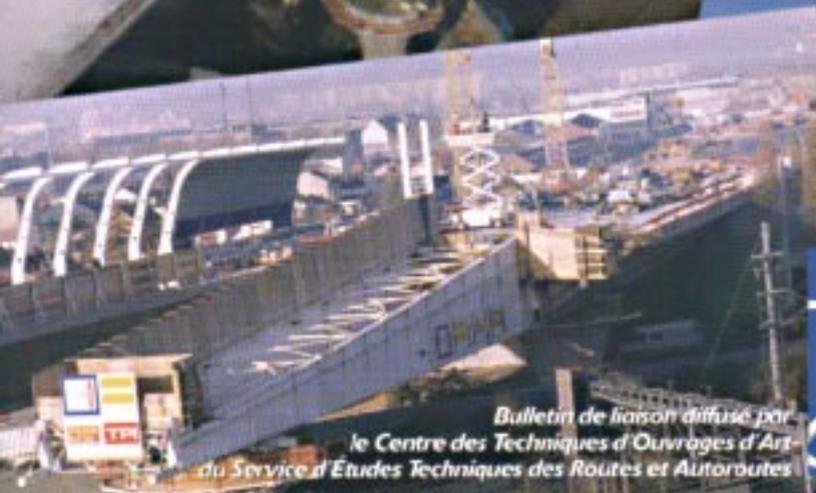
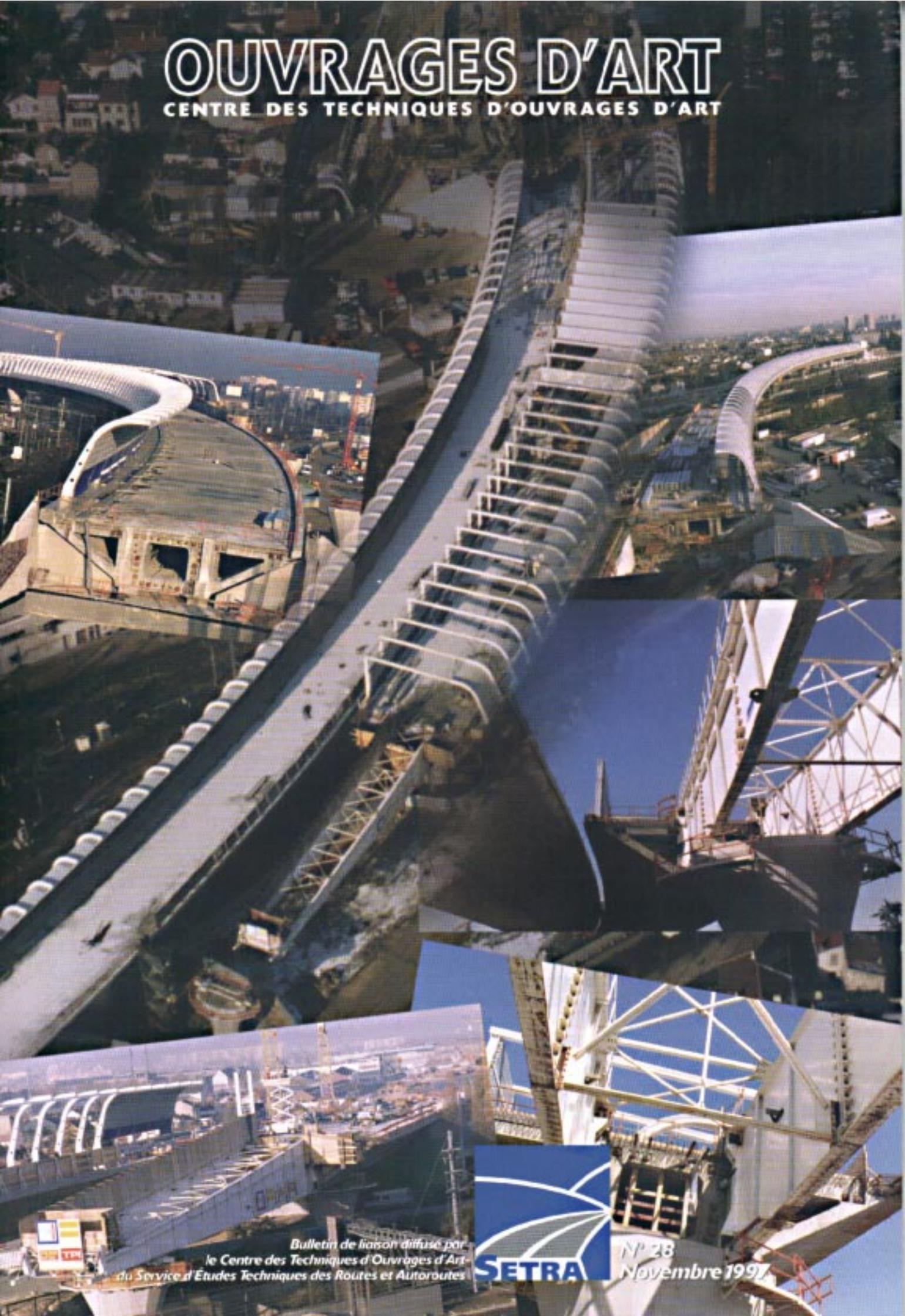


OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Bulletin de liaison diffusé par
le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

N° 28
Novembre 1997

Ripage et démolition de l'ouvrage Faidherbe

À la suite de la construction d'un nouvel ouvrage et de la déviation de l'Avenue de Faidherbe à Fontenay-sous-Bois (Val-de-Marne), l'ancien ouvrage Faidherbe (O.A.6) était hors service. Cet ouvrage en béton précontraint de type PSIDP, construit en 1967, franchissait l'autoroute A86. La culée Est empêchant la réalisation d'une bretelle d'insertion sur l'autoroute A86, il a été décidé de démolir cet ouvrage. Un article présentant un calcul réalisé avec le programme ST1 pour étudier le poussage du tablier a été publié dans le bulletin "Ouvrages d'Art" n° 23 de mars 1996.

Description de l'ouvrage

Cet ouvrage à trois travées de 14,10 m, 19,40 m et 23 m a été coulé sur cintre lors de la réalisation de l'A86. Son tracé présente successivement une droite sur 2,31 m, une portion en clothoïde sur 21,75 m et une partie circulaire sur 32,56 m, le biais de l'ouvrage variant par ligne d'appui de 36 à 53 grades. Le profil en long est constant avec une pente de 2,3 %.

La dalle, de 0,80 m d'épaisseur, de 11,45 m de largeur en extrados et de 7,50 m en intrados, est précontrainte longitudinalement par des câbles 12φ8 STUP. Au niveau de chaque pile, la dalle comporte un chevêtre incorporé, précontraint transversalement par des câbles 12φ8 STUP.

Tous les appuis sont fondés sur des pieux. La culée Ouest est constituée d'un chevêtre en tête de talus, la culée Est d'un mur de front. Les piles sont chacune composées de deux fûts de section constante trapézoïdale.

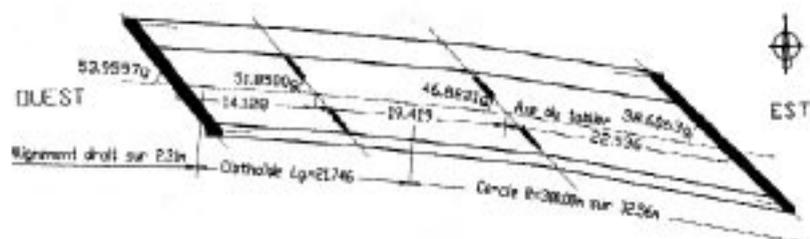
Le choix de la méthode de démolition

■ Les méthodes envisagées

Plusieurs solutions ont été étudiées pour la démolition :

Démolition en place par explosion : cette solution nécessite la fermeture totale (des deux sens de circulation) de l'autoroute A86 pendant au moins une nuit et une journée (si tout se passe bien, sinon une journée et une nuit supplémentaires pourraient être nécessaires). Les travaux estimés entre 3 et 4 MF comprennent :

- la perforation de l'ouvrage pour la mise en place des charges,



- la mise en place sur l'autoroute d'une protection (sablon par exemple),
 - la mise en place des charges et leur mise à feu,
 - la découpe des aciers et l'évacuation des résidus,
 - le nettoyage de l'autoroute et sa réouverture.
- Démolition de l'ouvrage après ripage sur une aire de stockage à côté de l'autoroute. Le déplacement du tablier peut être réalisé de plusieurs façons :

- **sans chemin de ripage** : après mise en place d'un avant-bec, d'un arrière bec en béton précontraint et d'une précontrainte additionnelle, le déplacement a lieu par traction à l'aide d'un câble, toutes les sections de la dalle passant donc sur appuis pendant les différentes phases du déplacement.
- **avec chemin de ripage** : le dispositif de ripage peut être constitué, soit de poutres PRS (mises en place au-dessous de la dalle), soit de poutres types triangulées (au-dessus de la dalle ou latéralement), genre poseur de voussoirs par exemple. La position des appuis est conservée pendant les phases de ripage. Cette solution ne nécessite donc pas de précontrainte additionnelle.

■ La consultation et le choix de l'Entreprise

La solution de démolition en place par explosion, bien que moins chère, a été abandonnée. La perspective de la coupure totale pendant toute une journée ou plus de l'autoroute A86 a en effet été rejetée à cause de son impact très fort sur la circulation de la moitié Est de l'Ile-de-France. Pour la consultation des entreprises, la solution de déplacement de la dalle sans chemin de ripage a été retenue comme solution de base car, ne nécessitant pas de matériel spécifique, elle permettait d'ouvrir largement la concurrence. Le déplacement avec chemin de ripage a été admis comme variante car seules les entreprises disposant de

matériel spécifique pouvaient répondre à cette famille de solutions. Quatre nuits de coupure totale de l'autoroute ont été prévues pour le vérinage, quatre autres pour le ripage, la présence d'une partie de l'ouvrage en encorbellement au-dessus de l'autoroute nous semblant justifier ces coupures.

Après l'ouverture des plis, cinq offres ont été retenues. Pour les cinq entreprises, le prix de la solution de base était nettement plus élevé que celui de la solution variante ; les solutions de base ont toutes été éliminées car non justifiées par le calcul tel que prévu par le règlement de la Consultation. Les quatre solutions variantes, d'un montant inférieur à l'estimation de l'Administration, ont été examinées pendant plusieurs mois par la D.D.E.94, le G.O.A. de la D.R.E.I.F. et le bureau d'études SECOA (ces deux derniers ont ensuite assuré le contrôle des études d'exécution). Des calculs justificatifs étaient notamment exigés dès l'appel d'offre et les quatre entreprises ont été reçues par le maître d'œuvre pour expliciter certaines justifications jugées insuffisantes.

