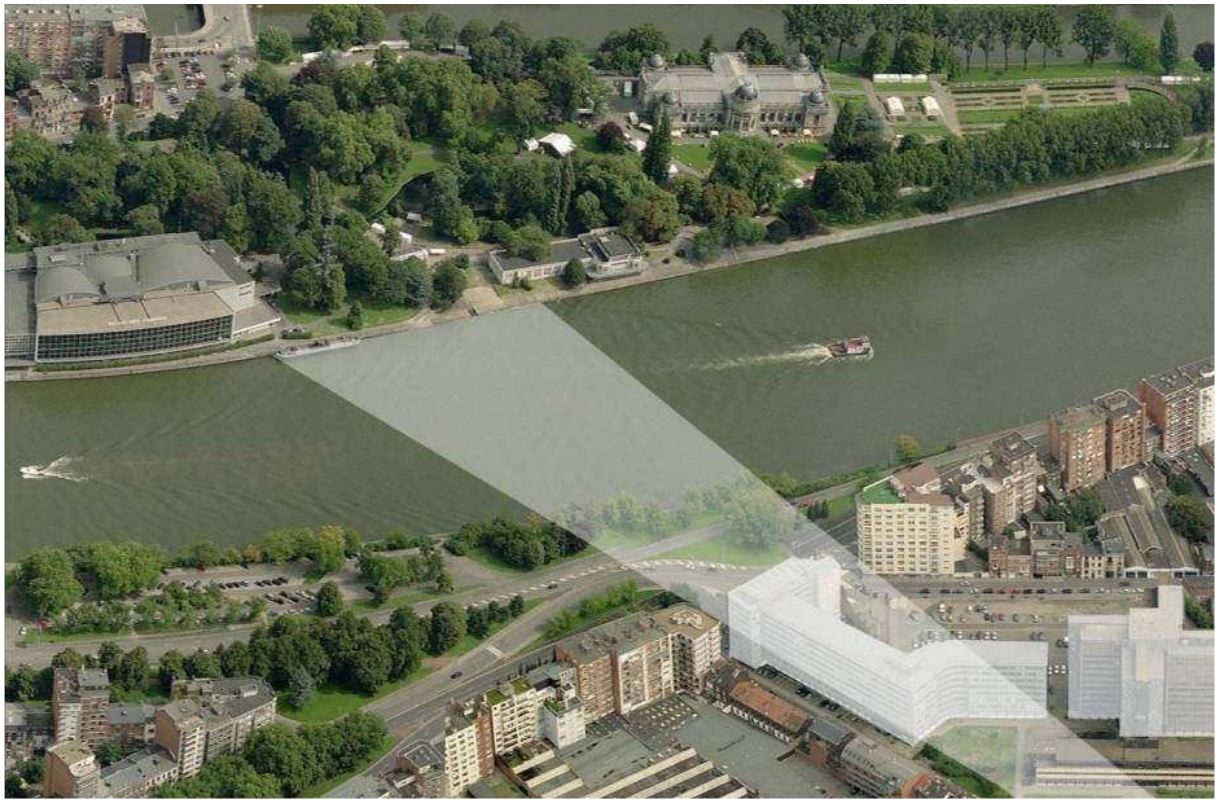


Figure 2 : Vue vers le parc depuis l'esplanade des Guillemins

Figure 3 : Fenêtre paysagère sur le parc de la Boverie

La passerelle borde latéralement la fenêtre paysagère au Sud afin d'assurer la perception du parc depuis l'esplanade et la gare.

