

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Ouvrages marquants

- Le pont de Merle en Corrèze *page 3*
J.L. MICHOTÉY

Techniques particulières

- Hydrodémolition des revêtements de chaussée sur platelage métallique *page 9*
P. MÉHUE

Réglementation, calculs

- Réglementation de la précontrainte *page 12*
B. LECINQ, R. CHAUSSIN

Equipements et entretien

- Traitement d'un joint longitudinal entre deux structures accolées *page 15*
M. FRAGNET, Y. MEURIC

Qualité, gestion, organisation

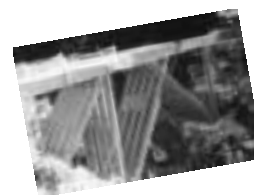
- Impact d'une politique de gestion sur l'état d'un patrimoine d'ouvrages en béton armé *page 18*
N. ODENT, J. BERTHELLEMY, G. DELFOSSE
- Protection anticorrosion des structures métalliques *page 29*
- Le décapage à l'eau sous très haute pression *page 29*
P. MEUNIER

Informations brèves

- Courrier des lecteurs *page 32*
- La Documentation des Techniques Routières Françaises *page 33*
- Un guide pour l'exercice de la maîtrise d'œuvre en phase travaux *page 34*
- Stages ENPC *page 35*

Le kiosque du Setra

- Les dernières publications Ouvrages d'Art *page 36*



Le pont de Merle en Corrèze

Un site...

La Maronne traverse la Xaintrie (Corrèze) par une vallée étroite, dissymétrique et aux versants abrupts où se mêlent rochers affleurants et végétation sauvage.

Le voyageur empruntant la route départementale 13, qu'il vienne de Saint-Geniez-ô-Merle ou de Saint-Bonnet-les-Tours, découvre le pont en quittant le panorama des fameuses Tours de Merle.

Cette citadelle féodale, classée monument historique, fut construite au début du XIII^e siècle et servait de poste frontière entre le Duché d'Aquitaine et le Comté d'Auvergne. Les châteaux de sept puissants seigneurs se dressaient dans une proximité inhabituelle sur le rocher de Cofolenc, promontoire de deux cents mètres de longueur et quarante mètres de largeur, au-dessus d'un village qui comprenait vingt cinq maisons et deux chapelles. Les tours et les logis, aujourd'hui en grande partie ruinés et envahis par la végétation, dressent un décor de forteresse romantique que ranime, en été, un spectacle "son et lumière". La découverte du pont est d'abord frontale puisque la route longe la vallée sur les deux ver-



sants avant de la traverser. De même que les Tours, le pont émerge d'un paysage préservé et constitue l'unique intervention de l'homme dans cette vallée isolée.

L'ancien pont suspendu, construit à l'origine en 1852 et transformé en 1927 puis 1962, avait, malgré un état général satisfaisant, une portance limitée à 12 tonnes et ne permettait pas le passage des autocars à cause d'une trop faible ouverture des portiques et du tracé coudé de la route aux abouts de l'ouvrage.

Une première expertise menée en février 1996 avait étudié l'aménagement du pont suspendu pour le rendre praticable par des autocars de tourisme (17 tonnes) et comparé le coût de ce renforcement à celui d'une reconstruction complète.

Le Conseil Général de la Corrèze, maître d'ouvrage, a finalement décidé de remplacer le vieux pont à câbles par un ouvrage neuf à deux voies de circulation sans restriction de charges. Il en a confié la conception à Hervé DAVID, architecte à Tulle et à SOGELERG INGENIERIE¹, bureau d'études.

Une idée...

Dès la première visite, Hervé DAVID a été séduit par la qualité naturelle du site, très boisé et par l'ambiance médiévale générée par les Tours. Il émit l'idée d'un pont en bois.

Ci-dessus :
Vue générale.

A gauche :
Les Tours de Merle
(en haut) et l'ancien pont
suspendu (en bas).

1. SOGELERG INGENIERIE a fusionné avec SODETEG et SRTI SYSTEM le 1^{er} juillet 1999. Le regroupement de ces trois sociétés a pris le nom de SODETEG.



L'idée parut surprenante mais s'inscrivait dans un contexte favorable : la Direction des Routes avait organisé en juin 1996 une journée d'études pour développer "l'utilisation du bois dans le Génie Civil", SOGELERG venait d'étudier une variante en bois pour un passage à faune sur la déviation d'Urcel dans l'Aisne et la société des Autoroutes du Sud de la France lançait une consultation pour la réalisation de ponts autoroutiers en bois sur l'autoroute A89.

L'étude préliminaire s'attachait donc à démontrer qu'une solution bois était réaliste, sûre et économiquement viable. Elle prit pour exemple le pont en arc de Saint-Georgen en Autriche dont les dimensions s'adaptaient parfaitement à la brèche et développa des variantes plus traditionnelles en béton et en acier.

Hervé DAVID dessina une structure originale délaissant les caractéristiques esthétiques habituelles des ouvrages d'art pour conserver le caractère sauvage au site et maintenir l'effet de surprise des découvertes successives des Tours et du pont.

Aucune référence technologique aux structures en arc, suspendues ou haubanées n'a été souhaitée de façon à ne pas "dater" le nouveau pont, à l'extraire d'une typologie du XIX^e ou du XX^e siècle, et à le soulager d'une image de "modernité" trop liée à la vitesse et à la ligne droite, incongrue dans ce paysage de lacets peu modifié depuis le Moyen Âge.

A la verticalité des Tours construites en pierres, il opposa l'horizontalité du pont construit en bois, retrouvant dans la logique du site, la hiérarchie architecturale et signifiante entre le Lieu (les Tours) et le Parcours (le pont).

Six béquilles dissymétriques, en accord avec les pentes de la vallée, soutiennent le tablier, lui conférant une stabilité dynamique et légère dans

laquelle les appuis inclinés, comme des lances de fantassins, sont autant de troncs particuliers en symbiose avec le paysage, permettant de retrouver, depuis les Tours, une cohérence dans l'atmosphère du site à la fois majestueux et inquiétant...

Ainsi, la structure bois proposée pour le Pont de Merle a pour ambition d'orienter la technologie des ponts en bois vers une philosophie de "charpentier" travaillant le bois pour ses qualités propres en éléments rectilignes légers assemblés, et non vers une transformation coûteuse du matériau permettant d'obtenir des poutres de grande portée, véritables exploits techniques, mais sans grande spécificité conceptuelle en regard des ouvrages similaires en béton ou en métal.

L'estimation du coût de l'ouvrage (y compris la démolition du pont suspendu) s'élevait à 7,6 MF H.T., contre 6,8 MF H.T. pour un ouvrage de type bipoutre mixte acier-béton.

Une technologie spécifique...

A l'inverse du béton et de l'acier, le bois n'est pas un matériau fabriqué par un mélange savant de différents composants. L'élément de base est l'arbre, ressource naturelle à l'état brut dont les diversités qualitative et dimensionnelle imposent d'opérer des choix en fonction de l'utilisation finale.

Le premier objectif du concepteur consiste à conférer à la structure une bonne durabilité en protégeant le bois contre les agressions de l'environnement, en particulier contre les attaques de l'eau, des champignons et des insectes.

La détérioration biologique nécessite que soient réunies quatre conditions fondamentales : humidité, oxygène, température favorable et présence de substances nutritives. Si l'un des quatre éléments peut être éliminé, il n'y aura pas de détérioration.

La présence d'oxygène et d'eau est inévitable et la température reste rarement inférieure à 10 °C, température en dessous de laquelle les principaux agents biologiques deviennent inactifs. Il convient donc de se préoccuper des substances nutritives soit en enlevant l'aubier et donc utiliser des bois de cœur, soit procéder à un traitement en imprégnant profondément dans le bois des produits chimiques, toxiques et tenaces.

Nous avons choisi le Douglas (ou pin d'Orégon) pour ses bonnes caractéristiques mécaniques et sa

bonne durabilité naturelle; en effet, le cœur de Douglas purgé d'aubier se passe de traitements fongicides. De plus, c'est une essence locale et bon nombre de pins arrive à maturité (70 ans), lui conférant la résistance requise de classe C30.

Pour réaliser la structure, l'utilisation de bois massif ne permet pas d'obtenir des composants de dimensions suffisantes. Nous avons donc recours à la technique du lamellé-collé qui consiste à reconstituer une poutre à partir d'éléments de section réduite. Ceux-ci sont aboutés puis collés entre eux en conservant le sens des fibres, ce qui permet l'obtention de poutres adaptées aux nécessités du projet.

Le processus de fabrication, passant nécessairement par une phase de triage et de tronçonnage des sciages initiaux, permet l'élimination de défauts naturels. La reconstitution par collage améliore les caractéristiques mécaniques par une distribution aléatoire des défauts résiduels à l'intérieur du produit fini. Toutefois, il doit respecter certaines règles de lamellation qui limitent la largeur, l'épaisseur et la section des lamelles.

Le collage a aussi ses exigences : une essence de bois compatible, une colle (résorcine-formol) adaptée aux conditions d'exploitation hygrothermique de la structure et une mise en œuvre maîtrisée réservée à une fabrication en atelier.

La dimension des poutres est ainsi limitée par les possibilités de manutention dans l'atelier mais aussi et surtout par les contraintes de transport jusqu'au site. Une autre technique d'assemblage devient alors nécessaire sur le chantier.

La méthode d'assemblage la plus répandue pour les charpentes lourdes est d'interposer des goussets métalliques en tôle épaisse, fixés par boulonnage et brochage. Leur dessin résulte des efforts à transmettre et des écartements minimaux à respecter entre chaque organe d'assemblage, parallèlement et perpendiculairement à la fibre du bois.

Le montage de la structure devient alors un jeu de mécano dont la rapidité de réalisation dépend de la précision de la fabrication en atelier et nécessite un montage à blanc.

Exposé à l'extérieur, le bois est soumis à l'agression du soleil, de la pluie, de l'humidité et du froid et commence par perdre sa couleur d'origine puis progressivement se teinte en gris. Ce grisaillement s'accompagne d'une érosion très lente des couches superficielles, sans toutefois altérer les qualités mécaniques et physiques du bois.



Assemblage des éléments principaux.

Le platelage, constitué d'une dalle en béton armé, permet de couvrir la charpente et de la protéger des intempéries. Il déborde largement des poutres de rive. Il aurait pu être en bois, mais on craignait des défauts d'adhérence du revêtement et une usure prématurée.

La finition par lasure a deux objectifs essentiels : protéger le bois du rayonnement solaire et ralentir les variations dimensionnelles en réduisant les échanges hygrothermiques entre le bois et l'atmosphère. Une lasure opaque a été préférée pour obtenir durabilité d'au moins cinq ans, sachant que l'entretien ne nécessite qu'un broyage ou un léger ponçage.

Enfin la protection est complétée par le recouvrement en zinc des abouts de poutre et de certaines zones susceptibles de retenir les eaux de ruissellement.



Le pont...

Le franchissement de la rivière s'effectue à une trentaine de mètres de hauteur à l'emplacement même du vieux pont suspendu, par un ouvrage de 57,70 m de longueur. (cf. figures 1 et 2)

Figure 1 :
Couple transversale
du tablier.

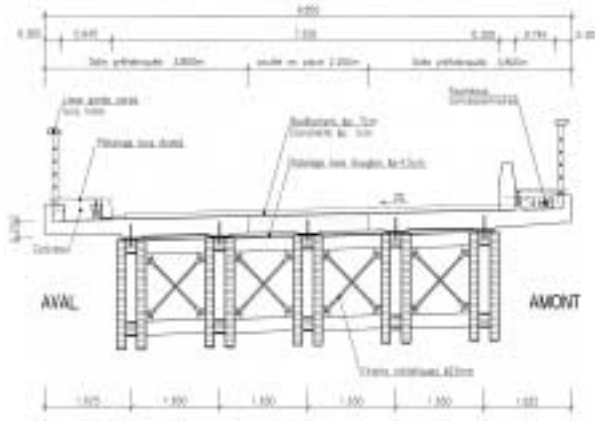
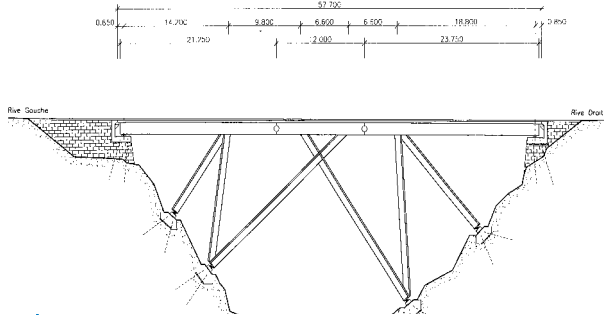


Figure 2 : Élévation
de l'ouvrage.



A droite : Les cinq
poutres caisson.

Le profil en travers sur ouvrage se compose d'une chaussée de 7,25 m de largeur bordée par deux trottoirs. Sa largeur utile est de 9,24 m.

Le nouvel ouvrage est constitué d'une structure multibéquille en bois couverte d'une dalle en béton armé.

Les culées existantes en maçonnerie sont conservées et restaurées par l'aménagement d'un chevetre et d'une dalle de répartition en béton armé.

Toutes les béquilles d'appui, en bois, ont une section en forme de "T" (cf. figure 3), d'une longueur allant de 12,00 m à 25,00 m. Elles sont articulées à leur base et reposent sur des socles en béton armé disposés sur les versants de la brèche. Leurs fondations superficielles sont renforcées par des barres d'ancrage scellées dans le rocher.



Articulations à la base
des béquilles.

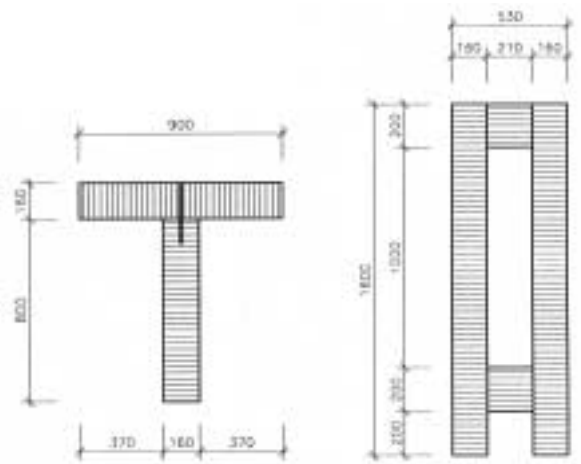


Figure 3.a :
Section des béquilles.

Figure 3.b :
Section des poutres caissons.

Le tablier est constitué de cinq poutres caisson identiques (cf. figure 3), disposées parallèlement avec un entre axe de 1,65 m. Pour permettre leur transport sur le site, les poutres sont découpées en trois tronçons assemblés par des articulations placées dans les zones peu sollicitées en flexion. Chacune d'entre elles est portée par un jeu de six béquilles.



Les poutres sont reliées par des entretoises triangulées, composées de deux membrures en bois, en alignement avec les membrures des poutres caissons, et de deux tirants métalliques disposés en croix de Saint-André. Leur espacement, variable de 6,27 à 9,80 m, est dicté par les points de jonction des béquilles.