- Une des offres proposait une solution du type "base aménagée", mais ne présentait pas de plan définissant l'avant-bec, l'arrière-bec et la précontrainte additionnelle ; de plus, les résultats des calculs avancés par l'entreprise n'ont pu être approuvés. Cette offre n'étant pas définie de façon suffisante a été jugée irrecevable et éliminée.
- Un autre entreprise présentait une variante avec "chemin de glissement auxiliaire par-dessous" soutenu par des palées provisoires sur l'autoroute A 86. En cas de "blocage" avant la fin du cycle de déplacement, les palées n'auraient pu être enlevées sans risque pour le tablier, d'où l'impossibilité de réouvrir l'autoroute à la circulation à 5 heures du matin. De plus, les ouvrages provisoires et la stabilité transversale n'ont pas

été justifiés si bien que cette solution a été jugée irrecevable.

- Une troisième solution variante consistait à découper le tablier en trois tranches transversales, puis à les déplacer à l'aide d'un chemin de ripage constitué de profils H 33. Mais cette entreprise n'a pas justifié et expliqué de nombreux points importants : repérage de la précontrainte longitudinale avant découpe, justification du tablier après destruction des aciers passifs et de la précontrainte transversale sur appuis, justification de la structure sous les dénivellations d'appui induites par les flèches prises par les profils H 33... Cette solution a donc été éliminée.
- Enfin, la solution proposée par le groupe-ment d'Entreprises solidaires RAZEL IDF - DE BOER consistait à vérifier l'ouvrage, à glisser des poutres métalliques sous la dalle puis à la ripper dans son intégralité sur une aire de stockage pour démolir le tablier. Cette offre (7,55 MF) a été retenue car elle était conforme aux pièces contractuelles et était la mieux étudiée.

Le déroulement des travaux

Quatre phases principales, précédées par une période d'études de quatre mois, se sont succédées de février à mai 1997 :

■ Le vérinage du tablier

Le tablier de 1380 tonnes devait être vériné de 2 m pour permettre la mise en place sous la dalle des poutres métalliques et du système de ripage ; vingt quatre vérins répartis en deux groupes par ligne d'appuis ont été utilisés. Sur culée, les vérins ont été placés dans des niches ; au niveau des piles, ils ont été posés sur des palées provisoires ceinturées autour de chaque fût. De plus, la position en plan des vérins devait être compatible avec la mise en place des poutres PRS. D'après les calculs aux élé-

Vue de l'ouvrage après le vérinage de 2 m du tablier.



ments finis réalisés au stade des études d'exécution, les dénivellations différentielles ne devaient pas excéder 10 mm entre deux lignes d'appuis consécutives et 3 mm entre deux appuis d'une même ligne. Le tablier a été vériné par passes successives de 10 mm par ligne d'appuis ; un système numérique a été utilisé pour contrôler la hauteur de levage et la pression des vérins. La majeure partie du vérinage lui-même s'est déroulée de jour sous circulation.

■ La mise en place des poutres et du système de ripage.

Le chemin de ripage était constitué de deux rangées de poutres métalliques espacées de 4,50 m entre axes, assemblées suivant une courbe de rayon métrien de 300 m (qui est en fait le rayon de la partie circulaire du tablier). Sur l'aire de stockage, située à l'Est de l'autoroute, les PRS 600 reposaient sur un platelage en azobe. Au-dessus de l'autoroute A86, longitudinalement, le chemin de ripage était constitué d'ouest vers l'est :

- d'un premier groupe de 3 PRS 1400 de 24 m de longueur, assemblés côte à côte par des boulons, reposant sur la culée C4 et la pile P3,

- d'un deuxième groupe de PRS identique au premier et s'appuyant sur les deux piles P2 et P3,
- enfin, d'un groupe de 3 HEB 1000, de 10 m de long, s'appuyant sur C1 et sur une console fixée au groupe de PRS 1400.

Les PRS 1400 ont été assemblés sur l'aire de stockage pour former deux grosses poutres de 48 m de long qui ont été lancées en ligne droite au-dessus de l'autoroute suivant un axe correspondant à la position définitive de la première poutre. Lorsque l'extrémité avant de la première poutre a atteint sa position recherchée sur la pile P2, les poutres de 24 m ont été désolidarisées longitudinalement afin de mettre la poutre située entre P3 et C4 dans sa position en plan définitive. Puis les HEB 1000 ont été posés à la grue sur la culée C1 et sur la pièce en console (3 HEB 330) qui a servi d'avant-bec au lancement des PRS 1400. Les deux rangées de poutres métalliques ont alors été équipées d'une piste de glissement constituée de plaques en acier de 4 m de long et de 5 cm d'épaisseur, soudées sur les semelles supérieures des poutres ; la face supérieure des plaques était recouverte d'une feuille d'inox de 3 mm. La piste de glissement a été positionnée suivant un arc de cercle de 300 m de rayon.



Vue de l'ouvrage pendant le « délançage » du tablier sur le chemin de ripage.

■ Le "délançage" du tablier

Deux chaises de "délançage" ont alors été placées au niveau de chaque ligne d'appui entre les pistes de glissement et l'intrados du tablier. Ces chaises, en se déplaçant le long de la piste de glissement entraînaient le tablier dans un mouvement conjoint ; mais elles provoquaient aussi dans les poutres (PRS portant les pistes) des flèches pou-

vant atteindre 55 mm. Pour éviter des dénivellations entre appuis trop importantes, chaque chaise de "délançage" a été équipée d'un vérin de 4800 kN et de 80 mm de course sur lequel il fallait agir pour rattraper la déformation de ces poutres. Le système de traction-freinage était composé de quatre vérins cylindriques de 1,30 m de course fixés sur les poutres (HEB 600) du terre plein,

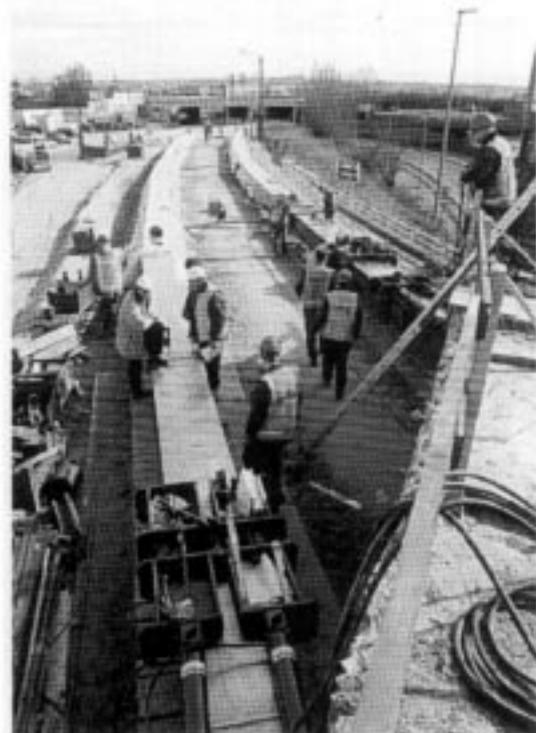
Extrémité du système de traction-freinage fixé à une chaise de "délançage", équipée d'un vérin de 4800 kN, de la première ligne d'appui.



L'autre extrémité étant liaisonnée aux chaises de "délançage" de la première ligne d'appui.

Deux des huit chaises de "délançage" étaient équipées de dispositifs de guidage qui devaient donner au tablier la trajectoire dictée par la piste de glissement. Le "délançage" s'est déroulé en partie de nuit sous coupure, en partie de jour sous circulation.

Système de traction-freinage fixé sur les PRS 600 constituant le chemin de ripage sur l'aire de stockage.



Pendant les quarante quatre phases de "délançage", l'écrou de sécurité des vérins "culées" avec écrous de contrôle était serré ; seuls les quatre vérins "piles" les plus chargés ont été déplacés sous pression hydraulique constante. Le suivi topographique a donc eu un rôle essentiel : mesure et corriger les déformations altimétriques de la dalle au droit de chaque vérin, à la fin de chaque phase de "délançage". La trajectoire du tablier a fait également l'objet d'un suivi pendant toute l'opération de "délançage" du tablier.

■ **Les méthodes préconisées pour le suivi topographique :** Le contrôle planimétrique préconisé par l'entreprise s'obtenait par des mesures de distances à partir d'un poste fixe, extérieur à l'ouvrage et trois points de mesures implantés sur le tablier. La solution du G.O.A. de la D.R.E.I.F (contrôle extérieur) était identique avec des implantations différentes pour le pôle d'observation et les points du tablier.

Le contrôle altimétrique du tablier conçu par l'entreprise DE BOER consistait à déterminer un plan d'auscultation parallèle à la face supérieure du tablier. La matérialisation de ce plan étant obtenue par l'intermédiaire d'un théodolite mis en station sur l'ouvrage, bloqué à l'état initial sur une série de réglés placés à la verticale des points d'observation. Un contrôle altimétrique des pistes de glissement complétait ce dispositif avec une mesure de flèche par nivellement direct lorsque les chaises arrivaient en milieu de travée.

Le choix du G.O.A. était différent dans la méthodologie et le matériel utilisé. Il partait du principe qu'il suffit de mesurer les dénivellées relatives entre les points d'auscultation avant ripage et de vérifier après chaque déplacement du tablier les dénivellées partielles obtenues. Le travail de terrain se résumait donc à une opération de nivellement de points rayonnés, implantés à la verticale des chaises de glissement et au calcul des dénivellées entre points d'auscultation ; le matériel utilisé était un niveau automatique de haute précision, équipé d'une lame à face parallèle et d'une mire Invar.

■ **La mise en œuvre sur le terrain.** Une mesure complète a été effectuée conjointement par l'entreprise et le contrôle extérieur avant le démarrage de chaque phase de "délançage" et au terme de celle-ci. Ces mesures concernaient autant le suivi altimétrique que le suivi planimétrique. Les mesures faites par la société ATGT sous la direction du G.O.A. de la D.R.E.L.F. (contrôle extérieur) étaient transmises par radio à un opérateur équipé d'un ordinateur portable, qui calculait et transformait en temps réel les mesures de terrain ; une interface graphique permettait de visualiser les déplacements sous forme de courbes de déformations. La comparaison des résultats "entreprise-contrôle extérieur" a très vite mis en évidence de grosses difficultés d'observation et de traitement du côté de l'entreprise ; sa méthodologie fut rapidement abandonnée au bénéfice de la solution préconisée par le contrôle extérieur.