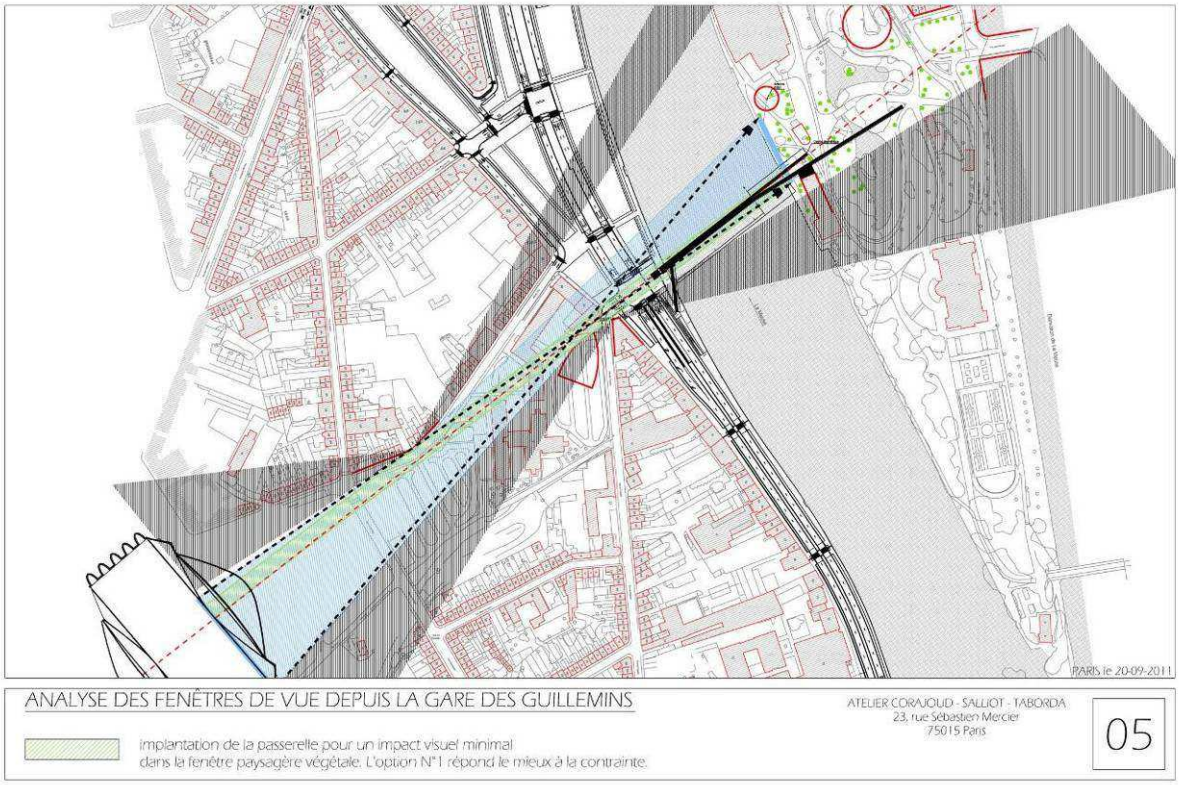


Figure 4 : Implantation de la passerelle

Figure 5 : Insertion dans la fenêtre paysagère

B. Dissymétrie

Le site présente une dissymétrie. Une rive urbaine fait face à une rive arborée (Figure 6). La rive gauche est constituée d'une façade bâtie en « rez- +9 » et la rive droite est un parc.

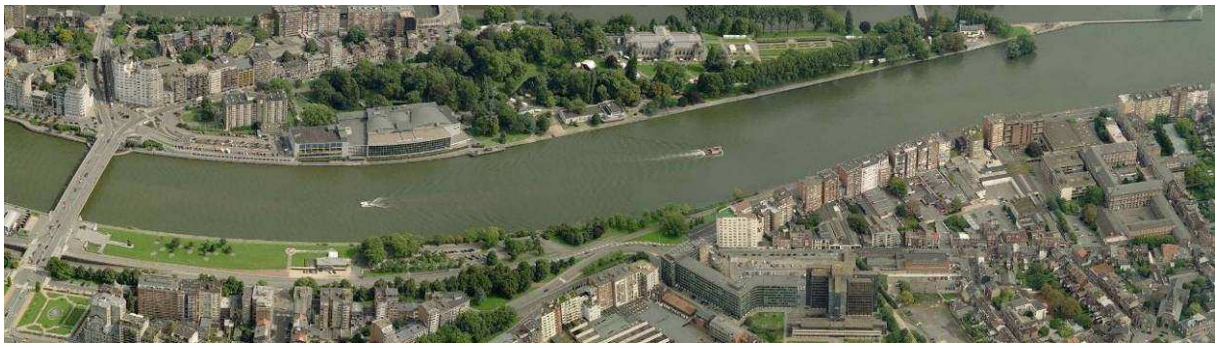


Figure 6 : Dissymétrie du site

La structure suspendue adoptée (figure 7) est volontairement dissymétrique. Le faible encombrement en rive droite limite l'incidence sur la perception de la tour cybernétique - œuvre de Nicolas Schöffer - monument classé.

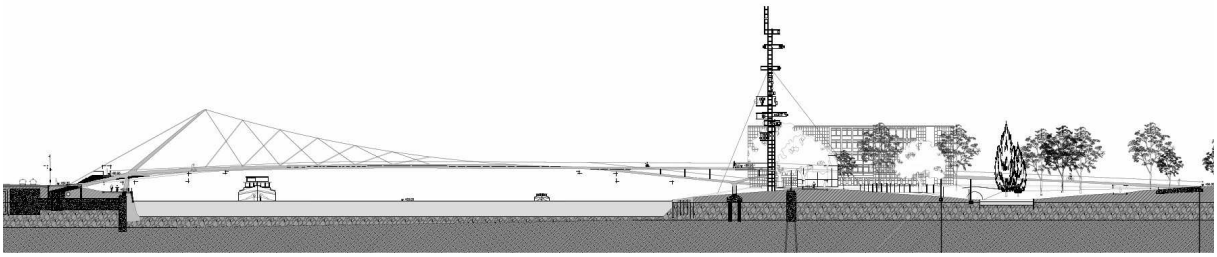


figure 7 : Elévation générale

C. Gabarit, accessibilité et cheminement

Le respect du gabarit fluvial constitue une contrainte essentielle du tracé.