Tous les assemblages des éléments principaux sont exécutés par des goussets en acier galvanisé à chaud et boulonnés, facilitant un montage rapide.

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé de 0,25 m d'épaisseur en appui sur les pou-

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé de 0,25 m d'épaisseur en appui sur les pou-

Coffrage de la dalle..



tres longitudinales. Transversalement, elle comprend des éléments latéraux préfabriqués de 3,80 m de largeur, et d'une zone centrale de 2,25 m, coulée en place. Les éléments sont liaisonnés longitudinalement par un clavage également coulé en place. Le coffrage, réalisé par un assemblage jointif de planches en Douglas, est laissé en place et même prolongé sous les dalles préfabriquées par souci d'homogénéité esthétique.

La dalle repose sur la charpente par l'intermédiaire de plaques d'appui en néoprène traversées par une tige scellée à la résine dans les poutres en bois. Elle est boulonnée sur cette tige la traverse par un trou de diamètre supérieur pour permettre la dilatation du béton armé. Ce dispositif constitue ainsi une connexion "souple" ne transmettant que très peu d'efforts rasants (cf. figure 4 : schéma de la connexion).

La dalle assure aussi le contreventement horizontal définitif de la structure.

La chaussée comporte une chape d'étanchéité en feuilles préfabriquées, surmontée d'une couche de roulement en grave bitume de 7 cm d'épaisseur.

Les eaux pluviales, de par la pente transversale du tablier, sont recueillies sous le trottoir aval, puis dirigées jusqu'à la culée rive droite en profitant de la pente longitudinale du tracé et enfin évacuées dans la Maronne par une descente d'eau.

Les trottoirs sont couverts de platelage en AZOBE et sont bordés par un garde corps métallique surmontée par une lisse en IROKO.

Des fourreaux sont intégrés dans le trottoir amont pour faire transiter d'éventuels réseaux concessionnaires.

Enfin, une zone comprenant parking, panneau d'informations et bancs de

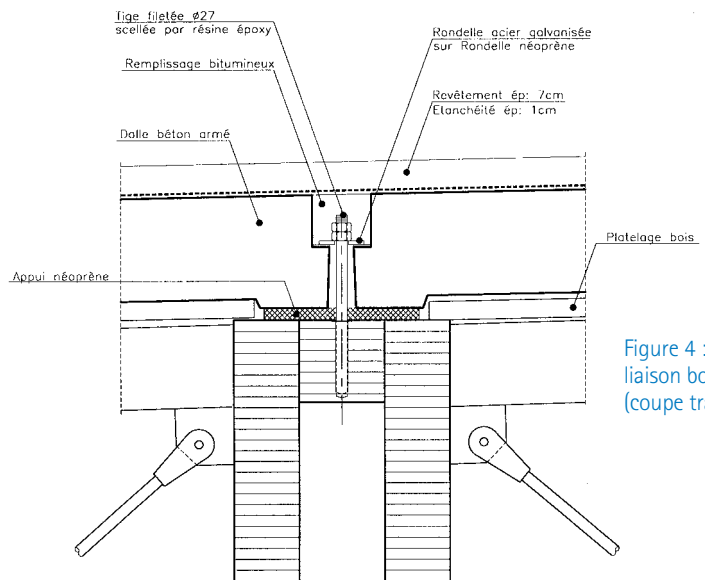


Figure 4 : Détail de liaison bois-béton (coupe transversale).

repos est aménagée aux abords et contribue, avec l'éclairage nocturne de la charpente, à la mise en valeur de l'ouvrage.

Un choix...

Ainsi la modernité n'est plus synonyme de vitesse ou d'exploit technique, elle réside aujourd'hui dans la pertinence d'une réponse qui réunit :

- l'efficacité de la fonction, par le choix d'un ouvrage sans superstructure émergente permettant la fluidité de la circulation
- l'intégration au site, par le design architectural d'une structure faisant écho aux Tours voisines et par sa dissymétrie et l'équilibre de ses lignes dans la brèche
- l'intégration au paysage par le choix d'un matériau dont la patine n'affectera pas la solidité mais dont la couleur se mariera aux nuances des rochers granitiques affleurants aux alentours et des maçonneries des Tours
- le savoir-faire d'une industrie locale, par le choix de bois de Douglas disponible dans la région
- le choix proposé d'un pont en bois inédit, à proximité des Tours de Merle, renforce l'image de dynamisme d'une région, respectueuse de son environnement et de son patrimoine tout en étant résolument tourné vers

l'avenir par le développement de ses richesses naturelles, de leurs techniques de transformation et de mise en œuvre.

Jean-Louis MICHOTÉY ■

Les bécilles en forme de T.

Jean-Louis MICHOTÉY
Ingénieur SODETEG
Tél : 01 56 30 61 86

Les intervenants

MAÎTRE D'OUVRAGE	Conseil Général de la Corrèze
MAÎTRE D'ŒUVRE	Services Techniques du Conseil Général de la Corrèze
CONCEPTEURS	Hervé DAVID, architecte Jean-Louis MICHOTÉY, ingénieur SOGELERG INGENIERIE Christian POUMEAU, ingénieur SOGELERG INGENIERIE
CONSEILS	Comité National pour le Développement du Bois (C.N.D.B.) Jean-Claude GUY
ENTREPRISE GÉNIE CIVIL	CROIZET-POURTY, mandataire
ENTREPRISE BOIS LAMELLÉ COLLÉ	C.M.B.P.
ETUDES D'EXÉCUTION	Génie civil : B.E.T. SIGMA, bureau d'étude Bois : C.M.B.P.
FOURNISSEURS BOIS	GARMIER, DUBOT, FEUILLADE Matériaux et quantités

Matériaux et quantités

■ MATÉRIAUX

Béton des appuis (B30)	180 m ³
Béton du tablier (B35)	156 m ³
Armatures des appuis	16 200 kg
Armatures du tablier	26 400 kg
Volume du bois net lamellé collé	330 m ³
Volume du bois brut (traité en scierie)	825 m ³
Surface d'étanchéité	625 m ²

■ MÉTHODE

Transport du bois lamellé sur le chantier	5 convois exceptionnels
Mise en place de la charpente	2 grues automotrices de 100 t de capacité
Préfabrication du tablier en usine	48 éléments de 2,50 m x 3,80 m x 0,25 m
Poids d'un élément préfabriqué	6 tonnes

■ PLANNING

Chantier	11 mois
Pose de la charpente	8 semaines
Mise en place dalle du tablier	5 semaines

Montant des travaux (H.T.)	7 740 kF
Prix généraux	800 kF
Démolitions	310 kF
Terrassements	120 kF
Appuis et fondations	890 kF
Tablier génie civil	970 kF
Charpente	4 010 kF
Equipements	640 kF

Hydrodémolition des revêtements de chaussée sur platelages métalliques

Introduction

La réfection d'un complexe étanchéité/roulement sur un pont à platelage métallique pose toujours le délicat problème de la démolition et de l'enlèvement du revêtement en place, dont l'élimination intégrale est nécessaire pour la bonne tenue du nouveau complexe et qui doivent être effectués sans porter atteinte à l'intégrité de la tôle de roulement qui constitue bien souvent la membrure supérieure à la fois du platelage et de l'ossature porteuse de l'ouvrage.

Considérations générales

Le profil réel de cette tôle de platelage étant mal connu en raison :

- de sa planéité toute relative, même si les tolérances fixées par le marché ont été respectées,
- de la présence de cordons de soudure de rabotage de ses différents tronçons, plus ou moins bien arasés lors de la construction et formant fréquemment saillie,
- des variations d'épaisseur du complexe en place, dues aussi bien à l'usure générale qu'aux déformations et dégradations ponctuelles,

le rabotage de ce complexe en toute épaisseur est formellement proscrit en raison des dommages, très difficilement réparables, qu'il pourrait infliger au support [1].

Jusqu'à présent la démolition a été effectuée en faisant essentiellement appel à :

- des outils à percussion, notamment à des marteaux pneumatiques spécialement équipés de lames en forme de bêche pour fragmenter et détacher le revêtement,
- des engins de terrassement munis de lames ou de dents enlevant le matériau par plaques,
- des procédés thermiques provoquant le ramollissement ou l'émiettement du produit, suivant le type de complexe et son degré de dégradation [2].

Mais ces méthodes, utilisées sur de nombreux ouvrages au cours des vingt dernières années, présentent respectivement l'inconvénient :

- de risquer de blesser la tôle de platelage,

- de produire la rupture à la jonction de la couche de roulement et de la couche d'étanchéité, cette dernière restant souvent très adhérente au support et devant être éliminée à l'aide d'autres moyens,
- de provoquer parfois des surchauffes locales susceptibles de brûler la peinture de la face inférieure du platelage, voire d'occasionner des déformations de ce dernier, ainsi que d'être dans l'ensemble de moins en moins compatibles avec les exigences touchant à l'hygiène du travail et à la protection des usagers et de l'environnement.

C'est en partie pour remédier à ces problèmes qu'a été développé, au cours des dernières années, le procédé de démolition d'eau sous pression, également appelé hydrodémolition.

Principe du procédé

Le principe de l'hydrodémolition consiste à envoyer sur la surface à traiter un jet d'eau sous haute pression qui, par la vitesse acquise à la sortie de la buse provoque la décohérence du matériau à éliminer et brise sa force d'adhésion au support.

Le complexe ainsi attaqué se désagrège rapidement jusqu'au support pour donner des fragments de petite dimension dont l'enlèvement s'effectue facilement par les moyens classiques, mettant à nu et livrant une tôle débarrassée de tout résidu de couche d'étanchéité et par conséquent prête à subir directement le décapage.

Exécution des travaux

La démolition est réalisée à l'aide de machines opérant à partir d'une unité de production d'eau



Figure 1

Figure 2



Figure 4

Figure 3



Figure 5



sous haute pression montée sur remorque, équipée de pompes et de moteurs capables de fournir une pression de sortie voisine de 150 MPa (figure 1).

Ces machines sont manœuvrées individuellement ou en batterie, en fonction des caractéristiques du matériau à éliminer, de son épaisseur et de sa configuration de surface (figure 2).

Chaque machine se compose essentiellement d'une cloche montée sur un chariot équipé d'un boîtier de commande et abritant une base pourvue de jets multiples (2 à 4 en général) fonctionnant sous des pressions variant de 90 à 140 MPa selon les modèles, pour des débits allant de 100 à 150 litres par minute ; ceci implique bien entendu la présence, à proximité du chantier, d'une bouche d'alimentation d'eau de capacité suffisante (figures 3 et 4).

La cloche n'étant pas étanche, il y a production d'émissions d'eau en suspension plus ou moins importantes suivant l'état du complexe à démolir, avec parfois le risque de projection de particules de revêtement si la surface traitée présente des irrégularités trop marquées (figure 5).

Pour des superficies étendues, et lorsque les caractéristiques de l'ouvrage s'y prêtent, les machines peuvent être montées sur un robot qui assure leur déplacement latéral et longitudinal



Figure 6

de façon automatique, rendant ainsi moins pénible le travail des opérateurs (figure 6).

Suivant les complexes et l'état dans lequel ils se trouvent, le rendement horaire varie de 30 à 60 m³.

Enfin compte tenu des dimensions et de la forme de la cloche, les becs projetant l'eau sous pression ne peuvent intervenir en lisière immédiate des éléments verticaux (bordures de trottoir, dispositifs de retenue ou de sécurité, joints de dilatation...), ce qui laisse subsister une bande de revêtement de 3 à 4 centimètres de largeur qui ne peut être éliminée qu'à l'aide des procédés mécaniques classiques (figure 7).



Figure 7

Avantages et inconvénients

L'hydrodémolition présente l'avantage :

- de ne provoquer aucun dommage au support métallique ni à la peinture sous-jacente,
- d'éliminer totalement la couche d'étanchéité dans les zones traitées ce qui facilite considérablement le décapage ultérieur de la tôle qui peut éventuellement être effectué en une passe,
- d'émettre suffisamment le matériau démolé pour que son enlèvement se fasse à l'aide de petits engins de balayage,

- de supprimer l'émission de poussières et de fumées plus ou moins toxiques,
- d'avoir des rendements très élevés permettant ainsi de simplifier les travaux et réduire les délais d'exécution.

Sont à signaler côté inconvénients :

- la nécessité d'avoir à proximité du chantier une bouche d'alimentation en eau propre de capacité suffisante,
- l'évacuation d'une quantité très importante d'eau polluée, chargée de produits chimiques et de résidus minéraux,
- l'émission d'eau en suspension,
- la subsistance de minces bandes de complexe intact dont l'élimination implique des moyens complémentaires qui peuvent dans certains sites constituer des contraintes rédhibitoires.

À noter également les nuisances sonores mais qui sont sensiblement du même niveau que celles produites dans les autres procédés.

Conclusion

L'hydrodémolition qui a déjà été utilisée pour l'élimination du complexe étanchéité roulement de plusieurs viaducs métalliques démontables et ponts mobiles, s'est révélée être un procédé particulièrement performant, notamment pour les complexes minces dont les irrégularités de surface ne sont jamais très marquées [3].

Pour les revêtements épais qui présentent souvent des déformations superficielles prononcées, il convient d'être plus circonspect sur l'intérêt que présenterait sa seule utilisation pour démolir un complexe de plusieurs centimètres d'épaisseur. Par contre, couplé avec un rabotage partiel ne laissant sur la tôle que deux ou trois centimètres de complexe, il pourrait se montrer intéressant.

Pierre MEHUE ■

Références

- 1] MEHUE Pierre - Conception et mise en œuvre des platelages en dalle orthotrope Symposium AIPC de Leningrad 1991.
- 2] MEHUE Pierre - Démolition des revêtements de chaussée sur platelages métalliques Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 113 mai - juin 1981.
- 3] Réfection du revêtement de chaussée des viaducs démontables - SETRA - juin 1985.

Pierr MEHUE
IDTPE en retraite
SETRA

Réglementation de la précontrainte

La réglementation sur la précontrainte a évolué récemment :

- publication, le 20 août 1999, d'une circulaire n° 99-53 relative à la précontrainte extérieure (J.O. du 10 septembre 1999),
- mise en place en 1998 d'une procédure d'avis technique concernant les coulis d'injection des conduits de précontrainte.

Il nous a paru utile de reproduire ci-dessous le texte intégral de la circulaire, pour en assurer une large diffusion. Nous attirons en particulier l'attention du lecteur sur les options permettant d'augmenter les garanties de l'injection : réalisation d'injection sous vide, protection

définitive des armatures par produit souple dès que le tonnage envisagé dépasse la centaine de tonnes. Dans cette dernière option, les surlongueurs de torons peuvent être conservées en employant des capots longs, ce qui permet, en cas de besoin, de détendre les câbles en toute sécurité avec un vérin.

Les avis techniques sur les coulis sont instruits par la commission interministérielle de la précontrainte (CIP). Pour plus d'information sur les coulis bénéficiant actuellement d'un avis favorable, le lecteur pourra contacter le secrétariat de la CIP : François OLIVIE (01 40 43 53 05, francois.olivie@lcp.fr).