Les valeurs limites des dénivellations d'appui fixées par le calcul aux éléments finis (respect de la classe II du BPEL) ont en fait été dépassées pendant plusieurs phases de "délançage" : elles ont été un peu plus que doublées parfois, sans toutefois entraîner

de désordre dans le tablier. En effet, l'un des vérins "pile" qu'il fallait monter ayant une pression presque maximale, il n'a pas été possible de corriger les dénivellations comme le dictaient les mesures de nivellement pendant plusieurs phases de "délançage". D'autre part, les dénivellations entre appuis ont été supérieures à celles prévues par le calcul, notamment sur l'aire de stockage où les tassements avaient été sous-estimés. Il a donc fallu, après certaines phases, des discussions entre l'Entreprise et la Maîtrise d'Oeuvre pour s'adapter à des situations non prévues. En fin de "délançage", le contrôle planimétrique a mis en évidence une dérive de la partie arrière du tablier. Un suivi en planimétrie des poutres de "délançage" aurait sans doute permis d'expliquer ce phénomène inattendu.

■ La démolition de l'ouvrage

En fin de déplacement, le tablier a été stocké sur la plate forme située à l'Est de l'autoroute. La précontrainte a été neutralisée en sciant le tablier sur une certaine épaisseur, après avoir dimensionné et fixé des protections au niveau des ancrages. La démolition du tablier par broyage a alors pu commencer sur une vingtaine de mètres à l'extrémité la plus éloignée de l'autoroute A86. La taille de la plate forme de stockage étant limitée, l'autre extrémité de la dalle se trouvait au ras de la culée Est et donc de l'A86, si bien qu'il a fallu riper la partie restante de tablier afin de l'éloigner de l'autoroute et de la démolir par broyage à l'aide d'une pelle hydraulique équipée d'un broyeur. En fait, il a fallu essayer plusieurs types de broyeurs avant de trouver une mâchoire suffisamment grande et puissante pour pouvoir entamer les 80 cm d'épaisseur du tablier.



Démolition par broyage du tablier sur les PRS 600 de l'aire de stockage.

Les appuis ont été démolis de nuit sous coupure de la circulation, par sciage des fûts de pile et par broyage des culées.

Conclusion : bilan de l'opération

En prenant un peu de recul, plusieurs enseignements peuvent être tirés de ce chantier, et plus particulièrement de la phase peu courante du 'délançage' du tablier.

Tout d'abord, il aurait peut être fallu déterminer également lors des études, des dénivellations d'appuis admissibles pour cet ouvrage destiné à la démolition qui soient moins restrictives que les limites réglementaires qui étaient imposées par le marché.

Par contre, une automatisation de l'exploitation des mesures topographiques, pour déterminer les corrections à appliquer aux vérins, n'aurait rien apporté car ces valeurs dépendaient également d'autres facteurs tels que la pression des vérins les plus chargés et la déformation des poutres prévue pour la phase suivante. Cependant, l'exploitation des mesures de nivellement des appuis doit être étudiée de manière précise avant le début du 'délançage' et doit faire l'objet d'une concertation entre l'Entreprise et la Maîtrise d'Oeuvre. Ceci nécessite donc :

- de prévoir suffisamment de temps entre les phases de 'délançage', surtout lorsqu'il s'agit de s'adapter à des situations parfois inattendues. Dans notre cas, des problèmes linguistiques ont accru les difficultés de communication entre la Maîtrise d'Oeuvre et le personnel hollandais de l'Entreprise De Boer
- la présence sur le terrain de personnel de chantier et d'étude ayant une bonne connaissance de l'opération telle qu'elle a été prévue. Cette présence s'est avérée indispensable ; ceci est en fait vrai pour toute opération peu courante.

Enfin, il est indispensable, dans un cas semblable, de déplacer les vérins "appuis" sous pression hydraulique en prenant une marge de sécurité importante sur la pression et la course des vérins.

Mais, le professionnalisme, la motivation et le désir de réussir partagés par l'Entreprise, le Maître d'Oeuvre, les géomètres et les bureaux d'études, ont permis de surmonter ces difficultés de chantier inattendues et de mener à bout cette opération originale et délicate.

G. BERNARD - J. LETCHEVERRY
G. GOMEZ - J.P. PINAY ■

BERNARD Gilbert

Ingenieur géomètre
D.R.E.L.F. Groupe Ouvrages
d'Art
Tél: 01 49 57 56 81

ETCHEVERRY

Jean-Luc
I.T.P.E. - D.R.E.L.F.
Groupe Ouvrages d'Art
Tél: 01 49 57 56 80

GOMEZ Gérard

Ingenieur géomètre
D.R.E.L.F. G.O.A.
Tél: 01 49 57 56 81

PINAY Jean-Pierre

Ingenieur - D.D.E. 94
Etudes et Grands Travaux
Tél: 01 48 85 40 33

Réparation et renforcement d'ouvrages d'art par collage de tissu de fibres de carbone TFC®

INTRODUCTION

Les matériaux composites sont de plus en plus utilisés dans l'industrie aéronautique et spatiale. Peu d'applications existent dans le génie civil alors que ces matériaux possèdent des qualités indéniables.

Freyssinet International et Cie, Entreprise Générale de Réparation, associée au LCPC et à d'autres partenaires intellectuels et industriels a développé et mis au point une application de ces matériaux dans le génie civil : Le Renforcement par collage à froid de Tissu de Fibres de Carbone ou TFC.

RAPPEL DE LA TECHNIQUE DE RENFORCEMENT PAR TÔLES COLLÉES

Définition

La tôle métallique collée est un procédé de renforcement utilisé depuis de nombreuses années dans le cas où l'on souhaite réaliser un apport extérieur d'armature sur des parties tendues de pièces en béton. L'objectif est :

- de modifier ou d'améliorer la force portante,
- de consolider une pièce,
- de remplacer des aciers oubliés, mal positionnés ou insuffisants.

La technique inventée par Robert L'HERMITE puis étudiée par J. BRESSON et J.N. THEILLOUT présente des avantages mais aussi des limites. Elle fait l'objet du fascicule n° 6 du STRRES (Syndicat National des Entrepreneurs Spécialistes de Travaux de Réparation et Renforcement de Structures).

Avantages

Cette technique a été longtemps utilisée car elle présentait des avantages certains par rapport aux autres techniques de renforcement :

- mise en œuvre souple ne nécessitant pas d'intervention lourde sur la structure existante,
- faible encombrement des renforts,

Inconvénients

Toutefois cette technique a des inconvénients qui ont limité son emploi dans le domaine des ouvrages d'art :

Après un rappel de la technique des tôles collées et de ses limites, nous définirons le système TFC, ses avantages, ses domaines d'applications ainsi que les points qui nécessitent encore des recherches ou des développements.

Validée par de nombreux essais réalisés pour partie au Laboratoire Régional de l'Est Parisien sous la tutelle du LCPC, la technique du TFC dispose déjà de quelques références sur des ouvrages d'art. Nous en décrivons ci-après deux applications.

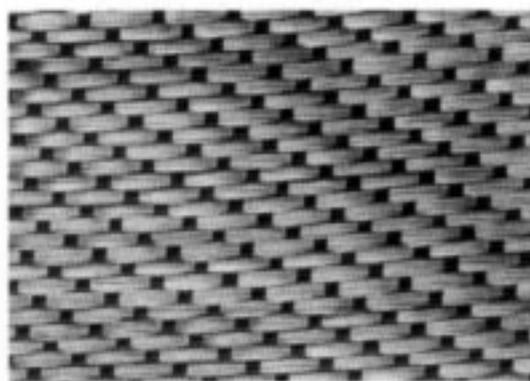
- l'acier est sujet à corrosion et demande une protection et un entretien,
- les tôles, sollicitées le long d'une seule face, sont soumises à des contraintes de flexion d'autant plus intenses que leur épaisseur est plus grande,
- la raideur de la tôle impose une planéité rigoureuse de la surface du support afin que l'épaisseur de la colle soit constante,
- la mise en place de la tôle est délicate car il est difficile d'éviter la présence de bulles d'air dans l'épaisseur de la colle,
- le poids de la tôle (23 kg/m² pour une tôle de 3 mm) la rend difficile à manipuler,
- la mise en œuvre de la tôle nécessite l'application d'une pression de contact sur toute la surface de l'ordre de quelques centièmes de MPa à près de 0,4 MPa, ce qui exige l'utilisation de moyens importants,
- afin d'éviter le décollement progressif, il est souvent nécessaire de mettre en place des verrous d'extrémités, notamment lorsque le collage surplombe une voie de circulation,
- la tôle présente une forte fragilité au choc transversal, ce qui la rend vulnérable en particulier au passage des camions sous un ouvrage renforcé en sous-face.

Le TFC a pour chance de disposer des avantages de la tôle métallique collée sans en avoir les inconvénients.

LE RENFORCEMENT PAR TFC

Définition :

Le procédé de renforcement par TFC a pour but de réparer ou de renforcer des structures par collage à froid de Tissu de Fibres de Carbone. Le procédé permet le renforcement structurel à l'égard des sollicitations de flexion et d'effort tranchant. Il est constitué d'un tissu de fibres de carbone et d'un liant synthétique à base de résine époxy.



Propriétés des fibres de carbone

Les fibres de carbone sont obtenues par pyrolyse de fibres organiques réticulées et orientées en atmosphère contrôlée. Elles s'utilisent essentielle-

ment sous la forme de matériaux composites pour conférer au produit fini le meilleur des propriétés physiques, statiques et dynamiques. Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier.

Les composites issus de fibres de carbone bénéficient de caractéristiques sans équivalent et propriétés physiques très étendues :

- grande résistance et haut module d'élasticité en traction,
- grande résistance à la fatigue et à la déformation,
- légèreté,
- grande résistance à l'usure,
- absorption des vibrations,
- grande stabilité dimensionnelle,
- grande stabilité thermique (le carbone est pratiquement incombustible),
- grande résistance à la corrosion,
- bonnes conductivités thermique et électrique,
- transparence aux rayons X.

Le tableau ci-après résume les propriétés mécaniques des fibres de carbone et des composites à base de ces fibres, comparées à celles de l'acier.

	Unité	Fibres de carbone	Composites (*) carbone	Acier laminé
Densité	-	1,75 - 1,80	1,53	7,8
PROPRIETES MECANIKES (Sens longitudinal)				
<i>TRACTION</i>				
Contrainte rupture	Mpa	3 530 - 4 900	1 760 - 2 750	440
Module	Gpa	230	125 - 130	200
Allongement	%	1,5 - 2,1	1,2 - 1,9	23
<i>COMPRESSION</i>				
Contrainte rupture	Mpa	-	1 370 - 1 570	440
Module	Gpa	-	125	200
PROPRIETES MECANIKES (Sens transversal)				
<i>TRACTION</i>				
Contrainte rupture	Mpa	-	80	440
Module	Gpa	-	7,8	200
Allongement	%	-	1,0	23

(*) Carbone / résine époxy ; Vf = 60 %

Propriétés du tissu de fibres de carbone (TFC)

Le TFC est formé d'une chaîne et d'une trame dont les sections relatives peuvent être modulées à la demande de façon à représenter une résistance anisotrope. Il est livré en rouleaux, de largeurs standards, prêts à l'emploi.