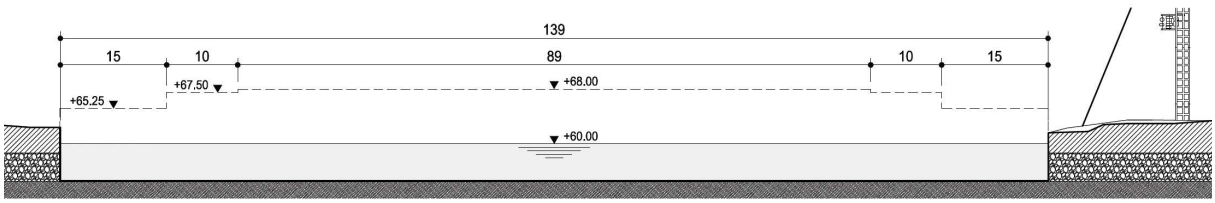


figure 8 : Gabarit fluvial

L'ouvrage doit être accessible aux piétons, aux cyclistes et aux personnes à mobilité réduite (PMR). Si l'accessibilité piétonne est aisément conçue, l'accessibilité des cyclistes et des PMR engendre la présence de rampes dont les pentes constituent des contraintes de conception importantes.

Le souhait de permettre aux cyclistes de franchir la passerelle sans mettre le pied à terre et de garantir l'accessibilité des PMR sans recours à des moyens mécaniques - ces derniers ne permettent en effet pas de garantir la disponibilité permanente des accès - rend nécessaire le développement de rampes longues. La pente de ces rampes ne peut dépasser 4.35 %.

Le respect de ces contraintes conditionne la forme du tablier.

Les possibilités de cheminements des différentes catégories d'utilisateurs sont décrites à la Figure 9. Dans la travée centrale, les différents utilisateurs cohabitent. Aux accroches sur les rives, les flux sont potentiellement partiellement dissociés.