Benoît LECINO, Robert CHAUSSIN ■

Circulaire relative à la précontrainte extérieure

Depuis la publication par le SETRA en 1990 du document "Précontrainte extérieure", largement repris par l'additif au fascicule n° 65-A du CCTG et la mise en place d'une procédure d'agrément spécifique pour les procédés de précontrainte assurant l'ancrage des câbles extérieurs la réglementation sur la technique en question est restée figée.

Or la pratique des chantiers, l'observation des nombreux ouvrages réalisés sur la base de cette technique, ainsi que l'évolution de la normalisation concernant certains produits (en particulier les tubes en PEHD) conduisent à amender ou à compléter les recommandations et les prescriptions établies à l'époque. Sont concernées les dispositions relatives à l'injection, aux conduits et aux déviateurs.

1. L'injection

L'injection des conduits au coulis de ciment demeure le procédé de protection des armatures le plus couramment utilisé en précontrainte par post-tension qu'elle soit ou non extérieure au béton. Certaines difficultés rencontrées lors de l'utilisation de cette technique se soldent, dans quelques cas, par une ségrégation importante, notamment aux points hauts du tracé des câbles avec présence au-dessus du coulis sain d'un produit de consistance pâteuse surmonté d'une couche d'eau et d'une poche d'air. La mise en place d'une procédure d'avis technique concernant les coulis de ciment ainsi que l'apparition sur le marché de produits d'injection prêts à

l'emploi de qualité mieux établie devraient permettre une amélioration de la situation, qui n'a rien de spécifique à la précontrainte extérieure.

En précontrainte extérieure, cependant, deux complications nouvelles apparaissent :

- la très grande difficulté d'implanter des événements aux points hauts, compte tenu de la présence du double tubage dans les entretoises d'ancrage et de déviation.
- le souhait, clairement exprimé en 4.3 de la première partie du document du SETRA de réaliser une injection mixte (coulis de ciment en partie courante du câble et produit souple au voisinage des clavettes) de façon à laisser aux clavettes toute latitude de recul pour leur permettre d'absorber les surtensions susceptibles d'affecter le câble.

En ce qui concerne le premier problème, il s'est avéré possible, dans certaines configurations très particulières, de venir percer le conduit en PEHD au niveau du point haut, après mise en tension des armatures, et d'y fixer un événement mais il s'agit là d'une opération très délicate, exigeant une minutie peu compatible avec les conditions d'un chantier de génie civil.

D'autres solutions plus opérationnelles sont actuellement étudiées ou proposées par les entreprises distributrices spécialisées. Pour ce qui est du deuxième point, les nombreux essais effectués, en particulier aux fins d'agrément, ont montré que même en présence de coulis, les cla-

Benoît LECINO

I.P.C.
S.E.T.R.A. - CTOA
Tel : 01 46 11 36 28

Robert CHAUSSIN

I.G.P.C.
MISOA
Tel : 01 46 11 35 44

vettes d'une armature suffisamment tendue au départ conservaient leur capacité à l'ancrer jusqu'à sa force de rupture garantie, moyennant une perte de ductilité limitée, se traduisant par une diminution parfaitement acceptable de l'allongement total (à rupture ou au glissement). Par ailleurs, l'expérience accumulée a révélé qu'il était extrêmement délicat de réussir une bonne injection mixte sur chantier. On ne peut, dans ces conditions, que déconseiller le recours à ce type de solution pour des câbles de précontrainte extérieurs au béton qui, en pratique, sont soumis à de fortes tensions permanentes et à de faibles variations de tension, contrairement aux haubans pour lesquels le problème de la tenue des clavettes s'est réellement posé dans le passé, compte tenu de leur mode de sollicitation.

Indépendamment de ces considérations, il est évident que l'on a tout intérêt à exiger, au niveau des marchés, des solutions et des procédures d'injection donnant les garanties les plus sérieuses d'un bon remplissage des conduits. A cet égard, il apparaît que la technique de l'injection sous vide, avec des épaisseurs de PEHD suffisantes améliore les résultats et constitue un test préalable particulièrement probant de l'étanchéité des conduits qui ne peut qu'inciter à obtenir d'emblée la qualité requise à cet égard. Les méthodes traditionnelles, quant à elles, doivent être obligatoirement couplées à des reprises d'injection par repoussage du coulis selon une procédure détaillée, adaptée à chaque ouvrage et à chaque produit : ces repoussages judicieusement programmés, devraient permettre, en principe, d'éliminer aux points hauts les produits de décantation par des événements convenablement placés.

Le lavage à l'eau des armatures dans les conduits destinés à être injectés au coulis de ciment entraîne la présence d'une phase liquide résiduelle "eau + huile soluble dissoute" qui se mélange au front de ciment lors de l'injection : ceci perturbe la composition du coulis et augmente la quantité des produits de décantation à éliminer. En conséquence, il est fortement déconseillé de laver les armatures avant les injections.

Enfin il convient de ne pas oublier que le coulis de ciment n'est pas la seule protection connue des armatures de précontrainte. En effet, existent les protections souples qui satisfont aussi les exigences de protection et de conservation des armatures. A ce titre, une solution consiste en l'enfilage de torons gainés graissés dans un conduit général qu'on injecte au coulis de ciment avant de tendre. Le

coulis de ciment joue le rôle mécanique d'écarteur pour figer la position relative des armatures, mais non plus celui de protection primaire rempli dans ce cas par la graisse emprisonnée dans chacune des gaines individuelles.

Les cires pétrolières ont également fait leurs preuves : elles ont la réputation d'être plus onéreuses que le coulis de ciment et, pour cette raison, ne sont plus guère utilisées en France, à l'heure actuelle, que pour l'injection de certains haubans. Il est clair, par ailleurs, qu'elles ne peuvent être mises en œuvre dans des conditions satisfaisantes qu'en ayant recours à des moyens lourds qui ne se justifient que si le volume à injecter, donc la taille du chantier, sont suffisants. Si ces conditions sont réunies, l'écart de prix entre coulis et cire est sans doute moins important qu'on peut le penser a priori, compte tenu des simplifications non négligeables que permet la deuxième solution, au niveau des ancrages et des déviateurs, sans aucunement compromettre la démontabilité du système. Ce surcoût mérite alors d'être mis en balance avec les autres avantages que présente la solution de l'injection par produits souples (possibilité de détension au vérin, en particulier, sous réserve qu'ont ait conservé les surlongueurs).

2. Les conduits en PEHD

La norme NFT 54-072 visée dans le document "Précontrainte extérieure" du SETRA est tombée en désuétude du fait des progrès importants accomplis par l'industrie des polyéthylènes.

La qualité des tubes en PEHD est maintenant garantie par l'existence d'une marque NF attestant leur conformité au règlement particulier de la marque.

Ce règlement définit pour les tubes extrudés, quatre groupes d'applications dont deux peuvent être envisagés pour la réalisation de conduits :

- le groupe 2, eau potable ;
- le groupe 4, industrie.

Le groupe 2 (cf. Annexe), plus onéreux, offre l'avantage d'interdire l'utilisation de matière interne retransformable dans la fabrication des produits. Il importe, si l'on a recours au groupe 4 (ce qui devrait constituer le cas le plus fréquent) d'obtenir du producteur des garanties sur l'origine, la qualité et la quantité du polyéthylène de récupération entrant dans la composition du produit. Des spécifications à inclure dans les CCTP sont données en annexe A.

3. Les déviateurs

Dans le cas de déviateurs " à double paroi ", on utilise fréquemment comme tubes coffrants des tubes évasés permettant de reprendre à leur extrémité une imprécision angulaire de direction arbitraire au moins égale à q_0 min. (cf. Additif au Fascicule 65A du CCTG).

Il arrive que, pour des raisons de bonne pratique, on soit amené à implanter, de propos délibéré, la partie courante du tube coffrant non pas selon sa position idéale, mais selon une position théorique légèrement différente générant, en sortie de déviateur, un écart angulaire q_0 par rapport au tracé idéal.

Il va de soi qu'il est légitime de compter sur l'évasement pour reprendre cet écart volontaire q_0 , à condition que q_0 ne soit pas trop important et que par ailleurs q_0 min ait été choisi de façon à couvrir le cumul de q_0 avec les déviations angulaires résultant des tolérances tant sur la forme intrinsèque des déviateurs que sur leur mise en place.

4. Conclusions pratiques

Pour permettre une évolution dans le sens souhaité, il est donc recommandé aux maîtres d'œuvre :

- de demander systématiquement des propositions techniques concernant la réalisation d'événements aux points hauts;
- d'éviter soigneusement, au niveau des pièces écrites, toute incitation à la réalisation d'injections mixtes;
- d'envisager, quand la protection primaire des armatures extérieures est assurée par un coulis de ciment, la réalisation d'injections sous vide;
- d'interdire le lavage à l'eau des armatures dans les conduits avant l'injection;
- de demander l'évaluation de variantes éprouvées concernant la protection pouvant être basées sur l'utilisation :
 - de torons gainés graissés;
 - d'une cire pétrolière répondant aux spécifications de l'additif au fascicule 65 A du CCTG lorsque la taille de l'ouvrage s'y prête (à titre d'ordre de grandeur lorsque plus de 100 tonnes d'armatures extérieures sont envisagées) ;
- de préciser, le cas échéant, dans le CCTP, les limites acceptables d'un écart volontaire entre la position prévue pour un déviateur et sa position théorique idéale (une valeur limite de 0,05 rad pour q_0 . paraît raisonnable dans les cas courants) ; d'inclure enfin dans le marché les prescriptions de l'annexe sur les conduits en PEHD.

ANNEXE

Les conduits en PEHD et leur mise en œuvre

1. Tubes en PEHD

Les tubes bénéficient de la marque NF, selon l'identification AFNOR NF 114, mise en vigueur en janvier 1990, appliquée à son dernier indice de révision (revue n° 12 à la date de rédaction de ce document), groupe 4 applications industrielles ou groupe 2 eau potable, polyéthylène de type PE 80 ou PE 100. Le fournisseur de tube doit avoir une organisation de la qualité conforme à la norme NF EN ISO 9002.

Toute fourniture de tube du groupe 4 doit impérativement être accompagnée des documents de traçabilité concernant l'origine, la qualité et la quantité du polyéthylène de récupération utilisé pour la fabrication. En l'absence de ces documents, la fourniture est refusée.

Selon le type d'utilisation, et en accord avec le maître d'œuvre, les tubes sont choisis dans les séries de pression suivantes :

- Série basse pression PN = 0,63 MPa → PE 80 uniquement;
- Série pression PN = 1,00 MPa → PE 80 ou PE 100.

2. Mise en place des conduits

Les appuis provisoires assurant le support des conduits avant mise en tension des câbles doivent être conçus de façon à éviter toute déformation locale excessive.

Ces appuis, s'ils ne sont pas continus, doivent offrir chacun une longueur de contact avec le conduit au moins égale au diamètre de ce dernier et ne pas présenter d'arête vive. Leur espacement est limité à 5 mètres, cette valeur étant ramenée à 2,5 mètres lorsque les câbles sont constitués de torons gainés graissés logés dans des conduits injectés avant leur mise en tension.

Traitement d'un joint longitudinal entre deux structures accolées

Introduction

Dans le cadre de travaux d'aménagement et d'amélioration de l'existant, il arrive fréquemment que l'on soit amené à élargir une chaussée de route ou d'autoroute. Au droit des ouvrages, cet élargissement suppose, dans la plupart des cas, d'accoler une nouvelle structure à la structure existante.

En effet, le comportement d'une structure en place ne va pas être le même que celui d'une nouvelle structure pour les principales raisons suivantes :

- La nouvelle structure a souvent un comportement mécanique complètement différent : pont à poutres accolé à un pont en maçonnerie, poutres métalliques accolées à un pont à poutre de type VIPP, par exemple.
- Même si le type d'ouvrage est identique, le comportement à long terme de la structure plus jeune sera différent de l'ancienne du fait des effets, par exemple du retrait et du fluage.
- Par ailleurs, le fait d'avoir des tabliers indépendants conduit à un comportement sous charge évidemment différent selon que l'un des tabliers reçoit la charge alors que le second est sans trafic.

Du fait de ces comportements différents, on ne peut pas, en général, connecter entre elles ces deux structures et on équipe alors la zone de contact par un joint de chaussée.

1 - Caractéristiques attendues de ce joint

Elles sont les mêmes que pour le joint de chaussée en about de tablier mais leur importance est différente :

▲ Assurer la circulation des usagers

Dans le contexte d'un joint longitudinal, cette caractéristique est la plus importante car il faut prendre en considération les effets de rail longitudinal, de glissance, etc.

▲ Assurer le libre fonctionnement de la structure

Le mouvement principal est un cisaillement vertical dû à l'effet des flèches différentielles (sous

charge et sous effet du retrait et du fluage). Parfois, mais plus rarement, on peut aussi avoir un cisaillement longitudinal dont l'origine est une dilatation différentielle du fait du comportement mécanique différent des deux structures accolées.

▲ Etre étanche

Ceci est très important car la zone de contact entre les deux structures est souvent très sensible à la présence de l'eau et le traitement de l'évacuation des eaux est quasi impossible. Il faut donc privilégier systématiquement des joints étanches par eux-mêmes.

▲ Ne pas être une source de nuisance sonore

Cette caractéristique est négligeable dans ce contexte et n'est pas à prendre en considération, sauf cas particulier.

Avant de choisir la technique et le modèle, on définira très précisément les critères attendus pour le joint et on devra préciser les valeurs de mouvements attendus dans les trois directions de l'espace, sous la charge A (I), à l'ELS et à l'ELU.

2 - Position du joint dans le profil en travers

Le choix de la position du joint dans le profil en travers est une décision lourde de conséquence sur la tenue du joint et le coût à l'entretien. Il est important de savoir que certaines positions sont techniquement impossibles à satisfaire en terme de confort, sécurité des usagers et durabilité des produits.

Il existe, sommairement cinq emplacements d'un joint longitudinal dans un profil en travers que nous avons résumé sur le schéma suivant.

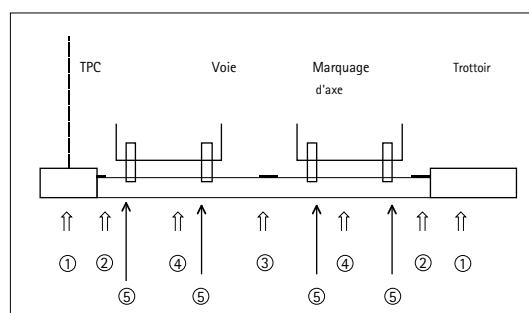


Illustration d'une position 4 : joint à revêtement amélioré longitudinal situé en dehors des bandes de roulement



- L'emplacement N° 1 est la meilleure solution et elle est à privilégier dès le stade de l'étude.
- Les emplacements N° 2 et 3 sont envisageables mais conduisent à des choix techniques qu'il faut bien appréhender.
- L'emplacement N° 4 peut être envisageable.
- L'emplacement N° 5 est formellement déconseillé car il n'existe pas de solutions techniques satisfaisantes en terme de sécurité et de durabilité. En effet, les produits mis en œuvre dans un tel contexte peuvent poser des problèmes de sécurité de l'usager par effet de rail (pour les joints à hiatus) et de glissance (pour les joints à revêtement amélioré et à pont en bande) notamment par

temps de pluie et dans les zones d'accélération ou de freinage (proximité de feux tricolores, de ronds-points, de stop, etc.)