Sa souplesse lui permet de s'appliquer sans difficulté sur des surfaces courbes telles que les colonnes cylindriques par exemple ; moyennant un calepinage convenable, il peut même être utilisé sur des surfaces non développables.

D'un transport et d'une manutention faciles (il ne pèse que 800 g par mètre carré), le TFC peut être aisément découpé sur place à la forme désirée ; sa mise en œuvre n'exige qu'un échafaudage léger.

Le tissu de fibre de carbone

À l'inverse des tôles d'acier, le TFC ne nécessite aucune pression de contact pendant le durcissement de la résine. Sa faible épaisseur (0,8 mm) permet son entraînement en traction par la résine durcie sans flexion parasite notable.

Le renfort à base de TFC présente aussi plusieurs avantages déterminants en service :

- *insensibilité à la corrosion ;*
- *bonne tenue aux chocs ; collé en sous-face d'un pont-dalle, par exemple, le TFC est moins sensible que la tôle au frottement des bâches flottantes des camions passant sous l'ouvrage ;*
- *excellente résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamiques.*

Propriétés de la résine de collage

L'un des avantages du procédé TFC réside aussi dans le fait que la résine est utilisée à double fin ; elle réalise à la fois l'imprégnation du tissu et son collage au support. Il en résulte, d'une part, une plus grande simplicité de mise en œuvre et, d'autre part, un fonctionnement mécanique amélioré, le renfort ne comportant qu'une seule surface de contact au lieu de deux dans le cas du collage d'une plaque rigide.

EXEMPLES DE RENFORCEMENT

Nous allons, à présent, examiner 2 exemples de renforcement :

Autoroute A10 - PS 38/18

■ Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est un pont du type PRAD à 4 travées permettant à la D 412 de franchir l'autoroute A10.



Les travées respectivement de 9,20 m + 16,25 m + 9,20 m sont constituées de 8 poutres préfabriquées isostatiques précontraintes rendues continues sur appui par le coulage d'une entretoise et d'un hourdis en béton armé.

La résine, époxydique, est brevetée ; elle est formée de deux composants, adhésif et durcisseur. Elle a été spécialement étudiée pour atteindre le meilleur compromis entre une grande facilité d'application et d'imprégnation et une viscosité suffisante pour maintenir en place une couche de TFC collée en plafond.

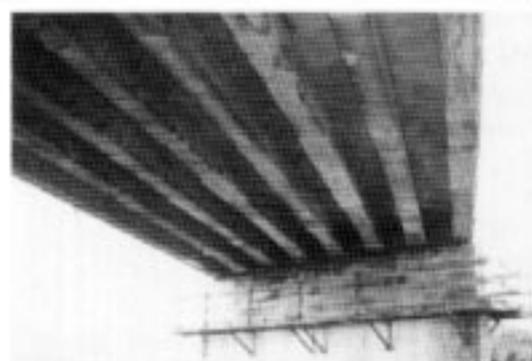
En dépit d'un coût matière plus élevé que celui de l'acier, le renforcement à base de TFC s'avère en pratique, de par sa souplesse de mise en œuvre, bien plus compétitif que les procédés classiques.

Domaines d'applications

Les renforcements à l'aide de TFC sont compatibles avec des structures en béton, en acier ou en bois, des surfaces lisses ou rugueuses, des supports secs ou humides, même à des températures relativement basses.

Développement

Face à l'intérêt que présente ce matériau des études sont poursuivies afin d'en approfondir la connaissance et la maîtrise, notamment en ce qui concerne la fixation de contrainte limite et ainsi prendre en compte son faible allongement à la rupture, la longueur d'ancrage du tissu et la vérification de l'absence de délamination du béton.



Défauts d'éclatement du béton des poutres

■ But de la réparation :

Cet ouvrage fait partie d'un lot pour lesquels une remise au gabarit routier s'est avérée nécessaire. En même temps que la remise au gabarit (relevage de 15 cm de l'ouvrage), on profite de cette opération pour augmenter le taux de précontrainte des travées par dénivellation des appuis centraux (+ 4 cm environ).

Ces opérations sollicitent un peu plus les zones d'ancrage de fils de précontrainte par adhérence présentant déjà des fissures longitudinales consécutives à une insuffisance locale de dimensionnement.

Techniques particulières

L'application de TFC dans ces zones a donc pour but de renforcer localement la zone de diffusion des efforts de l'ancrage par adhérence de certains fils.

L'ouvrage présente également des défauts d'éclatement de béton de surface dus à l'oxydation des armatures dont le recouvrement est trop faible. Ces défauts sont traités, après passivation des armatures, par ragréage et par béton projeté pour les défauts profonds ; l'ensemble est ensuite recouvert d'un enduit mince et souple de protection à base de ciment.

■ Les travaux :

— *préparation du support : comme pour tout renforcement par collage, l'utilisation du TFC nécessite une préparation soignée des surfaces à coller. Celle-ci s'effectue par un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous points et de préserver des reliefs compris entre 0,5 et 1 mm maximum.*

Les dépôts de poussières et les particules non adhérentes sont éliminés par un brossage énergique.

— *une couche d'accrochage à base de résine époxy est d'abord appliquée au rouleau de façon à réaliser un bon mouillage du support.*

— *le TFC préalablement découpé aux dimensions désirées est ensuite mis en place.*



— *puis une couche d'imprégnation de la même résine époxy est appliquée à la spatule, suivie d'une couche de fermeture.*



Ces renforcements ont été posés certains jours dans des conditions très difficiles (humidité relative de 100 % et température inférieure à 5 °C), le vent soufflait souvent à plus de 80 km/h. Malgré ces conditions de travail particulièrement défavorables, les travaux ont été menés à bien dans les temps et sans que la circulation automobile soit interrompue pendant toute la durée du chantier.

Le pont a ensuite été relevé comme indiqué plus haut. Des mesures effectuées par le CEBTP pendant cette opération ont confirmé la bonne adhérence du TFC sur le support et son bon comportement mécanique.

Environ 15 jours après, ce pont a subi avec succès des essais en charge, conformément aux règles habituelles de réception des ponts.

Le label IVOR a été obtenu pour cette réalisation..

Autoroute A6 - Passage inférieur d'Avallon

■ Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un passage inférieur de l'Autoroute A6, situé au PR 209.472 et permettant la traversée de la bretelle de sortie au péage d'AVALLON.

Cet ouvrage est un pont droit, de type PICF de 10 m d'ouverture, de 14,50 m de largeur, et de 7,41 m de hauteur.



Application de la résine

Découpe du tissu

Mise en place du tissu

■ But de la réparation

Dans le cadre de l'élargissement de l'autoroute à 3 voies et du rechargement de la chaussée par 19 cm de grave bitume, le dimensionnement de l'ouvrage a été vérifié par un nouveau calcul de type P.I.C.F.

La comparaison des sections d'acier calculées avec les sections réellement en place a fait apparaître des déficits d'environ 30 % dans la traverse supérieure.

Il est à noter que ces insuffisances sont au moins autant dues à l'élargissement de l'autoroute qu'au rechargement.

Afin de mettre l'ouvrage en conformité, le Maître d'Ouvrage a engagé des travaux de renforcement.

Le projet initial de renforcement consistait à mettre en œuvre des aciers de béton armé et un béton projeté par voie sèche.

Cette technique de renforcement, bien que tout à fait efficace, posait plusieurs problèmes :

- durée importante de gêne à la circulation,
- réduction significative du gabarit,
- protection importante à mettre en place contre les retombées de béton.

Freyssinet a été invité à proposer une solution de renforcement en Tissu de Fibres de Carbone permettant de répondre :

- aux exigences de calcul,
- aux contraintes d'environnement.

La note de synthèse du bureau d'études montre que les parties d'ouvrages qui nécessitent un renforcement sont essentiellement situées au voisinage de l'axe de la traverse supérieure.

Les autres insuffisances d'armatures, notamment dans les angles des piedroits, sont beaucoup plus faibles et sont compensés par les goussets non pris en compte dans ces zones.

■ Les travaux

Le renforcement est réalisé à l'aide de bandes de TFC collées en sous face de la traverse supérieure dans les zones insuffisamment ferrées.

Les bandes de 200 mm de large sont disposées parallèlement, avec un entraxe de 250 mm, et de manière normale à l'axe du cadre.

Le calcul des contraintes dans les matériaux a été conduit selon la théorie du béton armé en considé-

rant que les TFC sont assimilables à des aciers de renfort et en adoptant un coefficient d'équivalence TFC/béton de 7.5.

Le renforcement a été vérifié à l'E.L.S. ainsi qu'à l'E.L.U.

■ La Mise en Œuvre

- Après sablage de la totalité de la sous face de la dalle, l'emplacement de chaque bande a été tracé sur le béton.
- Les 62 bandes de 5,65 m de long ont été découpées en atelier en deux séries de 2,40 m et 3,25 m.
- Après application de la première couche de résine, chaque bande a été montée soigneusement sur l'outil de déroulage et mise en œuvre sur le béton.
- Le Tissu de Fibres de Carbone a été maroufflé avant application de la deuxième couche de résine d'imprégnation.
- Afin d'améliorer l'adhérence de surface, du sable sec de type "S4" a été projeté à refus sur la deuxième couche fraîche de résine.
- Après réalisation des renforcements la totalité de la sous face de l'ouvrage a reçu une peinture époxydique sans solvant appliquée en deux couches, cette peinture ayant pour but de redonner une uniformité de couleur à la surface renforcée.

Les travaux de renforcement ont été réalisés en huit jours avec un alternat de circulation pendant la journée.

Conclusion

Plusieurs années de recherche, de très nombreux essais réalisés dans d'éminents laboratoires, ainsi que les premiers chantiers confirment les qualités techniques du procédé TFC et son intérêt économique. Des développements sont encore en cours afin d'en parfaire la connaissance.

Dès à présent, nous pouvons affirmer que le procédé TFC permet d'envisager bien d'autres applications que celles habituellement dévolues aux tôles collées et à des coûts plus faibles permettant aux Maîtres d'Ouvrage, Maîtres d'Œuvres, Bureaux d'Etudes ou Ingénieurs Conseils de résoudre avec simplicité et économie leurs projets de renforcement et de réparation.

A. GHENASSIA - C. LACROIX ■

GHENASSIA Alain
Directeur Régional
Rhône-Alpes
FREYSSINET
FRANCE SUD
Tel : 04 78 51 42 22

LACROIX Christian
Directeur Commercial
France
FREYSSINET
INTERNATIONAL
Tel : 01 34 63 15 15

Calculs des ponts en ossature mixte

Compléments au guide sur la résistance à la fatigue des ponts routiers.

Le SETRA a récemment publié avec le CTIGM et la SNCF un guide pour concevoir et justifier les ponts métalliques et mixtes acier-béton en leur conférant une résistance suffisante vis-à-vis de la fatigue. Il est destiné particulièrement aux Maîtres d'Ouvrage, aux Bureaux d'études et aux Entreprises responsables de la construction de ponts de ce type. L'objectif du guide est de contribuer à la qualité des ouvrages à poutrason en acier, aujourd'hui très répandus.