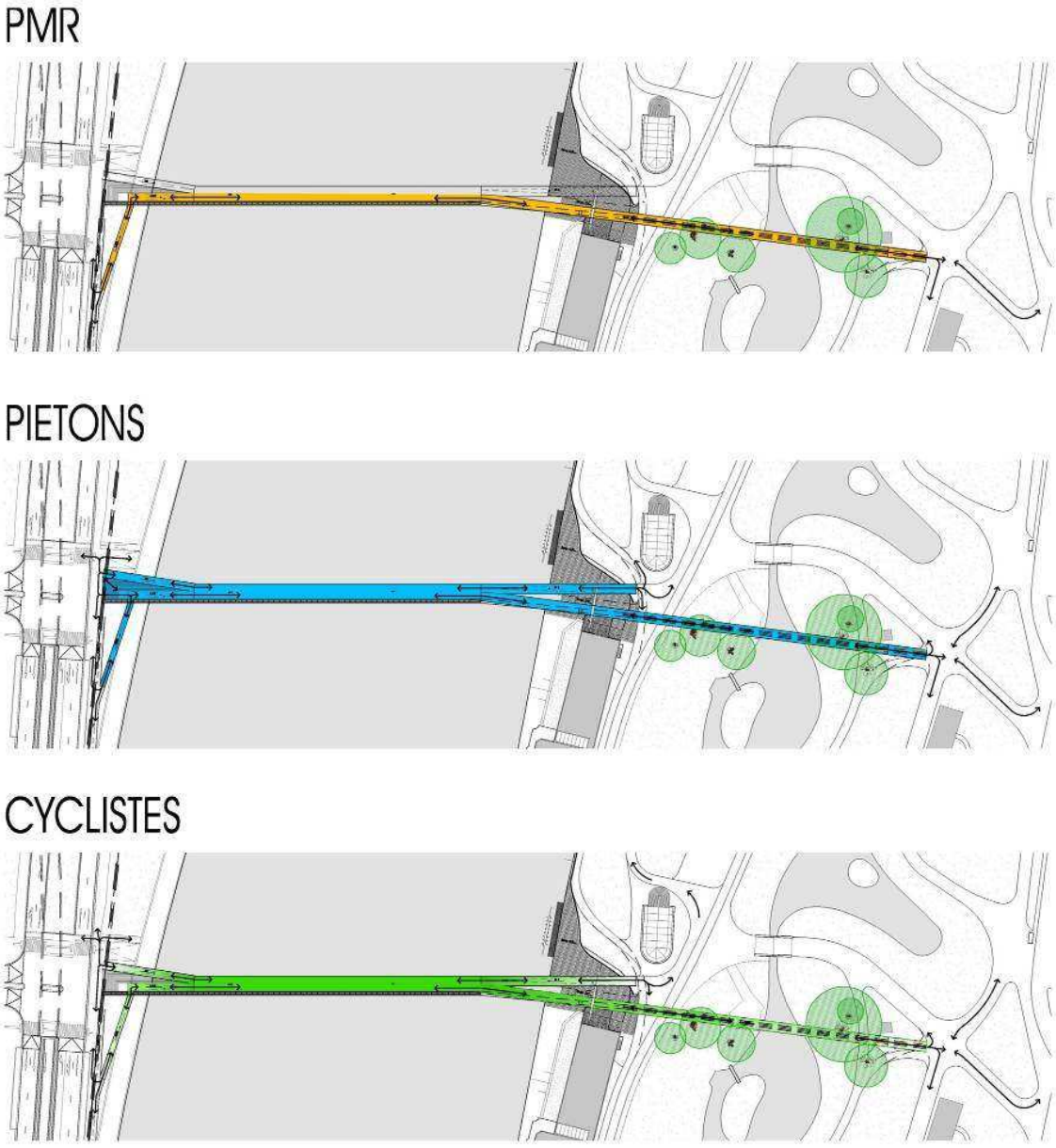
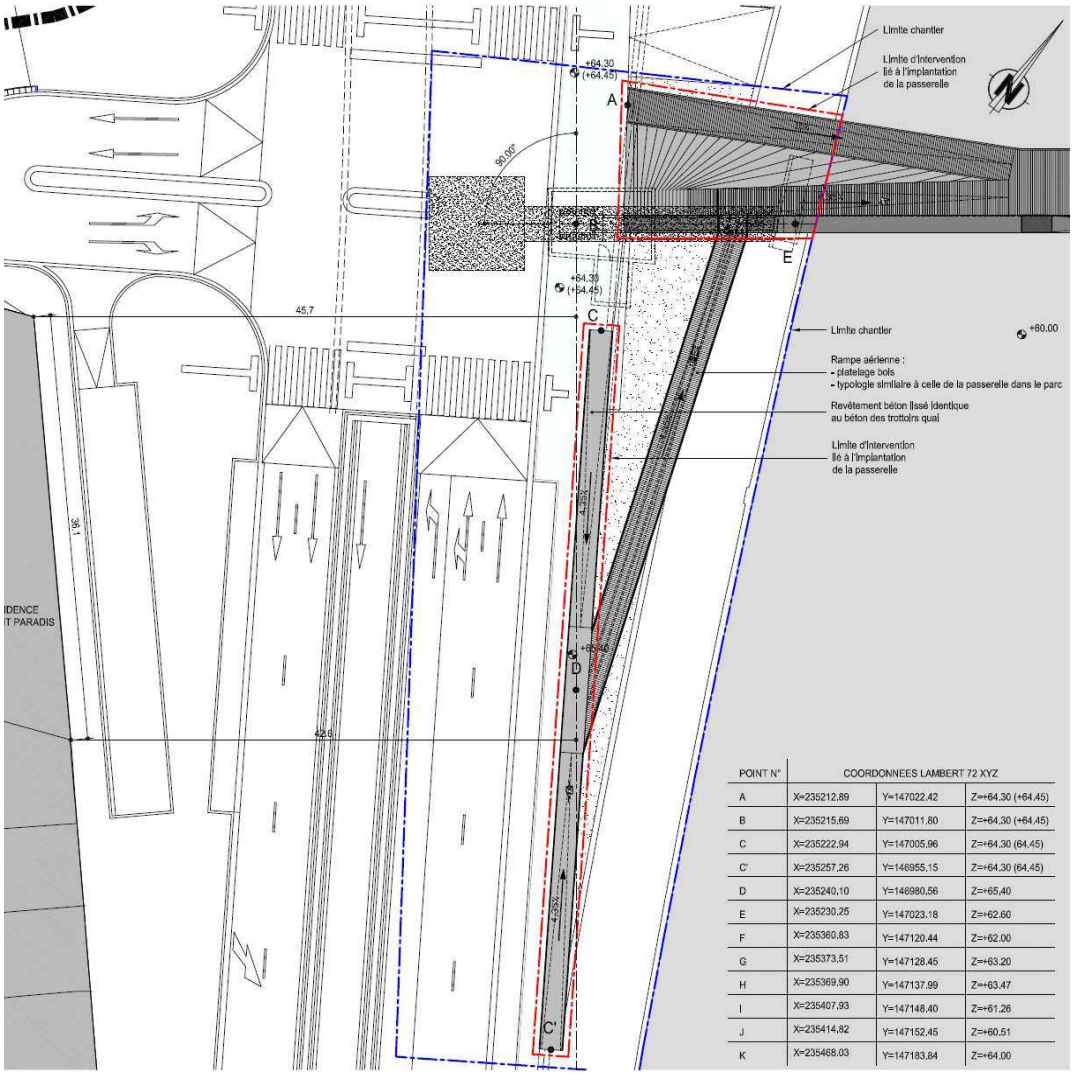