3 - Les solutions techniques envisageables

■ 3.1 - Avant-propos

Les improvisations ou les innovations dans ce domaine doivent être faites avec beaucoup de prudence et après s'être entouré d'avis de spécialistes du réseau technique. Les solutions décrites ci-après sont le fruit de notre expérience, des remontées d'informations émanant des Maîtres d'œuvre ou d'informations recueillies lors des visites de sites dans le cadre de la procédure d'avis technique.

■ 3.2 - Avantages et inconvénients des solutions possibles

Le tableau suivant résume les principaux critères en fonction de chaque famille de type de joint. Les familles de joints sont reprises de la nomenclature du guide "joints de chaussées", § 3.1.1 et elles sont rappelées dans la liste des avis technique régulièrement mise à jour (sous la colonne "type de joint").

Famille de joint*	Mouvements verticaux admissibles	Epaisseur du revêtement	Cisaillage longitudinal admissible	Observations
Joint de trottoir	Sans problème	Sans problème	Limité : ± 10 mm	Uniquement en position ①
Sous revêtement type semi-lourd III ou similaire	Faibles : ± 2 mm	Elle doit être > 12 cm	Minime	
A revêtement amélioré	Limités : ± 5/8 mm	Normale	Faible : ± 2 mm	Déconseillé sous ④ et formellement déconseillé sous ⑤ Risque de glissance
A hiatus	Sans problème	Sans problème	Limité : ± 10 mm	Attention à l'effet rail sous ④ et ⑤ Bien adapté en ①, avec des modèles de joint de trottoir des produits ayant un avis technique.
A pont en bande	Dépend des produits et du modèle**	Sans problème	Dépend des produits et du modèle**	Fort risque de glissance

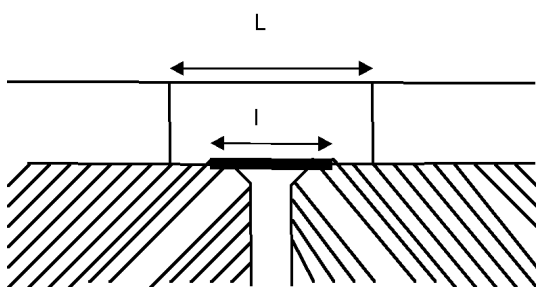
* Les autres types (à pont en porte à faux, à pont appuyé, etc.) ne sont pas adaptés à un emploi dans un contexte de joint longitudinal.

** Selon l'importance de ces mouvements, on privilégiera la mise en œuvre de joints surdimensionnés tout en gardant à l'esprit qu'une augmentation de la largeur du joint accroît le risque de glissance.

■ 3.3 - Disposition particulière aux joints à revêtement amélioré

Comme indiqué au § 1, le mouvement principal que doit subir le joint est un cisaillement vertical dû à l'effet des flèches différentielles. Aussi, dans le cas du choix d'un joint à revêtement amélioré dans le présent contexte, il est conseillé, pour diminuer les risques de fluage orniérage ou de glissance, d'adopter les dispositions suivantes :

- a. Diminuer les largeurs du joint (L) et de la plaque de pontage (l) par rapport à celles requises pour une mise en œuvre classique (cf. avis techniques).



- b. Chanfreiner (20x20 mm) les angles des arêtes des lèvres des maçonneries pour éviter, lors des mouvements verticaux différentiels un poinçonnement de la tôle de pontage.

■ 3.4 - Traitement de la jonction joint longitudinal/joint transversal

Le raccordement du joint longitudinal avec le joint transversal (en about de tablier) ne se traite pas par une simple juxtaposition pour régler tous les problèmes de mouvements, d'étanchéité, de supports de trafic, etc. Ce point mérite une



attention particulière et doit donc faire l'objet d'une étude spécifique au cas par cas pour éviter une situation comme celle de la figure ci-dessus où on peut se demander si le projeteur s'est vraiment inquiété du problème de joint, alors qu'une légère adaptation de la structure aurait permis de "tirer" le joint sur la partie élargie en continuité de la partie existante et, peut-être, de ne pas avoir discontinuité entre les deux joints.

4 - Conclusion

L'équipement d'un joint longitudinal mérite une réflexion très en amont du projet. Le choix de la position est une décision lourde de conséquence en terme de durabilité et de sécurité des usagers, aussi on ne doit pas seulement prendre en considération l'aspect structure seul mais ce qui viendra ensuite équiper la zone.

Par ailleurs, il existe quelques dispositions spécifiques à chaque type de joint qui doivent permettre leur adaptation à ce contexte de fonctionnement très particulier.

Y. MEURIC - M. FRAGNET ■

Michel FRAGNET

Cellule Equipements
S.E.T.R.A. - CTOA
Tel : 0146113213

Yvon MEURIC

Cellule Equipements
S.E.T.R.A. - CTOA
Tel : 0146113322

Impact d'une politique de gestion sur l'état d'un patrimoine d'ouvrages en béton armé

Comment répartir les crédits consacrés aux ouvrages d'art, pour optimiser l'utilisation de l'argent public ?

Cette question, simple à formuler, constitue une véritable gageure. Y répondre suppose de disposer d'un modèle de vieillissement des ouvrages. Or, même si les principales pathologies affectant les ouvrages sont aujourd'hui bien connues, appréhender les vitesses de dégradation reste un exercice difficile. En effet, la multiplication des facteurs susceptibles d'intervenir dans la cinétique des dégradations est trop importante pour qu'une modélisation simple puisse être envisagée.

En France, dès 1994, l'État, au travers de la Direction des Routes, a mis en place un outil permettant d'évaluer l'état de son patrimoine d'ouvrages d'art. Cette manne d'informations a bien entendu été exploitée par de nombreux observateurs, mais la question de la meilleure répartition des crédits restait inexplorée.

La présente étude pose les bases d'une analyse et d'un modèle associé devant permettre d'y voir plus clair. Elle permet de simuler différentes politiques, appréciant tant les montants de remise en état du patrimoine que l'état de ce patrimoine à l'issue de la politique de gestion testée.

Nathalie Odent et Gérard Delfosse de l'arrondissement « gestion du patrimoine » à la Division Méthodologies et Logiciels du CTOA se sont appuyés, pour construire l'outil ici présenté, sur l'expertise de Jacques Berthelémy (Division des Grands Ouvrages) en matière de modèles numériques et sa proposition d'aborder le vieillissement des ponts par un système d'équations différentielles.

1 - Contexte général

La première préoccupation d'un gestionnaire d'ouvrages d'art est de connaître et suivre l'état de son parc. L'étape suivante consiste à évaluer les moyens nécessaires pour remettre en état ce patrimoine. Fixer les priorités d'intervention s'avère ensuite indispensable, car ni les moyens financiers, ni les moyens en personnel ne permettent de réaliser dans l'immédiat tous les travaux nécessaires. Il se pose alors le problème crucial d'évaluer sur le moyen et le long terme les conséquences des choix de priorités réalisés sur les opérations d'entretien ou de réparation. Disposer d'un outil de modélisation aiderait le gestionnaire dans l'établissement des moyens raisonnables à mettre en œuvre.

Malheureusement, pour établir des prévisions fiables, on se heurtait jusque là à l'obstacle de la méconnaissance des lois de dégradation des ouvrages. Ceux-ci sont des objets trop complexes et le nombre de paramètres intervenant sur les dégradations est si important qu'aucune loi fiable ne pouvait faire l'objet d'une modélisation acceptable. Dans l'approche présentée ici, on appréhende le problème à l'échelle d'un parc, c'est-à-dire d'un grand nombre d'ouvrages, pour prévoir l'évolution de son état en fonction des

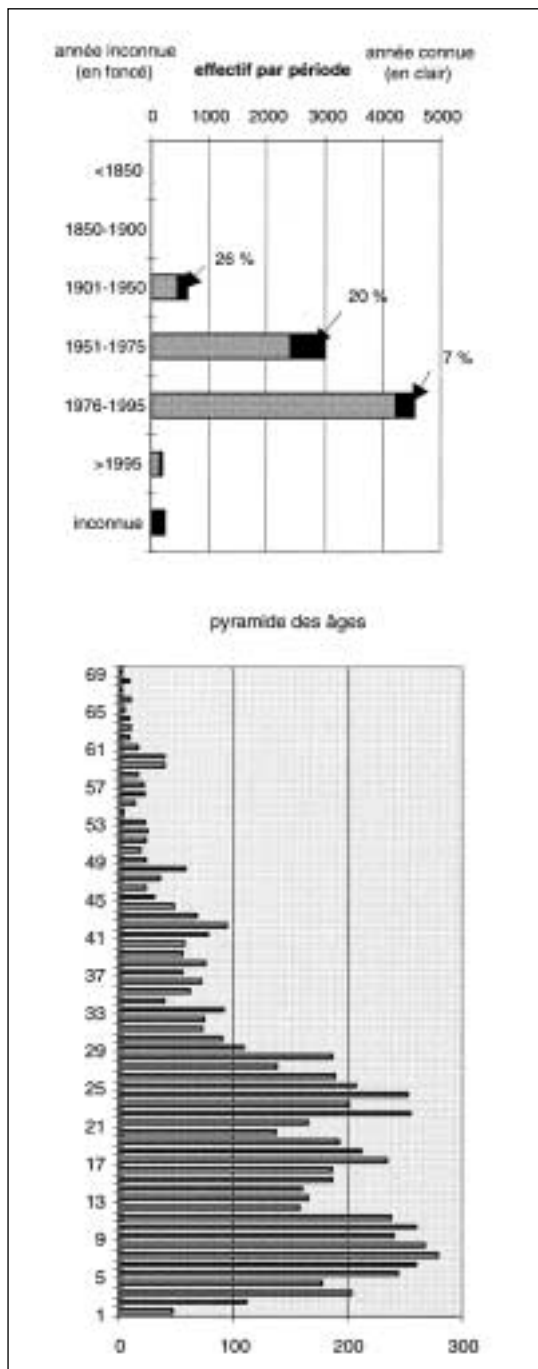
moyens dégagés. La démarche ne s'oppose pas aux procédures techniques actuelles menées au cas par cas pour diagnostiquer l'état d'un pont et déterminer l'entretien ou la réparation qui s'impose.

2 - L'apport d'I.Q.O.A.

En ce qui concerne le domaine de l'État, nous disposons aujourd'hui de l'outil de base indispensable : l'Image Qualité des Ouvrages d'Art. Cette méthode permet d'évaluer l'état d'un parc d'ouvrages, par l'attribution de classes d'état (voir en annexe 1 le rappel de la signification des classes IQOA). La base de données constituée et mise à jour régulièrement fournit la consistance du patrimoine à gérer et sa distribution dans les différentes classes. Nous allons montrer comment, à partir de celle-ci et de la connaissance de l'âge des ponts, on peut simuler l'impact technico-économique d'une politique budgétaire. Une modélisation a été réalisée pour prévoir l'évolution de l'état du patrimoine et les incidences financières à moyen terme engendrées par le choix d'une politique budgétaire affectée à l'entretien et à la réparation.

3 - Application au patrimoine national de ponts en béton armé

Les développements qui suivent et servent d'exemple pour expliquer notre démarche portent sur les ouvrages en béton armé (ponts-dalles, ponts à poutres, cadres et portiques) du réseau routier national. Cette famille d'ouvrages est particulièrement intéressante par sa taille (près de 9000 ouvrages), son ancienneté (effectifs significatifs jusqu'à 70 ans) et son homogénéité.



Graphique 1

En 1998, on recense 8940 ponts en béton armé sur le réseau routier national. Pour notre étude, nous devons connaître leur âge et leur état : c'est le cas de 80% d'entre eux, ce qui constitue une bonne base d'étude. On voit sur le graphique 1 l'ordre de grandeur du nombre d'ouvrages qui ne sont pas pris en compte par période, faute de connaître leur âge précisément. Cette restriction n'est pas de nature à fausser les résultats de l'étude.

On peut tracer la pyramide des âges des ouvrages retenus (graphique 2). Les effectifs d'ouvrages neufs (1 et 2 ans) sont faibles, pour des questions de délai d'incorporation dans la base de données. Nous les avons par la suite portés à 200 par an, compte tenu des effectifs de 3, 4, 5 ans... A l'autre extrémité de la pyramide, 1% d'ouvrages supplémentaires est âgé de plus de 70 ans, mais leur dispersion dans l'échelle du temps et les classes IQOA est trop grande, nous semble peu représentative et risquerait de fausser notre analyse. Nous les avons donc exclus de notre étude.

4 - Evaluation des montants de remise à niveau

En 1996, les DDE ont estimé le montant de remise à niveau d'un échantillon d'une centaine d'ouvrages en béton armé, représentatifs de la population du même type. Le principe de l'évaluation était de calculer le coût des travaux nécessaires pour reclasser si possible en classe 1 IQOA tous les ouvrages. Cela signifie que le coût de l'entretien courant n'a pas été chiffré, puisqu'il est effectué en régie avec les moyens propres des DDE. Valable dans le cas général, cette évaluation demeure théorique pour certains ouvrages si dégradés que leur retour en classe 1 est impossible, quel que soit le niveau des travaux effectués.

Graphique 2

On en a déduit des montants moyens d'entretien (spécialisé) ou de réparation par ouvrage et par classe d'état. Le montant de remise à niveau des 3U exclut les cas de démolition-reconstruction, qui constituent une classe à part. L'estimation du coût de ceux-ci a été établie à partir des prix de la construction, augmentés des frais de démolition et d'entrave à la circulation.

Rapportés au coût d'entretien ramené à 1 d'un ouvrage classé 2 (d'environ 100 kF TTC, valeur

1996), les ordres de grandeur des montants de travaux se lisent dans le tableau ci-dessous :

Classe d'état	Rapport des montants	Effectif échantillon
2	1	31
2E	3	19
3	4	20
3U	12	34
démolition reconstruction	36	

D'après les statistiques dont nous disposons (statistiques de la construction et statistiques IQOA), environ 5% des ouvrages en béton armé classés 3U sont démolis et reconstruits annuellement.