Le programme OMC a évolué parallèlement pour faciliter l'exploitation d'un calcul détaillé vis-à-vis de la fatigue en mettant en œuvre les dispositions prévues dans le guide pour les ponts routes. Pour présenter le module fatigue d'OMC, il est nécessaire de rappeler d'abord quelques points importants qui font souvent l'objet de questions, puis de donner quelques précisions complémentaires.

La prise en compte de la fissuration de la dalle lors de la vérification en fatigue des poutres principales des ponts métalliques est très importante. En effet, l'état de fissuration de la dalle sous l'effet des charges d'exploitation de l'ELS en combinaison rare modifie totalement dans certaines zones les contraintes dans la semelle supérieure sous le passage du convoi de fatigue. La semelle inférieure est également affectée, mais dans une bien moindre mesure. Les variations de contraintes au passage du convoi de fatigue doivent être calculées avec le module instantané du béton ($n=6$). Deux calculs OMC sont toujours à prévoir pour chaque pont, comme cela était déjà le cas avant l'introduction du module fatigue. En effet, les contraintes dans la dalle sous combinaisons rares doivent être calculées, quant à elles, à court terme ($n=6$) et à long terme ($n=18$).

Le calcul de la fatigue dans les connecteurs peut toujours être mené selon les dispositions du fascicule 81-31-bis. C'est le choix fait à l'intérieur du programme OMC. Les courbes de vérification des connecteurs à l'état limite de service et en fatigue sont dessinées par OMC sous une forme permettant d'apprécier immédiatement quelle vérification est décisive pour le dimensionnement.

La masse du camion **Bf** est prise égale à trente tonnes. Mais elle doit être pondérée par un coefficient "c" qui dépend du trafic prévu au cours du siècle à venir, siècle qui correspond

à la durée de vie du pont. Le Setra conseille de ne pas descendre en dessous de la valeur $c = 0,80$ pour ce coefficient, même dans le cas de voiries locales ne supportant aujourd'hui qu'un faible trafic. A l'autre extrême la valeur $c = 1,45$ correspond au trafic de l'A6 entre Beaune et Macon, le record d'Europe du trafic lourd.

On a donc, correspondant aux quatre catégories de l'Eurocode :

- | | |
|------------------------------|------------|
| 1. trafic autoroutier lourd | $c = 1,45$ |
| 2. trafic autoroutier normal | $c = 1,20$ |
| 3. trafic RN normal | $c = 1,00$ |
| 4. trafic local faible | $c = 0,80$ |

Des coefficients intermédiaires (0,90 ou 1,10 ou 1,30...) peuvent aussi être spécifiés par le Maître d'Ouvrage. La valeur du coefficient c est par exemple alors affinée avec les indications du chapitre C.5.3 du guide à partir de la connaissance du trafic prévisionnel de poids lourds.

Le résultat du calcul en fatigue dépend bien sûr aussi de la ligne d'influence transversale. Les voies lentes à considérer sont celles qui sont peintes sur la chaussée en exploitation normale. Le trafic lourd est réellement centré sur ces voies lentes, et il en va de même pour le camion **Bf**. Il ne faut donc pas confondre la position du camion **Bf** et celle du camion **Bc** du fascicule 61 titre II. Le camion **Bf** est toujours moins excentré que le camion **Bc**.

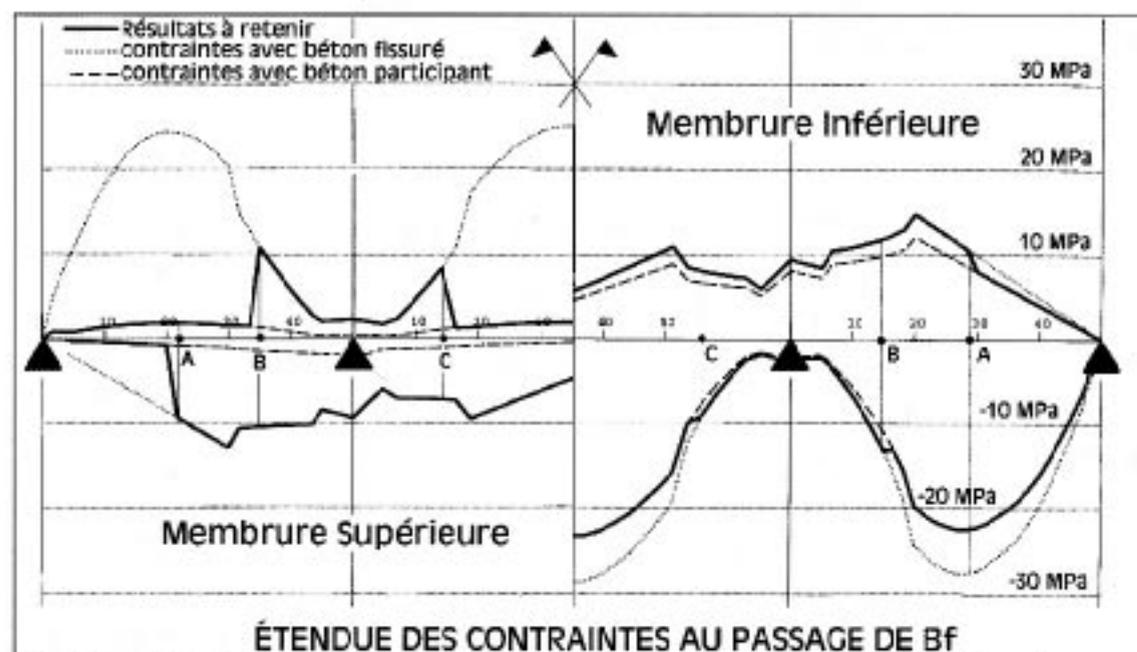
Lorsque l'ouvrage comporte deux voies lentes, il faut considérer le trafic lourd de chaque voie lente et tenir compte du croisement possible des camions. Dans le cas des ponts à poutres en I. bipoutre ou multipoutre, le jeu des racines cinquièmes combiné avec la forme des lignes d'influence transversales rend négligeable la prise en compte du croisement. En revanche, dans le cas des monocoissons, il faut calculer le pourcentage de croisement p défini au chapitre B.2.2 du guide et cumuler les endommagements dus aux deux voies lentes par la formule du Δ_{tot} donnée au même chapitre B.2.2. Dans OMC, on a choisi de programmer le calcul de p en fonction de la valeur de c pour simplifier l'utilisation du logiciel.

Dans la nouvelle version du programme OMC qui traite la fatigue, en intégrant les remarques précédentes, l'utilisateur doit donc fournir la position d'une voie lente au moins. La voie lente est repérée

par l'abscisse de son centre. Dans le cas de deux voies lentes, la recherche de la voie la plus défavorable est prise en charge par le programme OMC, de même que le cumul des endommagements s'il est nécessaire. L'utilisateur doit bien sûr aussi indiquer la valeur du coefficient ϵ décidée par le Maître d'Ouvrage.

L'exemple de l'annexe 3 du guide peut être traité avec OMC. Les diagrammes qui suivent remplacent et rectifient les figures 4 et 5 de l'annexe 3 du

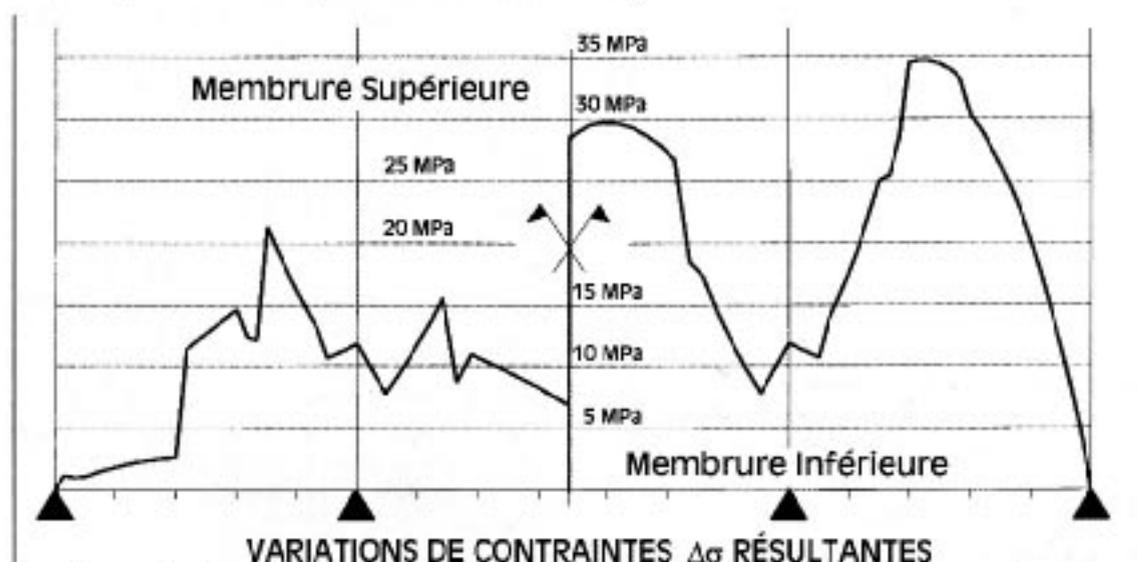
guide (chapitre G-4). Le principe des courbes reste inchangé. Cependant les abscisses des points A B et C sont très légèrement différentes car la position de ces points est très sensible par exemple à la moindre variation du poids des superstructures. Il est donc conseillé d'adopter une attitude conservatrice vis-à-vis de la position de ces points en n'hésitant pas à prolonger de quelques mètres une tôle forte, lors de l'étude de dimensionnement de la charpente.



Mise en évidence des différentes zones de fissuration

ÉTENDUE DES CONTRAINTES AU PASSAGE DE BF
Les valeurs numériques des ordonnées des courbes ont changé car la répartition transversale (coefficient μ) n'avait pas été prise en compte pour les courbes présentées dans le

guide, comme cela a déjà été signalé par un erratum. Ces courbes sont complétées dans OMC par celles des variations de contraintes $\Delta\sigma$



Aide à la justification par un dessin des variations de contraintes.

VARIATIONS DE CONTRAINTES $\Delta\sigma$ RÉSULTANTES
Dans la travée de rive, les variations de contraintes dépassent la valeur limite admissible donnée par le guide, de 29 Mpa en membrane

inférieure. Un renforcement y est donc nécessaire.

Les conclusions générales du guide restent cependant inchangées. Les ponts les plus sensibles à la fatigue sont les bipoutres de faibles portées. On trouve les zones les plus sensibles à la fatigue dans le cas des ponts hyperstatiques, à la transition entre zone de moment positif prépondérant, et zone de moment négatif prépondérant. En effet, ces zones intermédiaires de faible longueur entre la zone sur appui et la zone en travée sont peu sollicitées par les moments de flexion dus aux charges prises en compte dans les calculs de résistance.