Figure 9 : Orientation des flux

D. Accroche en rive gauche



POINT N°	COORDONNEES LAMBERT 72 XYZ		
A	X=235212,89	Y=147022,42	Z=+64.30 (+64.45)
B	X=235215,69	Y=147011,80	Z=+64.30 (+64.45)
C	X=235222,94	Y=147005,96	Z=+64.30 (64.45)
C'	X=235257,26	Y=146955,15	Z=+64.30 (64.45)
D	X=235240,10	Y=146980,56	Z=+65,40
E	X=235230,25	Y=147023.18	Z=+62.60
F	X=235360,83	Y=147120.44	Z=+62.00
G	X=235373,51	Y=147128.45	Z=+63.20
H	X=235369,90	Y=147137.99	Z=+63.47
I	X=235407,93	Y=147148,40	Z=+61.26
J	X=235414,82	Y=147152,45	Z=+60.51
K	X=235468.03	Y=147183,84	Z=+64.00

Figure 10 : Détail des rampes et escalier développés en rive gauche

Un large escalier à claire-voie invite les piétons à franchir le fleuve. Les PMR et les cyclistes sont susceptibles d'emprunter une rampe possédant une pente de maximum 4.35 % développée vers le Sud. La position de cette rampe est justifiée par la volonté d'éviter de fermer une partie de la fenêtre paysagère ouverte vers le parc. Cette rampe se subdivise en deux parties pour rejoindre le boulevard : l'une menant au quai de Rome en direction du pont de Fragnée, l'autre menant au passage pour piétons en direction de la gare.

Les altitudes des rampes, parallèles au fleuve, ne dépassent pas le niveau du premier étage habité des immeubles bordant le quai de Rome. La vue des habitants sur le fleuve reste libre (Figure 11).

Figure 11 : Emprise rive gauche

Le projet d'aménagement des quais, mené par la Direction des Routes de Liège, vise notamment à permettre un accès direct des habitants de la cité aux berges du fleuve. Tous les carrefours et les accotements sont étudiés pour assurer un traitement équitable des usagers faibles et des automobilistes et pour favoriser le recours aux modes de transports doux. L'atterrissage de la passerelle directement sur la berge est conforme à ce mode de développement. La création d'un prolongement de la passerelle, surplombant le boulevard en vue de joindre l'esplanade des Guillemins, envisagée initialement, eut été surabondante par rapport aux besoins et s'opposerait au dessein recherché par l'aménagement des voiries.

La passerelle atterrissant sur la berge limite la dépendance de la construction de cet ouvrage à la réalisation des autres projets : aménagement des quais, aménagement de l'esplanade, passage du tram, construction de la tour des finances.

Le pylône culmine à environ 20 m au-dessus du niveau du boulevard.

Dans le but d'augmenter la fluidité de la traversée pour les cyclistes en rive gauche, une rampe courte possédant une pente de 10 % permet de limiter la longueur du cheminement cycliste et par conséquent d'accélérer la traversée (Figure 12). La rampe en pente douce, située en amont de l'ouvrage, est également accessible aux cyclistes.

Le platelage de la passerelle étant complètement situé à l'aval des suspentes et du pylône, la vue vers l'esplanade des Guillemins est totalement libérée (Figure 12).