Ainsi, les montants moyens et le nombre d'ouvrages par classe permettent d'estimer l'enveloppe globale des crédits nécessaires pour

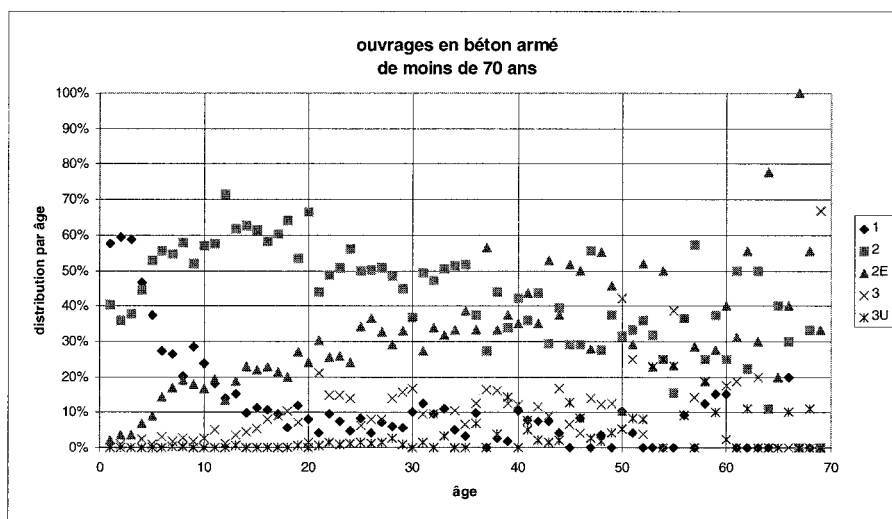
remettre à niveau le parc des ouvrages en béton armé du réseau routier national.

5 - Evolution de l'état du parc des ouvrages en béton armé

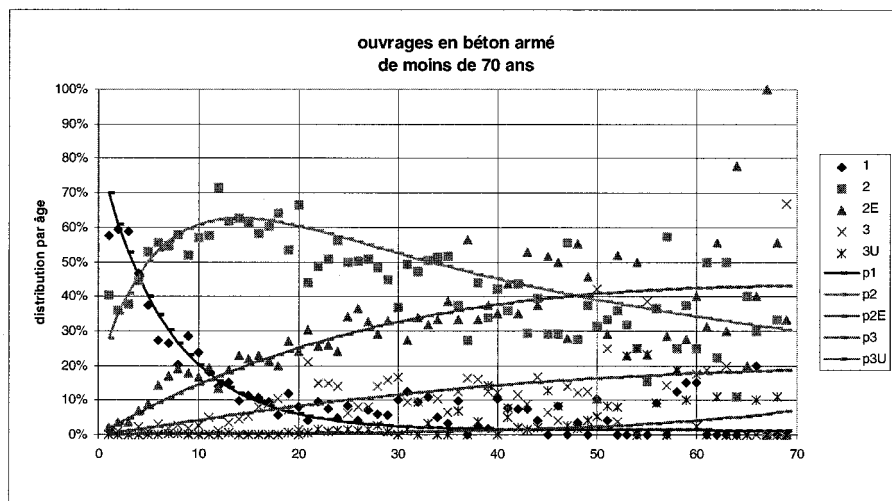
Cette étude nécessite d'émettre certaines hypothèses concernant les ponts en béton armé :

- la politique budgétaire d'entretien consacrée aux ouvrages d'art n'a pas significativement évolué ces dernières décennies ;
- les variations des techniques de conception et de réalisation n'ont pas eu d'influence sensible sur la durabilité des ouvrages (voir annexe 2) ;
- seule l'ampleur des moyens affectés à l'entretien et à la réparation de ces ponts entre en ligne de compte de façon significative dans l'évolution de l'état général de leur parc.

Graphique 3



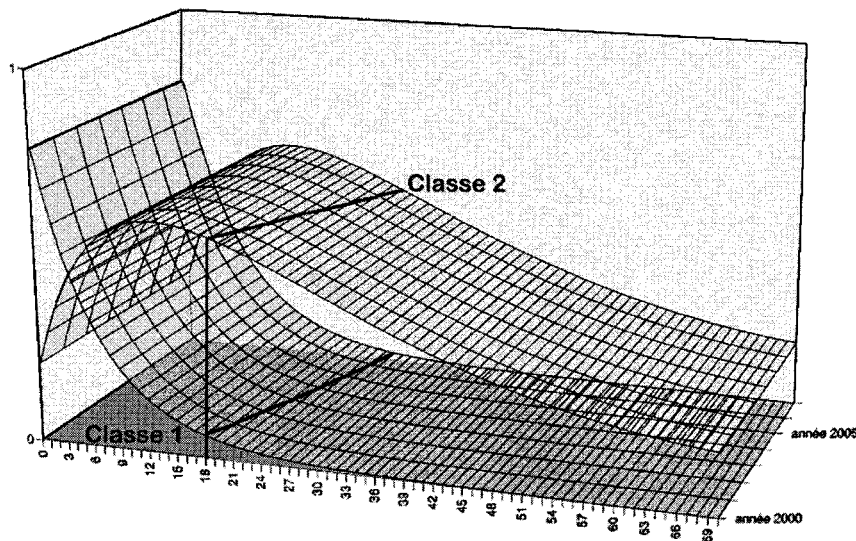
Graphique 4



Aujourd'hui, on connaît la distribution par âge des ouvrages en béton armé dans les cinq classes IQOA (cf. graphique 3). Cette distribution tient compte de l'entretien pratiqué depuis des décennies et on suppose qu'elle sera identique dans les années à venir, si le niveau d'entretien actuel est maintenu.

On trace les courbes de tendance des nuages de points et l'on détermine leurs équations polynômiales (cf. graphique 4). Pour la classe 1, à l'évidence, une équation polynômiale ne s'adapte pas à l'allure de la courbe et c'est l'équation en exponentielle décroissante qui est directement présentée ci-dessous :

- équation de la classe 1 :
 $p_1(x) = 0,786 e^{-0,144x} + 0,002$
- équation de la classe 2E :
 $p_{2E}(x) = -0,0001368 x^2 + 0,0167 x$
- équation de la classe 3 :
 $p_3(x) = -0,00003 x^2 + 0,00471 x$
- équation de la classe 3U :
 $p_{3U}(x) = 0,00003 x^2 - 0,000003 x$
- équation de la classe 2 :
 $p_2(x) = 1 - p_1(x) - p_{2E}(x) - p_3(x) - p_{3U}(x)$



Graphique 4-bis :
Lois de vieillissement
déduites du résultat
des enquêtes IQOA.

On peut alors établir que le vieillissement est dû aux cinq réactions de changement de classe suivantes, qui sont simultanées et évoquent la décomposition d'éléments instables.

$$[1] \Rightarrow 80\% [2] + 16\% [2E] + 4\% [3]$$

$$[2] \Rightarrow 80\% [2E] + 20\% [3]$$

$$[2E] \Rightarrow 60\% [3] + 40\% [3U]$$

$$[3] \Rightarrow [3U]$$

$$[3U] \Rightarrow \text{démolition/reconstruction}$$

Les pourcentages correspondant aux décompositions qui apparaissent dans ces réac-

Bien entendu, une succession d'enquêtes IQOA à entretien réel, serait en toute rigueur nécessaire pour accéder aux lois de vieillissement. Ainsi, le résultat des prochaines enquêtes IQOA permettra peut-être d'affiner le modèle que nous présentons. Le schéma qui suit montre les répartitions suivant leur âge des ouvrages dans les classes 1 et 2 pour les enquêtes des années 2000 à 2007, supposées toutes identiques à l'enquête d'aujourd'hui. Pour chaque classe, la ligne qui est figurée suit par exemple la génération des ouvrages ayant 18 ans en l'an 2000. Elle permettrait d'obtenir la loi de vieillissement réelle compte tenu de l'entretien, si le résultat des prochaines enquêtes était déjà connu.

N'ayant aujourd'hui à notre disposition que le résultat de trois enquêtes, on ne constate pas d'évolution sensible. Pour la suite de l'article, on suppose donc qu'un régime stationnaire est établi et que les enquêtes à venir ne feront pas apparaître d'évolution notable des courbes de répartition entre les classes.

tions découlent directement des dérivées des courbes de tendance du graphique 4 ou bien sont déterminés empiriquement pour que la cinématique représente bien la réalité, c'est-à-dire le graphique 4. Ils sont supposés invariants dans le temps mais sont fonction du niveau d'entretien actuel, puisque les courbes sont la photographie de l'état des ouvrages. Le jeu de réactions présenté n'est pas une solution unique.

Des réactions similaires pour représenter le vieillissement intrinsèque des ouvrages, indépendam-

ment de l'entretien actuel, tiendraient compte de retours en classe 1 et leurs coefficients seraient évidemment légèrement différents.

Pour introduire l'effet des réparations, il faudrait avoir répertorié toutes celles effectuées depuis des dizaines d'années sur les ponts en béton armé du réseau national et partir d'un suivi de type IQOA d'ouvrages laissés complètement à l'abandon, comme les blockhaus. Ce n'est guère possible !

De toute façon, il n'est pas utile pour poursuivre notre raisonnement, de connaître les lois de vieillissement intrinsèque d'ouvrages en béton armé pas entretenus. L'objectif de notre modèle économique est en effet de prévoir les crédits supplémentaires nécessaires à l'entretien de ces ouvrages dans l'avenir, en fonction de l'évolution de leur état.

Avec le niveau d'entretien actuel, on suppose que la cinématique de chacune des réactions est gouvernée par une équation différentielle de la forme :

$$dp_i/dt = -k_i p_i$$

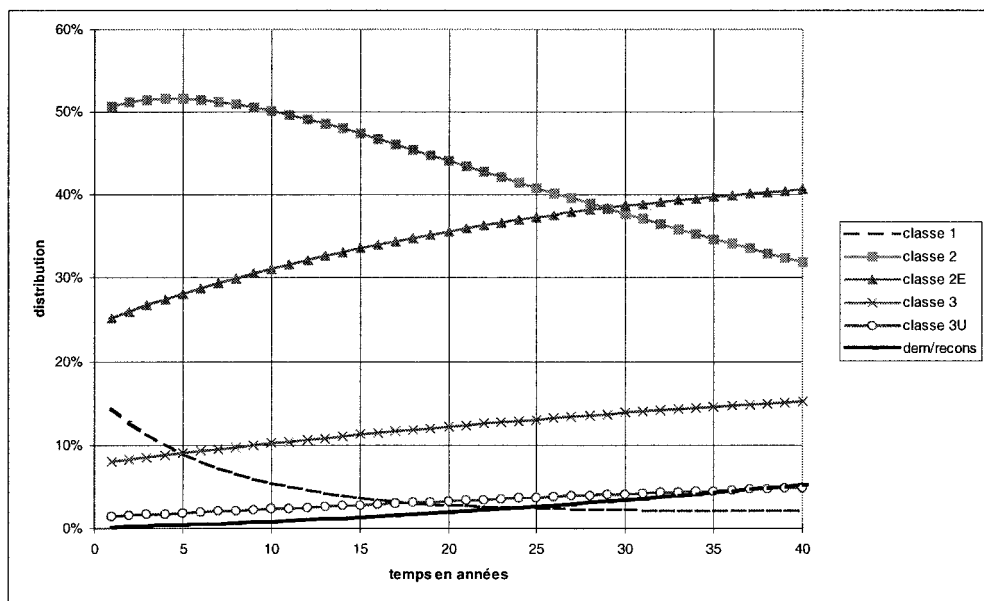
où les coefficients k_i sont cinq constantes positives. Les cinq coefficients k_i peuvent être ajustés pour retrouver la distribution actuelle des ponts dans les différentes classes avec une excellente précision (graphique 4). Soulignons à nouveau qu'ils dépendent du niveau d'entretien actuel. On peut

les associer directement à des demi-vies, mais celles-ci ne sont alors pas des caractéristiques intrinsèques des ouvrages en béton armé. Elles caractérisent en effet de façon indissociable les ouvrages et le niveau d'entretien dont ils font l'objet aujourd'hui.

Or, sur les ouvrages construits au cours des quarante dernières années, les courbes obtenues par l'intégration numérique des équations différentielles coïncident exactement avec les courbes de tendance obtenues par régression à partir du nuage de points provenant de la base de données IQOA.

Ce modèle permet donc d'estimer l'évolution probable de l'état du patrimoine d'ouvrages en béton armé, dans une première hypothèse de maintien du niveau des crédits. On simule en effet la dégradation des ponts, par passage d'une classe à l'autre, au moyen des lois de vieillissement obtenues précédemment. L'observation fine du passé permet d'envisager la prévision de l'avenir, en supposant que de nouveaux types de pathologies du béton n'apparaîtront pas. Dans ce but, on part cette fois des conditions initiales correspondant à la distribution actuelle des ponts en béton armé dans les cinq classes d'état, tous âges confondus. Les résultats de cette modélisation sont illustrés pour les 40 ans à venir sur le graphique 5.

Graphique 5

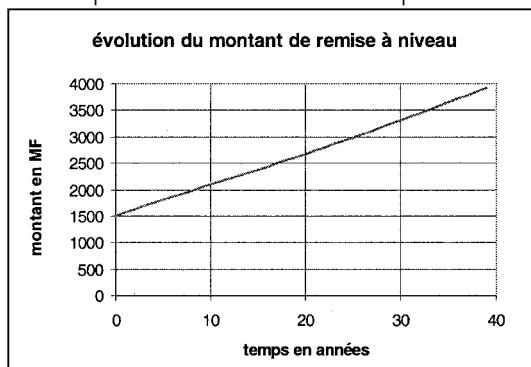


6 – Evolution du montant global de remise à niveau

On peut évaluer l'impact économique d'une politique par l'intermédiaire de l'outil d'évaluation évoqué ci-dessus. Il s'agit d'estimer le montant de remise à niveau de l'ensemble du patrimoine. Il est clair que ceci ne constitue qu'un outil d'évaluation et qu'il ne faut pas considérer les montants annoncés comme ceux à mettre en œuvre.

La politique qui consisterait à remettre en classe 1 IQOA tous les ouvrages n'est certainement pas celle qui optimiserait l'emploi de l'argent public.

L'effectif annuel des ouvrages dans chaque classe se déduisant de la modélisation ci-dessus, on calcule l'évolution de l'enveloppe globale des crédits nécessaires à la remise en état du patrimoine (à francs constants), par l'intermédiaire des coûts moyens de remise à niveau par classe, tel qu'expliqué au paragraphe IV ci-dessus. La distribution des ouvrages dans les classes d'état évoluant avec le temps, comme le montre le graphique 5, le montant nécessaire à la remise en état du patrimoine évolue en conséquence.



Cette simulation montre que les besoins croissent très rapidement : ils doublent en 25 ans ! Pour éviter des dérapages budgétaires à moyen terme et une dégradation accélérée du patrimoine avec les risques consécutifs pour la sécurité des usagers, le gestionnaire est en droit de s'interroger sur les moyens nécessaires pour atteindre différents objectifs, par exemple :

- soit de maintenir le patrimoine dans l'état actuel
- soit d'obtenir un patrimoine en bon état dans un délai qu'il fixe
- soit de maintenir constant le montant global de remise à niveau du patrimoine.

Nous allons, à titre d'exemples, tenter de répondre à ces questions.

Mais, bien sur, d'autres scénarios peuvent être envisagés et testés.