Dans les zones intermédiaires, le calcul en fatigue a souvent pour seule conséquence de faire prolonger de quelques mètres une tôle forte située sur appui. Les courbes montrent que ce renforcement est particulièrement impératif pour les membrures supérieures en raison du rôle important de la fissuration du béton.

Bien sûr, dans l'exemple du guide qui correspond à un pont à trois travées, on aurait tout intérêt à prévoir des dénivellations d'appui. Elles modifient la répartition des moments flé-

chissants causés par les charges du calcul en résistance. Le premier effet est donc d'obtenir par un dimensionnement en résistance seule une répartition des matières moins sensible à la fatigue. Mais de plus, les dénivellations d'appui compriment le béton en limitant l'étendue des zones de fissuration. Ce second effet est très favorable pour la membrure supérieure, en raison du mécanisme qui a déjà été décrit plus haut.

En phase de dimensionnement, le module Génome d'OMC propose des dénivellations d'appui réalistes pour les ouvrages hyperstatiques rectilignes et droits de moins de 300 mètres de longueur. Elles permettent d'une part alors de maîtriser la fissuration du hourdis de béton dans le cas d'une dalle économique de qualité, aujourd'hui classiquement coulée en place à l'outil coffrant en l'absence de contrainte particulière de courbure ou de biais. De plus, une charpente ainsi dimensionnée ne nécessite généralement que peu de retouches pour respecter les critères de la résistance à la fatigue.

J. BERTHELLEMY ■

Etude du comportement d'un PIPO sous l'effet d'un tassement différentiel des piédroits

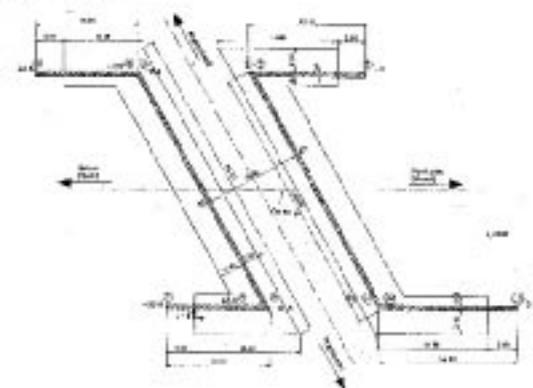
Le PI de la rue d'Epinay à Argenteuil permet à la déviation de la RN311 de franchir la voirie locale. Cet ouvrage de type PIPO se caractérise par un biais important et par des murs en retour solidaires des piédroits.

Réalisé en 1972, il a subi peu de temps après sa construction des désordres provoqués par un tassement des terrains. Il présente aujourd'hui des fissures spectaculaires et fait l'objet d'une surveillance renforcée.

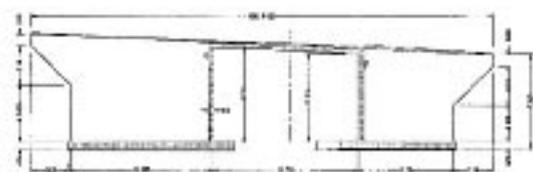
En 1996 la DDE du Val d'Oise a décidé d'évaluer au moyen d'un calcul l'incidence des tassements sur le comportement de la structure. L'étude a été confiée au Groupe d'Ouvrages d'Art de la DREIF.

Description de l'ouvrage

Ce pont est du type portique ouvert en béton armé et présente un biais de 67,8 grades ; sa largeur est de 25,8 m et son ouverture droite de 10 m.



Les profils de la chaussée en pente et en dévers imposent une géométrie tourmentée avec des piédroits dont la hauteur varie de 6,2 m à 8,2 m.



La dalle est d'épaisseur variable de 40 cm en bord de dalle à 55 cm dans l'axe.



L'ouvrage présente en outre une singularité : les quatre murs en retour sont encastrés dans les piédroits, l'ensemble ne formant qu'un seul bloc. Chaque piédroit et les murs en retour attenants sont fondés sur une semelle unique.

Cette disposition constitue en fait une mauvaise solution :

- les murs en retour constituent un point dur qui s'oppose à la rotation du piédroit, le fonctionnement mécanique normal en portique n'est plus respecté.
- la poussée des terres sur le piédroit crée des efforts parasites dans la région de l'encastrement.
- enfin un tassement du terrain sous le mur en retour, ce qui est le cas pour cet ouvrage, entraîne une rotation de la fondation du piédroit. On sait que les PIPO sont très sensibles à la rotation des semelles (cf. dossier PIPO 74 pièce 1.1.1).

Fondations, tassements et désordres

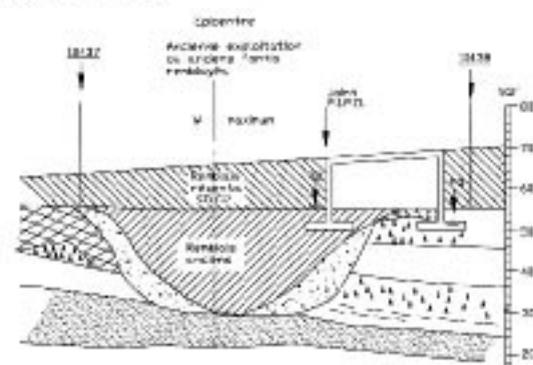
Le site géologique est constitué essentiellement par les Masses et Marnes du Gypse. Dans la zone de l'ouvrage les formations gypseuses ont été soumises, d'une part à une exploitation par carrières souterraines ou à ciel ouvert, d'autre part à une dégradation naturelle (altération et dissolution karstique) due à la proximité du versant de la Vallée de la Seine.

L'ouvrage se situe en bordure d'une anomalie géologique qui n'avait pas été reconnue à l'époque de sa construction en 1972. Une étude géotechnique plus détaillée effectuée en 1984 après l'apparition des désordres a établi que le piédroit nord-est reposait sur les gypses constituant la base de la deuxième masse alors que le piédroit sud-est reposait sur des remblais anciens. Ces remblais très compressibles, proviennent probablement du comblement d'anciennes carrières, leur épais-

Vue en plan.

Coupe longitudinale ouest.

seur moyenne serait de 3,5 m à 5 m au droit de la semelle.



Un nivellement de l'ouvrage est effectué régulièrement par le LROP depuis 1981, à la demande de la CDOA du Val d'Oise. Les mesures montrent un tassement et un basculement du piedroit sud-est et des murs. Ces mouvements s'accompagnent d'un tassement du remblai à l'arrière des piédroits. Les mouvements ont paru se stabiliser vers 1986 puis sont repartis, après 1988, à la suite d'un rechargement de la RN311 visant à rétablir le profil en long.

Les valeurs totales des tassements estimées entre 1972 et 1996 sont les suivantes :

— <i>piédroit sud</i>	
<i>côté ouest</i>	-6,1 cm
<i>côté est</i>	-11,8 cm
— <i>about mur sud ouest</i>	-22,5 cm
— <i>about mur sud est</i>	-32,8 cm
— <i>about mur nord ouest</i>	-2,0 cm
— <i>piédroit nord et mur nord est</i>	0,0 cm

Les désordres les plus voyants se manifestent par un détachement des murs en retour au niveau des piédroits. Les murs présentent de larges fractures sub-verticales qui ont attiré l'attention sur cet ouvrage peu de temps après sa construction ; elles sont instrumentées depuis 1981. Pour le mur sud-ouest l'ouverture atteint 72 mm avec un désalignement des parements de 22 mm. Ces fractures continuent à évoluer avec les tassements de la fondation pour les murs côté sud mais paraissent être stabilisées depuis 1992 côté nord.

La traverse a naturellement "suivi le mouvement" et présente une déformation importante visible surtout par le non-alignement des corniches. Les relevés de fissuration de l'intrados établis en 1985 et 1994 montrent essentiellement une série de fissures fines (<0,5 mm) parallèles aux piédroits ; il ne semble pas qu'il y ait eu une évolution évidente entre les deux relevés.

Le piedroit sud présente aux extrémités des fissures fines et moyennes anarchiquement orientées dans diverses directions, en relation sans doute avec les désordres des murs en retour. On y trouve également dans la zone centrale quelques fissures horizontales en partie haute, au voisinage de l'encastrement de la dalle.

Les autres désordres intéressent l'environnement de l'ouvrage et ses équipements : affaissement de la chaussée derrière le piedroit sud, corniches non alignées et éclatées, non-alignement des équipements de sécurité.

Modélisation de l'ouvrage

Les calculs ont été faits avec le programme ST1 en assimilant tous les éléments de l'ouvrage à un réseau de poutres : dalle, piédroits, murs et semelles.

Plusieurs questions se sont posées lors de l'élaboration du modèle :

- la représentation de la dalle, les barres fictives pouvant être parallèles aux bords de dalle (maillage biais) ou au contraire perpendiculaires entre elles (maillage droit)
- la prise en compte d'une réaction élastique du terrain
- la liaison entre les murs et le reste de la structure compte tenu des déformations et des fissurations visibles.

Elles nous ont conduits dans un premier temps à réaliser deux modèles simplifiés en faisant abstraction des variations de hauteur des piédroits et d'épaisseur de la dalle.

Maillage de la dalle

■ modèle à maillage biais

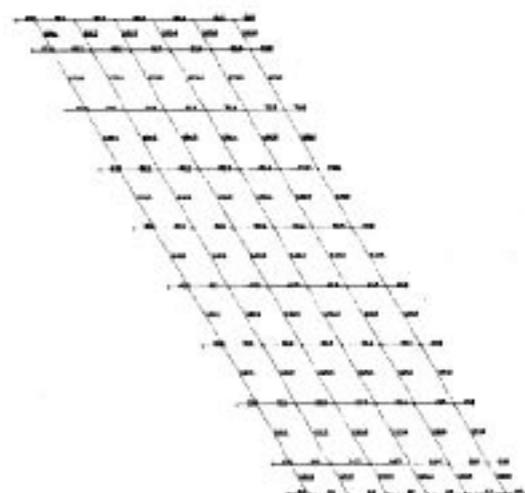
La hauteur moyenne adoptée est de 7,4 m, la maille est de 3 m dans le sens transversal de la dalle et de 2 m dans le sens de la portée.



Le maillage obtenu est parallèle aux armatures de la dalle.