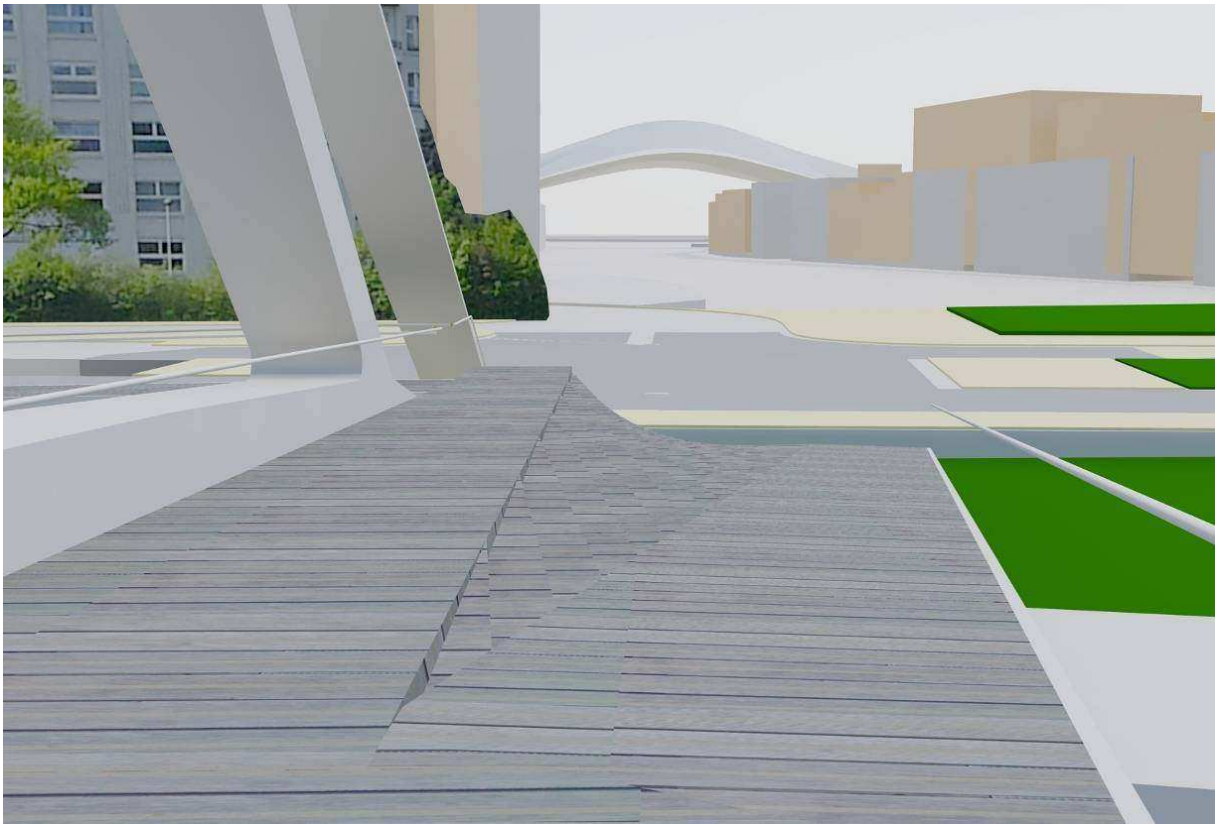


Figure 12 : Principe de subdivision des rampes en rive gauche

E. Accroche en rive droite

En rive droite, une rampe à 10 % permet aux cyclistes de joindre rapidement le RAVeL et la rampe à 4.35 % mène les usagers à travers le parc (Figure 13). Elle le traverse suivant un axe proche de celui de la passerelle surplombant la Meuse. L'ouvrage crée une promenade surplombant le parc et l'étang. De nouvelles perspectives sur le site sont ainsi ouvertes.

Figure 13 : Vue en plan rive droite

L'intervention minimise le nombre d'appuis au sol. L'ouvrage n'interfère directement avec aucun élément construit du parc.

Avec la volonté de respecter le schéma directeur du parc approuvé par le Collège communal en janvier 2012, la Ville de Liège a requis la démolition du poulailler et de la faisanderie et certains aménagements annexes d'assainissement ou de déviations locales des chemins.

Figure 14 : Intégration dans le parc

LES ACIERS AUTOPATINABLES

BOURGEOIS SYLVAIN
Ingénieur civil des Constructions
DGO1-64 – Direction des Structures métalliques
Rue Côte d'Or, 253 – 4000 LIEGE
Tél. : 04/231.63.91
Fax : 04/231.64.64
Email : sylvain.bourgeois@spw.wallonie.be

Résumé

Historique

Dans les années 1930, des brevets sur des aciers faiblement alliés à haute résistance furent déposés par des chercheurs de Pittsburgh. Par la suite, US Steel (maintenant ArcelorMittal) acheta ces brevets, en développa une gamme d'aciers et lui donna le nom de CorTen (Cor pour « corrosion » et Ten pour « tensile strength »). Dès l'expiration des brevets sur les aciers Corten, d'autres producteurs développèrent des aciers semblables auxquels fut donné le nom générique « aciers autopatinables ». Le premier bâtiment emblématique en acier autopatinable fut construit en 1963 par Eero Saarinen pour John Deer à Moline (Illinois, USA).

Figure 15 : Siège de John Deer à Moline (Illinois, USA)

Définition

Les aciers autopatinables sont des aciers à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique. La norme EN 10025-5 décrit leur utilisation dans le domaine de la construction et donne leur définition : « un acier autopatinable est un acier auquel un certain nombre d'éléments d'alliages, tels que P, Cu, Cr, Ni, Mo, ont été ajoutés afin d'en accroître la résistance à la corrosion atmosphérique par la formation d'une couche auto-protectrice d'oxyde sur le métal de base sous l'influence des conditions atmosphériques ». Cette couche auto-protectrice, appelée communément patine, se forme suite à l'exposition de l'acier en alternance à des atmosphères humides et à des atmosphères sèches. La patine est une couche résistante et relativement imperméable et constitue dès lors un frein à la corrosion. Au fil du temps, la patine s'usera cependant petit à petit. Le principal avantage de ces aciers est qu'ils ne requièrent pas l'application d'une couche de protection anticorrosion.