7 – Impact de la politique budgétaire

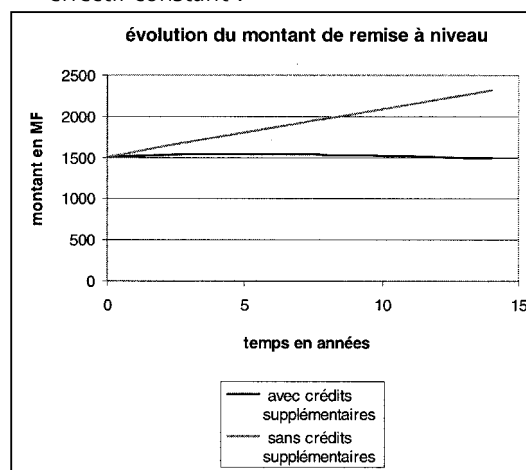
La politique budgétaire se traduit par le montant et la répartition des crédits alloués annuellement à l'entretien et à la réparation des ponts. Connaissant les montants moyens de remise à niveau par classe d'état et le coût de la démolition-reconstruction pour le béton armé, les réparations supplémentaires par rapport au niveau d'entretien actuel peuvent être facilement modélisées par des équations traduisant le retour en classe 1 des ponts, si les crédits sont disponibles.

Pour évaluer l'impact de la politique budgétaire sur le moyen ou le long terme, on calcule combien de ponts elle permet de remettre en état chaque année. On peut donner une somme globale et l'on suppose que les crédits se répartissent dans l'ordre suivant : on réalise d'abord toutes les "démolitions reconstructions", puis les travaux sur les 3U, puis sur les 3 et ainsi de suite en descendant l'échelle des notes IQOA. On peut aussi réserver une somme d'argent à une classe particulière, mais si cette classe ne consomme pas tous les crédits, le reste se reporte sur la classe juste "inférieure", c'est-à-dire moins dégradée.

Le modèle permet de comparer la politique d'entretien actuelle à d'autres politiques.

A titre d'exemples :

- Combien doit-on distribuer de crédits supplémentaires pour que le montant global de remise à niveau du parc d'ouvrages en béton armé reste à peu près constant sur 15 ans, à effectif constant ?

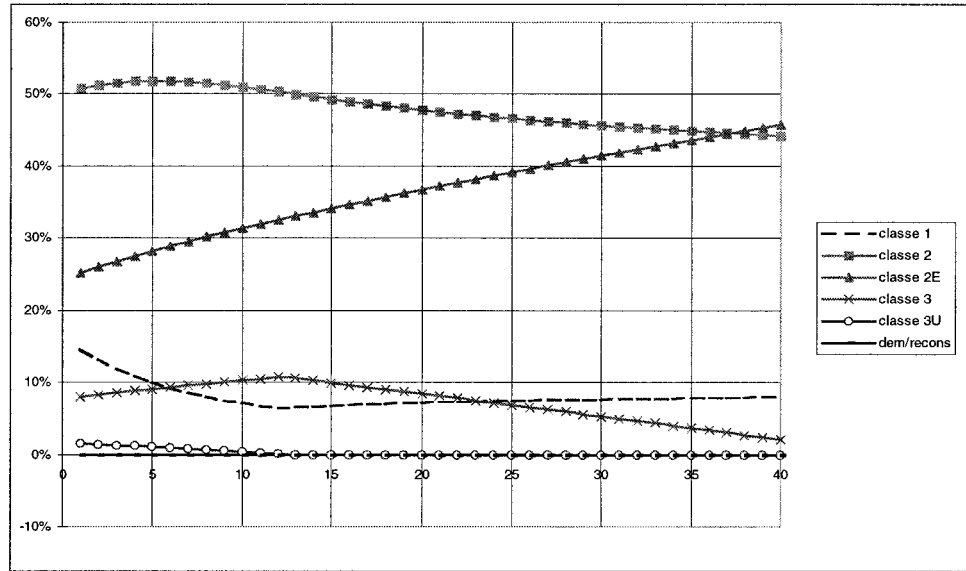


Graphique 6

Graphique 7
40 MF de plus par an.

Graphique 8

L'évolution concomitante de l'état des ouvrages est alors :

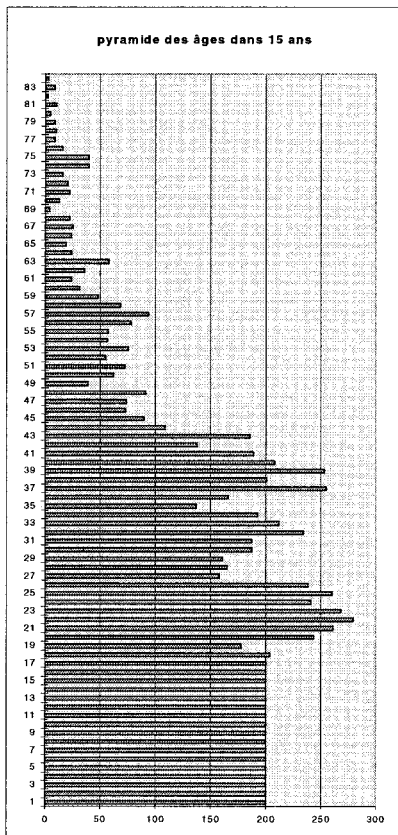


On peut également introduire dans le modèle les ouvrages construits annuellement :

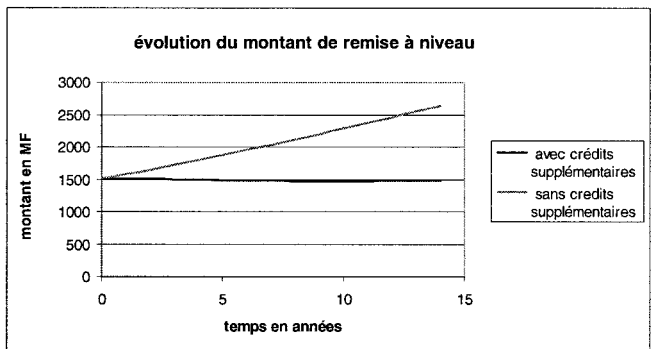
- Sachant que ces dernières années, ont été construits environ 200 ouvrages par an, d'après les sta-

tistiques IQOA et celles de la construction, si l'activité se poursuit à ce rythme, quels sont les moyens à dégager pour que le montant global de remise à niveau n'augmente pas à moyen terme ?

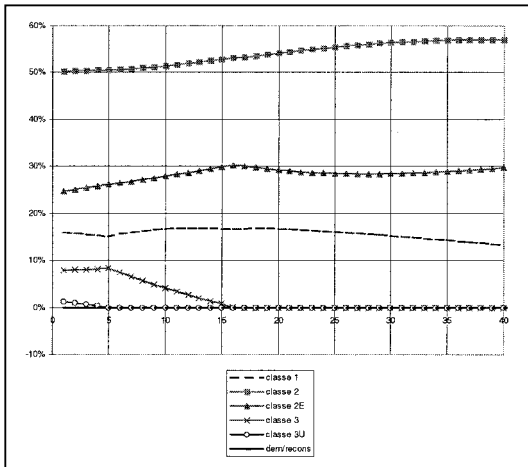
Graphique 9



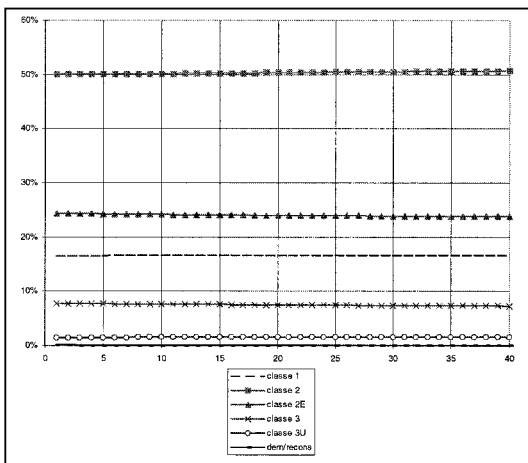
Graphique 10
60 MF de plus par an.



L'évolution de l'état du patrimoine qui en découle est :



- A effectif constant, quels moyens supplémentaires doit-on dégager pour maintenir constant l'état du patrimoine des ouvrages en béton armé ?



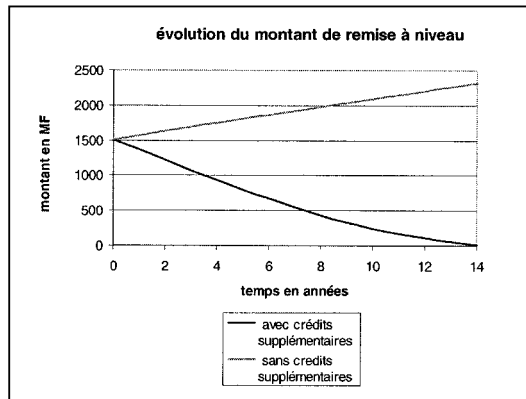
Les crédits nécessaires se répartissent de la façon suivante :

- 6 MF de plus sur les ouvrages de classe 2
- 22 MF de plus sur les ouvrages de classe 2E
- 10 MF de plus sur les ouvrages de classe 3
- 8 MF de plus sur les ouvrages de classe 3U
- 20 MF de plus sur les ouvrages à démolir et reconstruire.

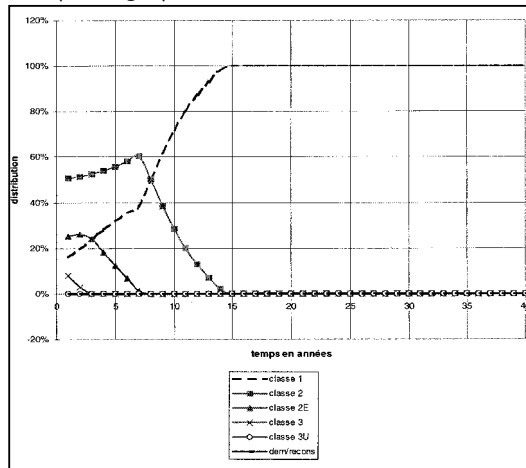
Le montant de remise à niveau reste lui bien évidemment constant aussi.

- A effectif constant, combien de crédits supplémentaires faut-il débloquer pour résorber les besoins en entretien et en réparation en 15 ans, c'est à dire pour, au bout de

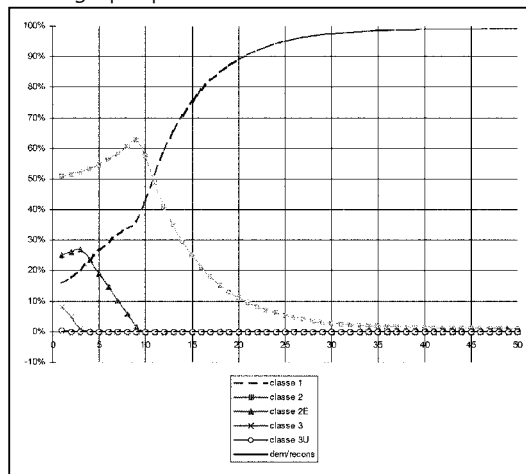
cette période, avoir remis tout le patrimoine en classe 1 ?



L'amélioration de l'état du patrimoine est illustrée par le graphe 14 :



Au bout de 15 ans, une fois tous les ouvrages remis en classe 1, un montant annuel de crédits de 165 MF environ est suffisant pour maintenir le patrimoine en bon état. Avec 165 MF par an dès le départ, on arrive au même régime stationnaire en 50 ans au lieu de 15 ans, comme illustré sur le graphique 15.



Graphique 11 (à gauche)

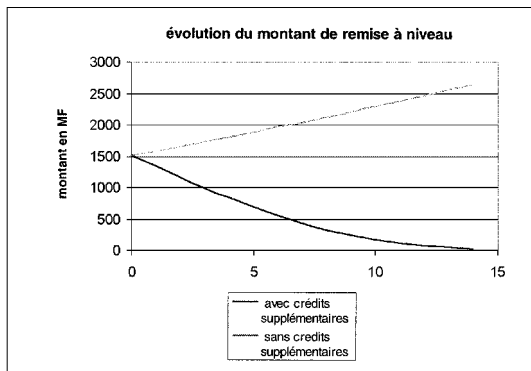
Graphique 13 (à droite)
200 MF par an

Graphique 12 (à gauche)
Environ 65 MF de plus par an

Graphique 14 (à droite)

Graphique 15

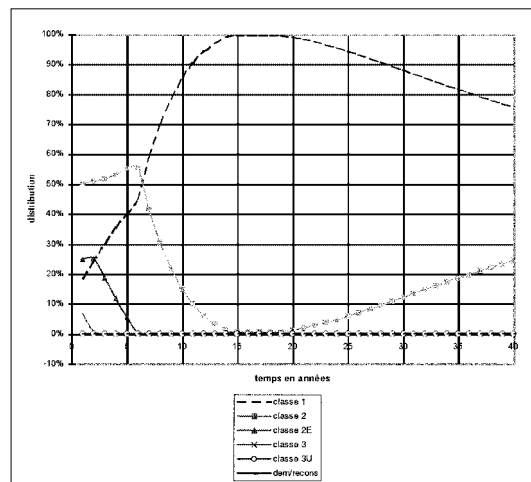
- En introduisant 200 ponts nouveaux par an, quels sont les crédits nécessaires pour arriver au même résultat ?



Graphique 16 (à gauche)
245 MF par an

Graphique 17 (à droite)

et l'évolution de l'état du patrimoine est la suivante :



8 - CONCLUSION

La modélisation réalisée pour les ouvrages en béton armé doit aider le gestionnaire d'un patrimoine d'ouvrages à déterminer les moyens à mettre en œuvre pour répondre aux objectifs du maître d'ouvrage et lui permettre de dis-

poser d'arguments chiffrés dans les débats budgétaires.

Dans le tableau ci-dessous sont synthétisés les résultats obtenus pour des stratégies de gestion des ouvrages en béton armé du réseau routier national, dans différents cas de figures :

crédits supplémentaires nécessaires	aucun ouvrage construit	200 nouveaux ouvrages/an
coût global constant sur 15 ans	40 MF/an	60 MF/an
état constant	65 MF/an	
remise en état complète en 15 ans	200 MF/an	245 MF/an
remise en état complète en 50 ans	165 MF/an	

Le modèle pourrait bien sûr encore être affiné et il reste bien entendu à l'étendre aux autres familles d'ouvrages, pour répondre davantage aux besoins des gestionnaires, puisqu'un patrimoine contient en général plusieurs sortes d'ouvrages.

N. ODENT, J. BERTHELLEMY, G. DELFOSSE ■

Nathalie ODENT

ITPE - DML
SETRA - CTOA
Tel. : 01 46 11 35 99

Jacques BERTHELLEMY

ITPE - DGO
SETRA - CTOA
Tel. : 01 46 11 32 69

Gérard DELFOSSE

IDTPE - DML
SETRA - CTOA
Tel. : 01 46 11 35 98

ANNEXE 1

Définition des classes IQOA

Classe 1 : Ouvrage en bon état apparent relevant de l'entretien courant au sens de l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art.