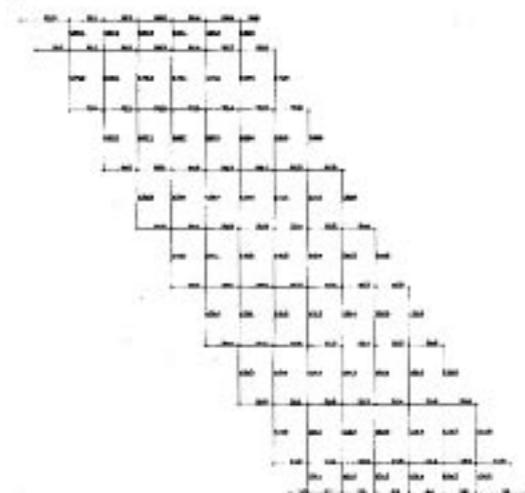
Les barres verticales appartenant aux piédroits et les barres longitudinales appartenant à la dalle déterminent huit portiques ; les barres

extérieures situées dans le prolongement des murs en retour ont les mêmes caractéristiques mécaniques que les barrières BN2 liées au bord de dalle.



■ modèle à maillage droit

Il ne diffère du précédent que par le maillage de la dalle, la maille est de 3 m dans le sens transversal et de 1,714 m dans le sens de la portée.



Pour un modèle de ce type on ne peut obtenir un maillage régulier qu'en jouant finement sur l'écartement de la maille et en trichant sur la valeur du biais.

Les deux modèles réalisés ont une portée biaise de 12 m, une largeur de 24 m et un biais de 66,5° ; ces valeurs sont très proches de celles de l'ouvrage réel.

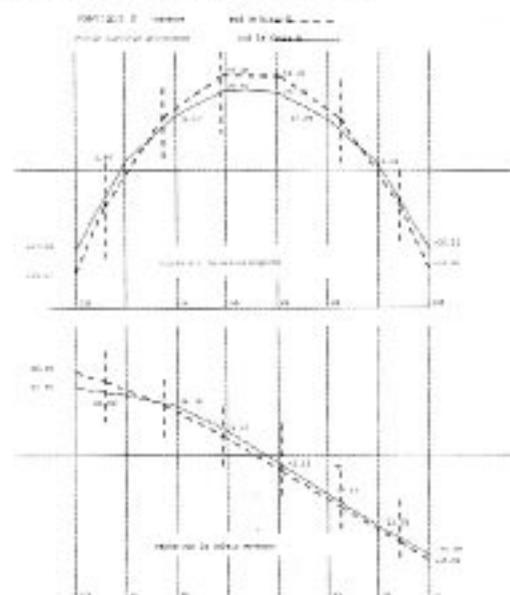
■ Comparaison des résultats donnés par les deux modèles

On a comparé les moments longitudinaux de la dalle pour chacun des modèles pour les deux cas de charge :

- poids propre de la dalle
- tassement des piédroits

Les barres longitudinales des deux modèles peuvent se juxtaposer, mais pas les sections d'études ; on a donc procédé à une interpolation graphique.

Les écarts d'un modèle à l'autre sont de 10 % environ avec de plus fortes valeurs absolues pour le modèle biais ; l'exemple présenté correspond au portique extérieur pour lequel le tassement d'appui est maximum.



La comparaison des modèles simplifiés nous a permis de choisir pour le modèle définitif, un maillage biais plus facile à établir. La dalle est divisée longitudinalement en huit bandes de 3,1 m de largeur et transversalement en 5 bandes de 2,08 m. Le modèle comportait 302 nœuds et 517 barres.

Aucune comparaison n'a été faite sur les moments transversaux : la non-superposition des barres, en position et en direction, crée une quasi-impossibilité.

Conditions d'appuis, Réaction du terrain

Les appuis, au nombre de 8 par piédroit et de 3 sous chaque mur, sont bloqués en déplacement et libres en rotation.

Maillage biais de la dalle.

Comparaison des résultats.

Maillage droit de la dalle.

Les rotations des murs et des piédroits sont limitées par des raideurs de rotation attribuées aux semelles (commande cara pse kmx).

Cette disposition permet de résoudre deux problèmes :

- les appuis sont décrits comme des appuis fixes et pourront donc être déplacés ;
- ST1 considère les raideurs d'appui liées au repère général, alors que les rotations à envisager s'effectuent dans le repère local des semelles, ce que réalise bien une caractéristique liée à la semelle.

Le calcul de la raideur de rotation de la semelle permet de prendre en compte pour chacun des piédroits les modules de réaction du sol ; il est fait simplement en supposant que le diagramme des pressions sous la semelle est linéaire.

Pour le gypse : $E_m = 9000 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 2/3 \rightarrow K_v = 6800 \quad K_{MX} = 48000$

Pour les remblais : $E_m = 550 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 1/2 \rightarrow K_v = 620 \quad K_{MX} = 4400$



Liaison des murs en retour avec le reste de la structure

On a effectué des calculs successifs sous charges permanentes et tassements d'appuis en éliminant progressivement les barres liant les murs aux piédroits.

Les armatures horizontales des murs en retour sont des T14 tous les 0,2 m coté terre et tous les 0,4 m coté extérieur, soit 11,55 cm²/ml ; la limite élastique est de 4200 kg/cm² selon les notes de calcul de l'époque, chaque barre du modèle correspond à une hauteur de mur de 1,48 m. On a évalué la limite de rupture des armatures à 4850 kg/cm². L'effort de traction retenu pour désactiver successivement les barres tendues était donc de 83 t.

Pour les barres dont l'effort de traction était inférieur à cette valeur - c'est le cas des semelles - un calcul en flexion suivant le

CCBA68 permettait de juger de l'état de plastification des armatures.

Les calculs successifs conduisent :

- pour les murs sud, à désactiver toutes les barres y compris celles des semelles.
- pour les murs nord, la rupture atteint quasiment toute la hauteur du mur à l'exception des semelles

Ces résultats confirment les observations sur le terrain : le déversement des murs sud vers l'extérieur ne peut se produire que s'il y a désolidarisation des semelles des murs avec celles des piédroits ; les fissures des murs nord bien que moins ouvertes parcourent le mur sur toute sa hauteur.

Avant la suppression des barres de liaison les passages successifs fournissent des réactions d'appuis aberrantes. Ceci tient au fait que les déformations imposées sont incompatibles avec la rigidité de la structure ; tout rentre dans l'ordre dès qu'on désactive les barres subissant une tension exagérée.

Application des charges

Toutes les charges ont été appliquées aux seules barres longitudinales pour la traverse (poids propre et surcharges) et aux seules barres verticales pour les piédroits et murs en retour (poids propre et poussée des terres). C'était la seule façon d'appliquer les mêmes chargements sur les deux modèles droit et biais, et cela amenait une simplification appréciable pour la distribution des surcharges routières et de la poussée des terres.

La poussée des terres a été prise en compte avec les coefficients extrêmes habituels $k_a = 0.25$ et $k_a = 0.5$.

Résultats

1- Les calculs faits avec le modèle complet montrent que les murs en retour peuvent être considérés comme étant complètement détachés de la structure, à l'exception des semelles des murs nord. On obtient des résultats semblables avec les deux modèles simplifiés.

2- Les tassements du piédroit affectent les moments d'encastrement de la traverse (poutre encadrée dénivelée) avec pour chaque bande de 3.1 m ; les valeurs ci-dessous :

n° de bande	1	2	3	4	5	6	7	8
moment gauche (t.m)	65.9	49.3	43.8	37.0	25.2	12.4	2.0	9.0
moment droite (t.m)	-49.4	-48.4	-45.4	-38.3	-26.6	-13.7	-2.0	10.0

Caractéristiques élastiques de la semelle.

Conditions d'appui vis-à-vis de la composante longitudinale d'un séisme

INTRODUCTION

Généralement, les conditions d'appui sont dictées par les effets des dilatations thermiques du tablier. Néanmoins, en zone sismique, les appuis peuvent être fortement sollicités et il se pose alors la question de savoir si les schémas d'appui classiques sont toujours adéquats.

Pour les ouvrages courants, le tout-élastomère est généralement satisfaisant. En cas de sollicitation sismique, cela permet de découpler le tablier des déplacements du sol. Néanmoins, en zone de forte sismicité, notamment en sites S2 et S3, une telle conception conduit à des déplacements importants qu'il n'est pas toujours judicieux, ni possible de permettre. De plus, l'augmentation de la taille des élastomères qu'il convient de mettre en place pour admettre ces déplacements diminue notablement leur souplesse et donc leur intérêt. Une conception avec appuis fixes sur les piles centrales et des élastomères partout ailleurs peut alors s'avérer intéressante. Dans ce cas, l'utilisation d'un coefficient de comportement est possible.

Pour satisfaire les exigences de dilatation thermique des grands ouvrages, il est souvent nécessaire de disposer d'un point fixe vers le milieu de l'ouvrage, et des appareils d'appui de souplesse croissante à mesure que l'on s'éloigne du point fixe central. Il peut alors être intéressant d'utiliser un coefficient de comportement pour limiter les efforts sur les piles et sur les fondations.

Néanmoins, pour des ouvrages mêlant plusieurs conditions d'appuis, ni la réglementation française AFPS92 [AF 92] ni la réglementation européenne EC8-2 [EC 94] n'apporte de réelles indications sur le choix de ces coefficients de comportement. Il est donc tentant d'effectuer des dimensionnements élastiques où le problème de la valeur du coefficient de comportement ne se pose pas. Le but de cet article est de montrer qu'en plus d'être peu économique, ce type de conception n'est pas toujours sécuritaire. Une méthode permettant d'alterner les conditions d'appui est tout d'abord proposée.

Conditions d'appui alternées

Supposons un ouvrage avec n_p piles de rigidité k_{pi} avec des appuis fixes en tête et n_e piles de rigidité k'_{pi} avec des élastomères en tête de rigidité k_{ei} . Pour les culées munies d'élastomères, on prendra $k'_{pi} = \infty$. Alors, en considérant le tablier comme un corps rigide indéformable dans la direction longitudinale, la rigidité globale du système est :

$$K = \sum_{i=1}^{n_p} k_{pi} + \sum_{i=1}^{n_e} \left(\frac{1}{\frac{1}{k'_{pi}} + \frac{1}{k_{ei}}} \right)$$

La période du système est :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

où M est la masse totale du tablier comprenant les charges permanentes et éventuellement une partie des surcharges d'exploitation. Pour les ouvrages ayant des piles élevées, on peut ajouter la moitié de la masse des piles à la masse des tabliers. Alors le déplacement maximal du tablier est :

$$\delta = \frac{T^2 R(T) a_N}{4\pi^2}$$

En considérant que le déplacement est constant pour chaque appui, la force élastique en tête de chaque ligne d'appui est :

$$F_{pi} = k_{pi} \delta \quad \text{sur les piles fixes en tête et}$$

$$F'_{pi} = \left(\frac{1}{\frac{1}{k'_{pi}} + \frac{1}{k_{ei}}} \right) \delta \quad \text{sur les piles avec élastomères en tête}$$

$$F'_{pi} = k_{ei} \delta \quad \text{sur les culées (avec } k_{ei} = 0 \text{ pour des glissants).}$$

Sur les culées, aucun coefficient de comportement n'est adopté. Par contre, il est possible de prendre un coefficient de comportement sur les piles :

$$\text{avec appui fixe en tête : } F_{pi}^q = \frac{F_{pi}}{q}$$

$$\text{avec } q = 1 + \frac{0,5}{k} \times \frac{L}{h} \leq 3 \text{ d'après l'AFPS92.}$$

avec appui élastomère en tête : $F_{pi}^q = \frac{F'_{pi}}{q}$

avec $q = \frac{q'_{pi} + 1}{k'_{pi} + \frac{1}{k_{ei}}}$ d'après l'AFPS92,

où q'_{pi} est le coefficient de comportement qu'on aurait pris si la pile avait un appui fixe en tête. On calcule ainsi les efforts sur chaque appui.