Conception et dimensionnement

Lors de la conception et du dimensionnement d'une structure en acier autopatinable, il y a lieu de faire attention aux points suivants :

- l'utilisation d'acier autopatinable non protégé est vivement déconseillée dans les zones côtières, dans les zones urbaines et industrielles très polluées et dans les sites présentant localement ces conditions (par exemple une chaussée soumise à un traitement hivernal par le sel) ;
- les aciers autopatinables ne sont disponibles que dans certaines gammes :

Désignation	**Produits plats**		**Produits longs**		
			Profilés	Barres	Fils machine
	Epaisseur nominale (mm)		Epaisseur ou diamètre nominal (mm)		
	≤ 12	≤ 150	≤ 40	≤ 150	≤ 60
S235JOW S235J2W		x	x	x	x
S355JOWP S355J2WP	x		x		
S355JOW S355J2W S355K2W		x	x	x	x

Tableau 1 : Gamme des aciers autopatinables

Pour les grands ouvrages, l'épaisseur maximale des profilés disponibles conduit au recours à des profilés reconstitués soudés (PRS) ;

- l'usure progressive de la patine impose de considérer une surépaisseur d'acier de 1 à 2 mm par face exposée ;
- la durabilité d'une structure en acier autopatinable est améliorée si elle fait l'objet d'une bonne ventilation et si les stagnations d'eau, la condensation permanente et l'effet des chlorures sont évités.

Pour les ponts, les dispositions constructives suivantes sont recommandées :

- araser les soudures transversales pour favoriser l'écoulement sur les surfaces où de l'eau est amenée à ruisseler (voir Figure 16);
- employer des raidisseurs extérieurs en forme d'auget au niveau des appuis (voir Figure 17) ;
- prévoir un cordon de soudure déviateur à l'approche des appuis au niveau de la semelle inférieure des poutres (voir Figure 18) ;
- souder la tôle inférieure des caissons de pont sur les faces internes des tôles latérales (voir Figure 19);
- disposer sous le joint de dilatation un chéneau d'évacuation de l'eau pour éviter qu'elle ne percole sur les abouts de poutre (voir Figure 20) ;
- laisser libre la circulation de l'air autour des abouts de poutre, par exemple en supprimant les murs caches ;
- prévoir un tirant d'air minimum de 3 m pour un ouvrage franchissant un plan d'eau ;
- prévoir un tirant d'air minimum de 7,5 m pour un ouvrage franchissant une chaussée soumise au sel de déverglaçage (voir Figure 21);
- prévoir des sur-largeurs de dalle de 40 cm pour un ouvrage portant une chaussée soumise au sel de déverglaçage.