Classe 2 : Ouvrage,

- dont la structure est en bon état apparent mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts,
- ou dont la structure présente des défauts mineurs, et qui nécessite un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.

Classe 2E : Ouvrage,

- dont la structure est en bon état apparent mais dont les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts,
- ou dont la structure présente des défauts mineurs, et qui nécessite un entretien spécialisé URGENT, pour prévenir le développement rapide de désordres dans la structure et son classement ultérieur en 3.

Classe 3 : Ouvrage dont la structure est altérée et qui nécessite des travaux de réparation mais sans caractère d'urgence.

Classe 3U : Ouvrage dont la structure est gravement altérée, et qui nécessite des travaux de réparation URGENTS liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage ou à la rapidité d'évolution des désordres pouvant y conduire à brève échéance.

Classe NE : Ouvrage non évalué.

ANNEXE 2

BREF HISTORIQUE DU BÉTON ARMÉ

Incidences sur le parc actuel des ponts du réseau routier national

Les premières réalisations en béton armé datent du milieu du 19^{ème} siècle. L'année 1848 voit la création de la barque en " ciment armé " de Lambot qui fut présentée à l'exposition universelle en 1855. La première passerelle en ciment armé fut réalisée par Monier en 1875 au château de Chazelet dans l'Indre. Les premiers ponts français en béton armé datent de la fin du 19^{ème} siècle. Il y a lieu de citer le pont de Châtellerault construit par Hennebique et celui de la rue Valette à Perpignan exécuté par Simon Boussiron...

Progressivement, des progrès ont été réalisés dans la composition du béton (travaux de Fréret en 1906 et de Faury en 1936), dans sa fabrication (utilisation des bétonnières à partir de 1920), dans sa mise en œuvre (utilisation de la vibration à partir de 1920). Même si, bien avant la deuxième guerre mondiale, des constructeurs ont été capables d'obtenir et de mettre en œuvre des bétons de résistance élevée, il est possible de considérer que ce n'est qu'à partir des années 50 que les techniques de fabrication, de mise en œuvre et de contrôle du béton que nous connaissons de nos jours ont été maîtrisées par tous. Il est à noter qu'en France, dans le domaine des ouvrages d'art, et contrairement à d'autres pays, la classe de résistance des bétons a toujours été associée à un dosage minimal en ciment qui est un facteur de durabilité.

Il est à noter que la période de guerre de 1940 à 1945 et la période de reconstruction qui a suivi et ce jusque vers les années 50 ont été marquées par une forte pénurie de matières premières qui ont été remplacées par des matériaux de récupération. Beaucoup d'ouvrages réalisés au cours de ces époques présentent des défauts de qualité.

De la même façon, des progrès ont été réalisés dans la conception des ouvrages. Tout au début, chaque constructeur avait breveté ses propres dispositions constructives. À partir des années 1925, il est possible de considérer que les dispositions constructives étaient devenues homogènes avec l'utilisation systématique des armatures en acier doux (ronds Adx). Une nouvelle étape a été franchie entre les années 50 et

60 avec la systématisation des armatures de peau et des aciers à haute adhérence. Depuis cette dernière période, les dispositions constructives n'ont guère évolué.

L'évolution de la réglementation a été beaucoup plus lente que celle de la technique du béton armé. Les règles de calcul de 1934 sont relativement proches de celles de 1906, les premières à voir le jour. Il faut attendre les années 60 pour qu'apparaissent, pour les bâtiments, les règles dites BA 60 qui, même si elles sont aux contraintes admissibles, sont les premières règles modernes de béton armé basées sur des comportements à rupture. Les règles BA 60 ont été à l'origine des règles de 1964 du Ministère des Travaux Publics applicables au calcul des ouvrages d'art puis, aux célèbres règles CCBA 68 communes aux bâtiments et aux ouvrages d'art.

Les règles de calculs aux états limites de 1983 dites BAEL 83 n'ont pas fondamentalement bouleversé le dimensionnement et la conception des ouvrages en béton armé même si les ingénieurs ont dû s'habituer à de nouvelles méthodes de calcul.

L'impact de l'évolution des règles de charges a surtout joué jusqu'aux années 60. Les modifications intervenues en 1971 n'ont pas bouleversé le dimensionnement des ouvrages.

Les années 90 marquent le début d'une ère nouvelle de développements technologiques avec l'utilisation des bétons à haute performance, des bétons auto-plaçants, etc. Diverses expériences en cours permettront de mesurer l'effet réel de ces techniques sur la pérennité des ouvrages. Quant aux effets éventuels de l'utilisation des Eurocodes, ils commenceront à se faire sentir d'ici un à deux lustres.

En conclusion, il est possible de considérer que les ponts en béton armé construits depuis quarante à cinquante ans constituent un ensemble relativement homogène dans leur dimensionnement et leur conception. C'est ce qui explique les résultats obtenus dans le présent article.

Daniel POINEAU ■

Protection anticorrosion des structures métalliques

L'entretien des ponts métalliques nécessite, en ce qui concerne la protection anticorrosion, des opérations régulières de préparation de surface, et de remise en peinture. Lorsque la plus grande part de l'ouvrage n'est pas fortement enrouillée, il est possible de maintenir une partie du système existant, dès lors qu'elle reste suffisamment adhérente.

On limite alors le traitement de plus en plus coûteux des déchets. En effet les couches primaires et intermédiaires comportent des produits inhibiteurs de corrosion souvent toxiques (minium de plomb, zinc,...) au regard de la réglementation.

Suscité par le Comité Ponts Métalliques, un groupe de travail mixte entre l'ACQPA, et le Centre Français de l'Anticorrosion (CEFRACOR) a été créé avec pour thème, l'incidence des nouvelles lois sur l'environnement sur la maintenance de la protection anticorrosion des structures métalliques.

L'une des voies possibles, dans le futur, est le décapage à l'eau sous ultra-haute pression. La SNCF a utilisé la première ce procédé sur plusieurs de ses ouvrages. Monsieur Philippe Meunier vous présente cette expérience dans son article.

Faute du recul nécessaire, la durabilité des systèmes de peinture appliqués après ce type de préparation de surfaces n'est pas encore connue aujourd'hui. On peut légitimement craindre, par exemple, que le procédé à ultra-haute pression ne permette pas de rétablir une rugosité suffisante du subjectile dans le cas où le décapage serait complet. Actuellement, les systèmes certifiés par l'ACQPA doivent être appliqués exclusivement sur des surfaces préparées par décapage à l'abrasif.

La méthode présentée ici peut être une alternative intéressante pour entretenir certains ouvrages anciens peu enrouillés qui franchissent des cours d'eau. La méthode de décapage à l'eau sous pression qui dégage des économies à court terme, permettra aux responsables de la gestion d'un patrimoine, de débloquent plus tôt les crédits d'entretien nécessaires, et de limiter ainsi l'aggravation de l'enrouillement d'un ouvrage. Cependant, il reste à comparer l'économie réalisée par le décapage à l'eau à ultra-haute pression à la durabilité de la protection ainsi obtenue, et c'est tout le travail du groupe ACQPA/CEFRACOR.

J. BERTHELLEMY (Setra) ■

Le décapage à l'eau sous très haute pression : une technique nouvelle de préparation de surface

La technique traditionnelle de décapage à l'abrasif perdu, génère des quantités importantes de déchets pollués, dont le coût de traitement est élevé.

De plus, elle se prête difficilement à un décapage sélectif des anciens fonds.

La technique nouvellement normalisée de décapage à l'eau sous pression, avec des pressions de 700 à 3300 bars où l'outil hydraulique agit comme une fraise, se développe dans la réparation navale, l'industrie chimique et pétrochimique. Elle est aussi efficace pour la maintenance de toute structure extérieure, et

donc notamment pour la maintenance des ponts.

Le décapage UHP des surfaces peintes : l'expérience de la SNCF

Comme tous les ouvrages métalliques extérieurs, les ponts SNCF subissent l'agression du temps et la corrosion apparaît, ce qui nécessite leur remise en peinture en moyenne tous les 20 ans.

C'est pour cette raison que la SNCF a développé, depuis 1994, la technique normalisée en 1997 de décapage à l'eau à ultra haute pression, appelée communément "UHP" (norme NFT 35.520).



Décapage.

Alors que le décapage à l'abrasif nécessite un échafaudage lourd et jointif, l'UHP demande une protection plus légère, avec cependant la pose obligatoire d'un géotextile filtrant, qui retiendra les particules de rouille et d'anciennes peintures.

L'eau, qui peut être pompée directement dans la rivière, est portée à une pression supérieure à 700 bars, et agit en "multijets" rotatifs pour venir "scalper" les couches de peintures existantes.

Le retour d'expérience depuis 1994 indique que les pressions nécessaires sur des anciens fonds, composés de plusieurs couches de peinture à liant huile de lin ou oléoglycérophthaliques d'épaisseur totale 600 à 800 μm , s'étalent dans une fourchette de 1200 à 2750 bars.

La rouille, quant à elle, disparaît à des pressions supérieures à 1400 bars.

La réaction à l'opérateur, qui manie la lance, est limitée à 20 décanewtons, lui assurant un relatif confort pour travailler 6 à 8 heures par jour.



Examen du vieux fond de peinture après décapage.

L'installation UHP comprend des lances rotatives multijets et une pompe à pistons céramiques, qui permet de monter la pression de l'eau jusqu'à des valeurs pouvant atteindre 3300 bars pour les machines les plus puissantes. Ces outils, équipés de buses-gicleurs en saphir, propulsent l'eau sur la surface de la tôle, et travaillent comme une fraise. En général, le débit n'excède pas 20 litres par minute.

Le pouvoir décapant du jet d'eau est lié à la pression disponible et à la distance entre la buse et la tôle.

L'énergie cinétique développée engendre un léger échauffement de l'acier, propice à l'évaporation de l'eau, ce qui limite l'apparition de fleur de rouille.

Modes de traitement des déchets

Cette technique de décapage UHP génère deux types de déchets :

- des résidus solides constitués de particules d'anciennes peintures et de rouille. Ils sont retenus par le géotextile, disposé sur le plancher ou sous l'échafaudage.
- des déchets liquides, composés essentiellement de métaux dissous, tel le plomb, passant à travers les mailles d'écartement 60 microns du géotextile. Ils sont susceptibles de polluer la rivière située sous l'ouvrage.

Il est donc nécessaire de mesurer cette quantité de métaux dissous, et de comparer les résultats avec la valeur maximale de rejet imposée par la Loi sur l'Eau.

La Loi sur l'Eau prévoit deux types d'autorisation avant de pouvoir entreprendre les travaux :

- le régime de l'autorisation engendrant une procédure longue et complexe de Déclaration d'Utilité Publique.
- le régime de la déclaration, procédure simplifiée qui astreint au respect de valeurs très faibles de rejets. Dans ce cas, le rejet de métaux dans le milieu naturel ne doit pas excéder 100 grammes par jour.

Avant toute filtration, les eaux de ruissellement contiennent environ 5 milligrammes de plomb par litre. Après centrifugation à 8700 tours par minute, la teneur en plomb descend à moins d'un milligramme de plomb par litre.

Lorsque l'eau est à nouveau filtrée sur un dispositif à charbon actif, la teneur baisse à cinq centièmes de milligramme par litre, c'est à dire

généralement à une valeur plus faible que celle de la rivière.

La simple filtration de l'eau de ruissellement par un géotextile réduit la teneur en plomb à moins de 2 milligrammes, et compte tenu des débits des pompes et du nombre de lances en action, cette valeur conduit à des taux de polluants inférieurs au seuil imposé par la loi, soit 100 grammes par jour.

Les mesures des eaux de ruissellement rejetées dans le milieu naturel, après filtration par un géotextile, indiquent des valeurs comprises entre 48 et 91 grammes par jour. Ces mesures ont été réalisées sur 18 chantiers distincts. De ce fait, le traitement complémentaire par centrifugation et filtrage au charbon actif n'est pas obligatoire pour respecter les seuils de rejet imposés par la Loi.

Conclusion

La surface décapée peut présenter deux types d'aspect :

- soit un métal mis à nu ; dans ce cas, les surfaces mises à nu peuvent présenter alors des traces d'oxydation ambrée, appelée "flash rusting".
- soit un support revêtu d'anciennes peintures au minium de plomb, que l'on essaye de conserver.

En 1997, 47 % des surfaces des ponts métalliques de la SNCF remis en peinture ont été préparées par décapage à l'eau sous ultra haute pression.

En s'appuyant sur l'expérience de 23 ponts décapés à l'UHP de 1994 à 1999, le coût de l'opération décapage à l'eau sous pression, avec maintien des anciens fonds de peinture adhérents, se situe entre 48 et 90 francs le m² (HT). Le coût global est bien sûr fonction du type d'installation de chantier et des contraintes d'exploitation des lignes ferroviaires. Il se situe dans une fourchette de 140 à 300 FHT par mètre carré. Ces prix hors taxes comprennent le décapage, la récupération des déchets, l'application de peinture, les échafaudages et installations de chantier.

Ce nouveau concept de maintenance fait l'objet de programmes de recherche menés en commun avec les Ministères de la Défense et de l'Équipement : qualification des états de "flash rusting", procédure de vieillissement accéléré en vue d'élaborer un référentiel de systèmes de peinture, applicables sur préparation de surfaces autres que le découpage à l'abrasif sec.

Par ailleurs, les premiers ponts traités depuis 1994 font l'objet d'un suivi annuel de la part de la SNCF. Il a permis d'affiner les spécifications de la notice descriptive des travaux. Les ouvrages inspectés ne présentent actuellement aucun désordre particulier par rapport à des structures décapées à l'abrasif.

Philippe MEUNIER ■



Ouvrage en cours de traitement, au-dessus d'une rivière.

PHILIPPE MEUNIER

Département
des Ouvrages d'Art
du Patrimoine
SNCF
Tel: 01 55 31 16 32

Courrier des lecteurs

Suite à la parution de deux articles traitant des joints de chaussées dans le numéro 31 du Bulletin OA :

- Pour une meilleure durabilité des joints de chaussées.
- Comment définir la température du pont pour caler l'ouverture des joints à la pose?

Nous avons reçu la réaction d'un lecteur dont nous publions, avec son autorisation, la partie essentielle.

« Le numéro 31 de décembre 1998 de la revue Ouvrages d'Art comporte un article fort utile de 5 pages consacré à ce sujet, trop souvent traité par le mépris...

Il est suivi d'un exposé en deux pages « Comment définir la température du pont pour caler l'ouverture des joints? », comportant des exemples de relevés thermiques.

Ces exemples me paraissent malheureux, par l'illusion quant à la précision utile à ce sujet, tandis qu'on n'évoque pas les données, de beaucoup les plus importantes, consistant

- *pour le béton, à savoir où en est ce matériau quant au retrait, et au fluage s'il y a précontrainte : ces deux déformations sauf lorsqu'on a des ouvrages anciens, sont beaucoup plus importantes que les déformations linéaires d'origine thermique!*

- *et pour tous les ponts, y compris métalliques, à bien être sûr de la position des appuis fixes (d'origine ou par blocage ultérieur...).*

Lorsqu'on a la chance de poser des appuis dans des conditions de stabilité thermique, à quelques degrés près, selon exemples donnés, la connaissance de la température ambiante moyenne sur les quelques jours qui précèdent suffit.