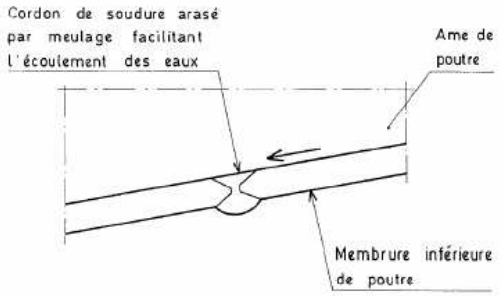


Figure 16 : Cordon de soudure arasé

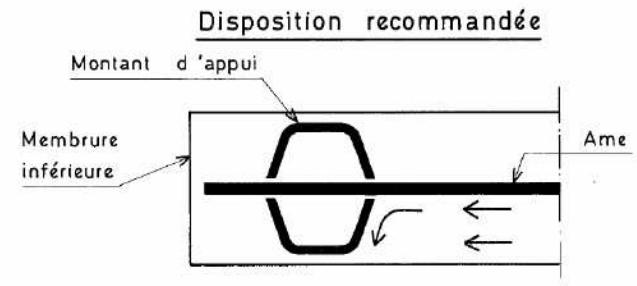


Figure 17 : Disposition des montants d'appui

Figure 18 : Cordon déviateur

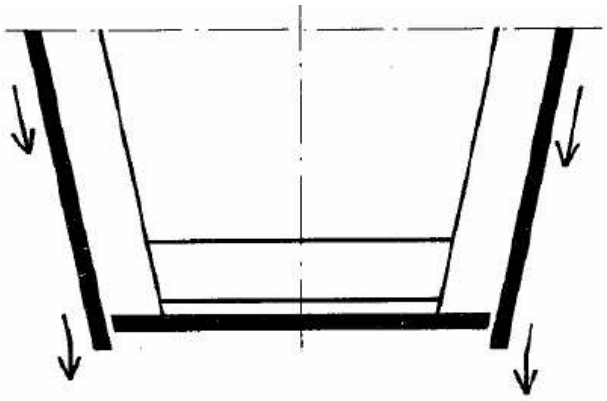


Figure 19 : Saine configuration d'un caisson de pont

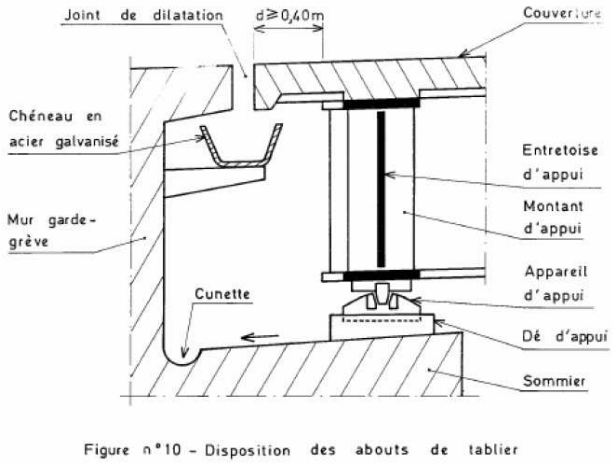


Figure n°10 – Disposition des abouts de tablier

Figure 20 : Chéneau sous joint de dilatation

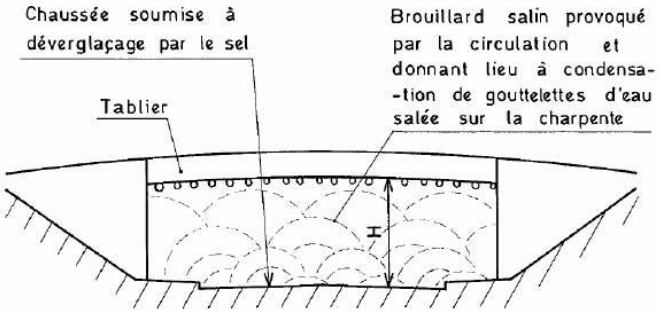


Figure 21 : Problème occasionné à un ouvrage surplombant une chaussée soumise à déverglaçage lorsque le tirant d'air est inférieur à 7,5 m

Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un acier autopatinable est semblable à celle d'un acier classique. Il y a cependant lieu que :
- le soudage des tôles soit réalisé, au moins pour les passes en contact avec l'environnement extérieur, avec un matériau d'apport capable de former la patine protectrice ;
- la manutention soit faite avec soin pour que la surface de la structure ne garde pas en mémoire sa mise en œuvre ;
- un avivage soit réalisé en fin de travaux d'assemblage pour éliminer la calamine, atténuer les effets des traces de manutention et d'assemblage et homogénéiser les surfaces en vue d'un développement uniforme de la calamine.

Intérêt économique

L'emploi d'un acier autopatinable non protégé par rapport à un acier classique protégé va induire :
- un surcoût d'environ 10 % lors de l'achat de l'acier ;
- une consommation d'acier plus importante due à la surépaisseur requise ;
- une économie liée à l'absence de mise en peinture ;
- des économies à long terme liées à l'absence de renouvellement de la protection anticorrosion.

La combinaison des trois premiers paramètres donne un coût initial un peu plus élevé pour la solution « acier autopatinable ». La prise en compte du quatrième paramètre donne cependant un net avantage financier à la solution « acier autopatinable » par rapport à la solution « acier classique » (l'étude d'un cas précis en France a montré que la période de retour sur investissement était de l'ordre d'une remise en peinture).

Intérêt esthétique

L'acier autopatinable est fort apprécié des architectes pour son aspect et sa teinte évoluant avec le temps. Cependant, par manque d'information, les structures en acier autopatinable peuvent être mal vues du grand public pensant être confronté à des structures de mauvaise qualité.

Figure 22 : Evolution de la teinte d'un acier autopatinable

Intérêt environnemental

L'impact environnemental d'un ouvrage peut être étudié par une analyse de cycle de vie (ACV). Cette ACV va étudier l'impact de l'ouvrage du berceau à la tombe, soit : la production des matériaux, les transports, la mise en œuvre, la vie œuvre et la fin de vie. Un projet européen mené par divers intervenants analyse actuellement le cycle de vie de ponts mixtes acier-béton dans un contexte autoroutier. Un modèle de pont a été choisi pour mener les études. Il ressort des premiers résultats que la mise en peinture initiale a un impact faible sur les critères environnementaux choisis mais que les opérations d'entretien de la protection anticorrosion, qui induisent des perturbations importantes du trafic, ont un impact important sur ces critères.
L'emploi d'acier autopatinable, entraînant une absence de renouvellement de la peinture anticorrosion, pourrait améliorer l'impact environnemental de l'ouvrage considéré.
Les résultats partiels de cette étude, basés sur un pont fictif et analysant parfois des paramètres difficilement quantifiables, sont à prendre avec circonspection.

Structures en Wallonie

En région wallonne, le succès des aciers autopatinables est patent pour les statues de giratoires. Au sein du SPW, il semblerait qu'une seule structure soit réalisée en acier autopatinable : il s'agit de la passerelle piétonne de Pironchamps sur la N568 à Farciennes. Cette passerelle, conçue par Greisch et construite en 2005, est toujours en bon état. Des détails constructifs ont été réalisés pour éviter que l'acier autopatinable ne soit en contact avec le sol : elle repose à ses extrémités sur des plats en inox enterrés (voir Figure 26) et à mi-portée sur des profilés dont la base est peinte (voir Figure 24).

Figure 23 : Passerelle de Pironchamps, vue latérale

Figure 24 : Pied d'un profilé d'appui peint

Figure 25 : Passerelle de Pironchamps, vue d'une culée

Figure 26 : Plat en inox supportant une culée