On pourrait également rappeler que les parties en about de structure destinées à supporter les joints doivent être coffrées en conformité avec la capacité de souffle attendue du joint, de façon rectiligne, et apte à porter efficacement cet équipement (pas de rupture sous les effets des charges et du fonctionnement du joint). »

Nous sommes tout à fait d'accord avec M. Xercavins pour considérer que le calcul du souffle d'un joint est un ensemble dont aucun élément ne doit être négligé et surtout pas la valeur du retrait et du fluage. Ce que nous souhaitons mettre en valeur c'est l'intérêt de ne pas perdre le bénéfice d'un calcul précis par une pose dans des conditions mal définies et maîtrisées.

Merci à M. Xercavins de montrer la voie pour une meilleure appréciation de la valeur du souffle réel d'un joint.

Michel FRAGNET ■

Rectification

Une écriture quelque peu rapide de l'article concernant le S.I.N.G.E. (Système Indépendant Navigant et Grimpant d'Entretien) nous a amené à écrire une inexactitude, qu'il convient de rectifier.

La passerelle EPSILON, gérée par le CETE de Lyon est, bien évidemment, tout à fait à même de permettre l'inspection de toutes les faces des appuis

des ouvrages, autant celles perpendiculaires à l'axe principal de l'ouvrage que celles parallèles.

Toutes nos excuses aux lecteurs, et notre considération aux inventeurs de la passerelle Epsilon, en les priant de nous pardonner.

Gérard DELFOSSE ■

Michel FRAGNET

Cellule Equipements
S.E.T.R.A. - CTOA
Tel : 01 46 11 32 13

La Documentation des Techniques Routières Françaises... Du projet à la réalité

Dans le cadre de la politique française des routes, le ministère a mis en oeuvre un projet qui vise à faciliter l'accès au fonds documentaire (textes officiels et techniques, normes) nécessaire à l'exercice des métiers de la route.

L'objectif est de faciliter la diffusion de cette documentation et son appropriation par tous les acteurs de la communauté technique routière, pour ainsi contribuer à la qualité et à la cohérence de l'ensemble des réseaux.

Ce projet s'intitule **La Documentation des Techniques Routières Françaises (DTRF)**.

La Direction des Routes en est le maître d'ouvrage, avec l'appui des autres directions d'administration centrale –DSCR, DAFAG, DRAST et DPS. Il associe quatre services techniques centraux du ministère: SETRA, CERTU, CETU, LCPC.

Le projet DTRF vient de déboucher sur la réalisation et la diffusion d'un tout premier produit, le Répertoire de base 1999.

DTRF-Répertoire de base a trois grandes fonctions:

- effectuer des recherches multi-critères (domaine technique, mot-clé...)
- gérer des dossiers personnels
- consulter un dictionnaire.

Ce cédérom a été conçu en s'appuyant largement sur des groupes d'utilisateurs et sur les résultats d'enquêtes conduites sur le terrain auprès de DDE et de CETE, de services techniques départementaux, de services techniques des villes, de sociétés d'autoroutes, de bureaux d'études et d'entreprises de BT²P.

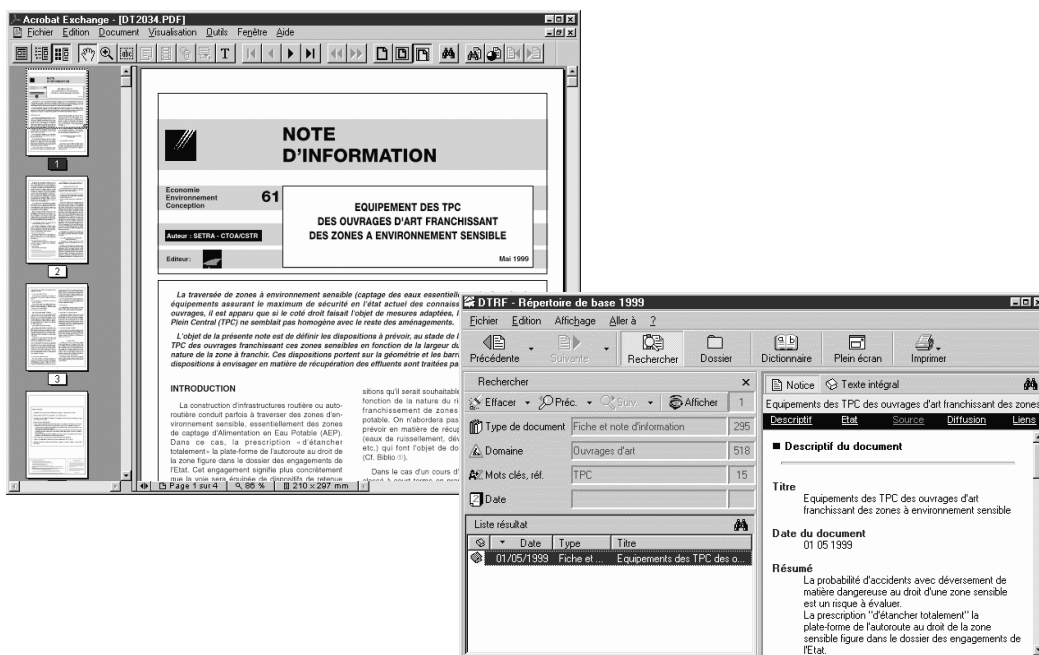
DTRF-Répertoire de base n'est pas exhaustif ; néanmoins il possède des informations déjà substantielles. Ce premier produit peut apporter une réponse à des attentes largement exprimées : il n'existait pas en effet, jusqu'à présent, même sous forme papier, de répertoire équivalent, unique, structuré et portant sur le champ d'action des quatre organismes précités.

Le projet DTRF évoluera. Il sera progressivement enrichi et sera disponible sur internet en ce qui concerne sa composante bibliographique.

Par ailleurs, une gamme de produits adaptée aux besoins des différents métiers est envisagée.



Michel LABROUSSE ■



Michel LABROUSSE
Directeur du projet DTRF
SETRA
Tel : 01 46 11 33 61

Un Guide pour l'exercice de la maîtrise d'œuvre en phase travaux

Lors du cycle d'études Ouvrages d'Art 1993-1994, il avait été mis en évidence le besoin de documents d'aide à l'exercice de la maîtrise d'œuvre en phase travaux.

En effet, l'ouvrage de référence dans ce domaine, le GMO 70, était devenu obsolète et nécessitait un effort important de mise à jour.

Les différents échanges que j'ai pu avoir à ce sujet avec certains maîtres d'œuvre m'orientent plutôt vers la production de documents opérationnels, du style fiche.

Leur collection constituerait un document de référence couvrant, au fur et à mesure de l'édition de nouvelles fiches, l'ensemble du domaine de la maîtrise d'œuvre travaux, en matière d'ouvrage d'art.

Les fiches seraient séparées en deux grandes familles :

- Les fiches qui donnent les clés de l'exercice de la maîtrise d'œuvre :

par exemple :

- les épaisseurs d'enrobage,
- la levée d'un point d'arrêt avant bétonnage,
- les opérations préalables à la réception,...

- Les fiches à caractère informatif :

par exemple :

- la formulation de bétons,

- la mesure des coefficients de transmission des aciers de précontrainte,

- la manutention des cages d'armatures,...

Chaque fiche décrirait les points importants à examiner, la façon de réaliser cet examen, les constats à effectuer, et tenterait de préciser les limites de la « non conformité ». En ce qui concerne les fiches à caractère informatif, elles comprendraient les éléments essentiels à la compréhension des méthodes, écrite sous forme simple, mais permettant au décideur d'apprécier la qualité des solutions que se propose d'employer l'entreprise.

L'objectif de cet article est double :

Je souhaite recueillir votre avis de maître d'œuvre sur le bien fondé de cette démarche, et sur l'utilité du produit dans votre pratique quotidienne.

Je lance également un appel à candidatures pour appeler toutes les bonnes volontés désireuses d'apporter leur contribution à ce document : Responsables de service Grands Travaux, Responsables de Subdivisions Etudes et Travaux Neufs, Subdivisionnaires, agents des laboratoires, tous les acteurs de l'acte de surveillance de travaux neufs en ouvrages d'art.

D'avance, merci à tous.

Gérard DELFOSSE ■

Gérard DELFOSSE

Arrondissement Gestion
du Patrimoine et Appui
à la Maîtrise d'œuvre
CTOA/SETRA

Tel : 01 46 11 35 98
Fax : 01 46 11 33 52
e-mail : delfosse@setra.fr

Informations brèves

■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

CONCEPTION ET REALISATION

Conception générale des ponts – 2ème partie : les appuis	25 et 26 janvier 2000
Le bois, matériau de structure des ponts et des passerelles	7 et 8 mars 2000
Concevoir et calculer les fondations : l'application du fascicule 62	8 et 9 mars 2000
Concevoir et restaurer l'étanchéité des ouvrages hydrauliques	14 et 15 mars 2000
Pratique de la mise en œuvre et de la réparation des bétons en montagne (Session Flash à Grenoble)	30 mars 2000

QUALITE

Commander et conduire les études de sols dans une approche qualité	14 au 16 mars 2000
--	--------------------

CYCLES INTERNATIONAUX

Ouvrages d'Art : dimensionnement, gestion et maintenance (Paris et Aix)	6 au 24 mars 2000
---	-------------------

- Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : 01 44 58 27 58
- Renseignements concernant les cycles internationaux : 01 44 58 28 28 ou 28 27

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Bureau de vente des publications • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex Tél. **01 46 11 31 53** - Fax. 01 46 11 33 55

Je désire recevoir _____ exemplaires(s) Nom et adresse du demandeur : _____
TITRE _____
Réf. _____
Prix Unitaire _____ Prix total _____ Tél. _____
_____ Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 20 frs pour toute commande inférieure à 150 frs, 30 frs pour toute commande égale ou supérieure à 150 frs

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 40 frs

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) :
Code banque : **40071** ¥ Code guichet : **92000** ¥ N° de compte : **00001000261** ¥ Cl RIB : **11** ¥ Domiciliation : **RGFIN Paris Nanterre**

OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :
Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** - SETRA Communication
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____
Service, société : _____
Adresse : _____
Tél. : _____ Date : _____
Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison **OUVRAGES D'ART** gratuit



COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :

MM. Binet, Bouchon, Millan

CETE :

M. Grèzes (Bordeaux)
M. Tavakoli (Lyon)

DDE :

M. Brazillier (DDE 89)
M. Portier (DDE 13)
M. Bouvy (DDE 12)

LCPC :

M. Godart

IGOA :

M. Bois

Coordination :

Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa)
Tél. : 01 46 11 32 79
Fax. : 01 46 11 34 74
Jacqueline Thirion (Setra-Ctoa)
Tél. : 01 46 11 34 82

Réalisation :

Barbary & Courte • Tél. : 01 44 50 52 55
www.barbary-courte.com

Flashage :

Augustin • Tél. : 01 40 36 10 15

Impression :

Imprimerie de Montigeon
Tél. : 01 47 12 11 44

ISSN :

1266-166X

LE KIOSQUE DU SETRA

PUBLICATIONS

■ Guide GC - Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds

Barrières de niveau H2 ou H3

- Réf. F9916 - Prix : 190 F 164 pages

Ce guide est destiné tant aux concepteurs de pont qu'à ceux ayant en charge la gestion d'un parc d'ouvrages.

Après un rappel de la réglementation qui régit de façon stricte l'emploi des barrières de sécurité, le guide présente les différents modèles et décline les principaux critères de choix des produits (efficacité, masse, encombrement, facilité d'entretien, propriétés particulières, coût etc.). Les dispositions techniques permettant d'assurer un comportement normal du véhicule lors du choc, un niveau d'efficacité conforme, une liaison correcte à l'ouvrage (avec la valeur des efforts à prendre en compte dans la structure) dans les implantations sur les ponts font l'objet d'un chapitre important. Un autre chapitre spécifique aux implantations sur les différents types de murs de soutènement développe les diverses solutions adaptées en se limitant au niveau de l'ancrage de la barrière, les modalités de reprise des efforts dans les murs sont traitées par ailleurs dans le guide de conception : "les murs de soutènement".

Les aspects relatifs à la fabrication et à la mise en œuvre ainsi que ceux portant sur la durabilité des produits, leur entretien et leur réparation sont largement abordés dans ce guide avec, notamment, un chapitre consacré à la mise en œuvre de barrières pour la retenue des poids lourds sur les ouvrages existants.

Un certain nombre d'annexes donne des dessins de détail sur des dispositifs particuliers (écran de retenue de chargement, BN4 sur dalle de frottement, etc.) ou des conseils sur les autres modèles de barrières, la mise en œuvre des barrières BN4, etc.

■ Avis technique - Étanchéité

Entrep. : SRS ISPO
Produit : SINOTANE 2

- Date : 04/1999
- Validité : 04/2004
- Réf. F AT ET 99.02

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 20 frs

AUDIOVISUELS

■ Reconstruction du Pont de Saint-Gilles

Cassette vidéo VHS - Durée : 24 mn

- Réf. F 9918 - Prix : 150 F

A deux pas des Cévennes et de la Méditerranée, le site de Saint-Gilles est propice à la construction d'un pont en arc autoancré bow-string. Cet ouvrage en ossature mixte acier béton, d'une portée de 120 mètres, relie le Gard et la Camargue.

Les éléments de la charpente sont fabriqués à l'usine Richard-Ducros d'Alès. Ils sont ensuite acheminés et montés sur le site. La structure de l'arc, lancée au-dessus du tablier d'accès, franchit ensuite le Rhône sur des palées provisoires. Un arc bow-string présente les mêmes avantages fonctionnels qu'un pont à haubans. La réalisation que nous présentons dans ce film démontre la compétitivité de cette solution pour franchir sans appui intermédiaire des brèches de 100 à 150 mètres.

Réussite architecturale, le pont de Saint-Gilles trouve facilement sa place avec ses formes douces, dans le paysage de plaine de la Camargue.

Dernière minute...

Pour la quatrième année consécutive, le CTOA a été à l'honneur lors du Festival International Multimédia

Bâtiment Architecture Construction Travaux publics Environnement (FIMBACTE 99) en recevant le

ROC D'ARGENT 99

Catégorie Formation

Le prix a été décerné au SETRA et à la DDE du Gard pour le film "La reconstruction du Pont du Gard sur le Petit-Rhône"

La remise des prix a eu lieu le 14 octobre 99 au CNIT Paris La Défense

A paraître

- Ouvrages courants en zone sismique - Guide de conception
- Entretien des ouvrages d'art - Guide à l'usage des subdivisions
- Tranchées couvertes - Guide de conception générale de génie civil
- Logiciel PSH - Version 2.1

Répertoire des textes et documents techniques essentiels O.A. - Janvier 2000

- Réf. P2100 - Prix : 70 F