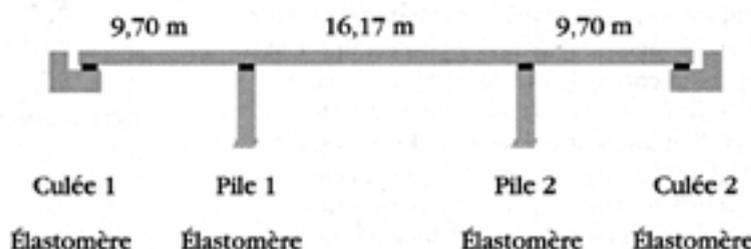
Les efforts sont divisés par le coefficient de comportement q qui traduit de façon simplifiée la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique par déformations inélastiques (fissuration du béton et plastification de

l'acier d'armature). Néanmoins, la répartition des efforts entre les appuis sera différente et le coefficient de comportement ne nous place pas toujours du côté de la sécurité. C'est pourquoi une conception dite "en capacité" est alors nécessaire. Dans ce type de conception, on s'assure que le mécanisme de rupture et la formation des rotules plastiques dans les zones critiques sont effectivement possibles (condition nécessaire qui se traduit par le critère de cohérence). De même il s'agit de se prémunir contre d'autres ruptures qui pourrait intervenir avant ou pendant la formation de ce mécanisme (condition suffisante qui se traduit généralement par un sur-dimensionnement des zones non critiques).

Solution avec élastomères sur tous les appuis

Calcul élastique

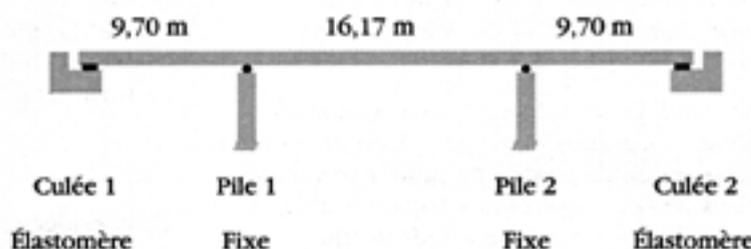
Conditions d'appui



Solution combinant appuis élastomère sur culées et appuis fixe en tête de piles

Calcul élastique ou avec coefficient de comportement

Conditions d'appui



Exemple d'un pont courant

Comme il a été rappelé en introduction, pour les ouvrages courants situés en zone II et III, et notamment pour les sites S2 ou S3, les déplacements peuvent atteindre 20 cm. Cette capacité de débattement horizontal n'est pas toujours aisée à mettre en place et conduit à des élastomères de grande dimension et donc peu souples. De plus, le souffle requis pour les joints de chaussée est considérable ce qui peut augmenter le coût de l'ouvrage. Pour cette raison, il n'est pas inutile de considérer une conception mixte : fixes sur les ou la pile(s) centrale(s) et élastomères ailleurs. Les piles fixes en tête augmentent la rigidité de l'ouvrage et diminuent donc le déplacement longitudinal.

Par exemple, il est intéressant de considérer le pont dalle à trois travées représenté à la figure 1. Deux types de conditions d'appui sont envisagés. Le plus fréquemment, toutes les lignes d'appui sont réalisées avec des appareils d'appui en élastomère fretté. Une solution alternative consiste à disposer des appuis fixes sur les piles centrales et des élastomères sur les culées.

Dans ce type de conception, le règlement n'indique pas clairement quel coefficient de comportement prendre en compte. Il est donc possible dans un premier temps de calculer l'ouvrage de manière élastique. On pourra aussi appliquer la méthode qui a été proposée au paragraphe précédant. Pour l'ouvrage reposant totalement sur appuis élastomères, les déplacements calculés sont très importants (tableau 1). À noter que pour cette solution,

Différents types de conditions d'appui pour un pont dalle à 3 travées.

aucun coefficient de comportement n'est pris en compte pour le calcul des piles. En effet pour ce type d'ouvrage, prendre un coefficient de comportement revient à diminuer d'à peine quelques pour-cent la sollicitation dans la pile en contre partie des dispositions constructives contraignantes dans la zone de rotule plastique. Dans la conception élastique de l'ouvrage avec ses deux piles bloquées en tête et des appuis élastomères sur culées, les déplacements sont faibles mais les efforts sont considérables (tableau 1). Dans ce cas il conviendrait d'augmenter la taille des piles.

Pour les mêmes conditions d'appui, l'utilisation d'un coefficient de comportement conduit à des efforts du même ordre de grandeur que pour l'ouvrage totalement sur élastomères, mais avec des déplacements contrôlés. Cette conception peut donc être intéressante du point de vue du fonctionnement sous séisme. D'un point de vue économique, les appuis fixes sont plus chers mais ceci est compensé par des ferrailages plus faibles dans les culées et leurs fondations et des joints de chaussées dont le coût reste raisonnable en limitant le déplacement longitudinal du tablier sous séisme. De même, la dimension des élastomères des culées sera réduite par rapport à la solution complètement sur élastomères car la demande en distorsion sera plus faible dans la solution avec des appareils d'appui fixe en tête de piles.

Solution	F_{piles} (MN)	δ (m)	$F_{culées}$ (MN)
Tout élastomère	0.844	0.0977	0.844
Fixe sur les 2 piles centrale, conception élastique	2.470	0.0243	0.210
Fixe sur les 2 piles centrale, conception avec coefficient de comportement	0.823	0.0243	0.210

A moins d'un chiffrage exact, on peut donc avancer que la solution avec tablier sur élastomères calculé élastiquement est comparable en terme de coût à la solution avec des appuis fixes en tête des deux piles centrales et des élastomères sur les culées, calculé avec un coefficient de comportement. Le dimensionnement élastique de la solution avec piles fixes en tête augmente le coût de l'ouvrage considérablement.

Le calcul des déplacements est néanmoins peu satisfaisant dans le règlement AFPS92 [AF 92]. Notamment, l'hypothèse selon laquelle le système élastoplastique se déplace

autant que le système élastique de référence a une validité généralement limitée aux périodes élevées. Pour les ouvrages se situant souvent au voisinage du plateau du spectre, cette hypothèse retenue dans les AFPS92 [AF 92] n'est pas justifiée. L'intérêt de la solution avec tablier reposant sur appuis fixes en tête de pile dépend fortement de la capacité réelle de la structure à limiter les déplacements sous séisme. Un calcul non linéaire temporel a donc été entrepris afin de déterminer les déplacements. Des accélérogrammes ont été générés de façon à respecter le spectre normalisé pour le site S2 et normés pour l'accélération nominale. Ces accélérogrammes surestiment généralement la demande en ductilité et en déplacement de la structure, mais aucune méthode satisfaisante ne permet actuellement de générer des tremblements de terre plus "réels". Il serait bien sûr préférable d'utiliser plusieurs tremblements de terre réels. Mais il existe peu d'enregistrement qui s'adaptent aux conditions spécifiques de la France. Ici, nous avons utilisé sept tremblements de terre artificiels de durée différente. La structure est modélisée finement : les nappes d'acier sont modélisées à leur position réelle, et les lois de comportement sont celles des matériaux qui seraient utilisés. L'historique de la réponse est calculé et le déplacement maximal pour chaque accélérogramme est ainsi déterminé.

Pour la solution tout-élastomère, le déplacement est correctement prédit. En effet le comportement des élastomères est considéré comme parfaitement élastique et le calcul spectral est alors exact dans le cas d'un système à un degré de liberté.

Dans le cas de l'ouvrage avec pile fixe en tête et élastomères sur culées, le comportement propre de la pile a une importance capitale. Ainsi, lorsque l'ouvrage est dimensionné élastiquement, la fissuration diminue la rigidité et les efforts sur la pile. En contrepartie le déplacement augmente en fonction du rapport de la rigidité fissurée à la rigidité non fissurée. Cette augmentation des déplacements est doublement néfaste. D'une part, la demande en déformation des appareils d'appui augmente, ce qui peut entraîner une rupture des appuis élastomères. D'autre part les efforts sur les culées dont dépendent les déplacements des lignes d'appui sur culées vont augmenter. La culée qui n'est pas dimensionnée pour ces efforts peut être endommagée.

Tableau 1.
Conception d'un pont dalle à 3 travées

Dans le cas de l'ouvrage dimensionné avec coefficient de comportement, le déplacement maximal atteint avec un calcul non linéaire temporel est de 44,6 mm au lieu des 24,3 mm calculés, ce qui correspond à une augmentation de plus de 80 %. L'augmentation d'efforts dans les culées et de la demande de distorsion sur les élastomères sont alors aussi de près de 80 %. La méthode de calcul des déplacements n'est donc pas adaptée à ce type d'ouvrage. Il convient de noter que pour une pile identiquement ferraillée mais dimensionnée élastiquement, le déplacement serait sous-estimé dans la même proportion, car la différence principale provient de la différence entre rigidité de coffrage et rigidité fissurée. En fait la rigidité fissurée est généralement comprise entre 0.2 et 0.5 fois la rigidité de coffrage. Un calcul plus fin utilisant une méthode de structure équivalente est possible (Shibata et Sozen 1976 [SS 76]). Cette méthode permet d'évaluer à moins de 10 % près le déplacement de l'ouvrage sous séisme. Elle est néanmoins plus complexe et devra être réservée aux grands ouvrages pour lesquels l'estimation des déplacements est importante. Pour tenir compte de la fissuration, on peut considérer par exemple une rigidité fissurée 3 fois moins importante que la rigidité de coffrage. Alors la rigidité du système devient :

$$K_f = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{k_{pi}}{3} + \sum_{i=1}^{n_b} \left(\frac{1}{\frac{3}{k_{qi}} + \frac{1}{k_{bi}}} \right)$$

Le déplacement calculé avec cette nouvelle rigidité est alors de 62 mm qui est certes très important et plus élevé que ce qui est calculé par analyse non linéaire mais toujours plus faible que la solution sur élastomère.

En conclusion, l'utilisation d'appareils d'appui fixes sur les piles centrales d'un ouvrage pourrait être une solution intéressante afin de contrôler les déplacements dans les zones de forte sismicité. Néanmoins en raison des difficultés liées à l'évaluation réelle des déplacements sous séisme ces solutions pourront être limitées à la zone III particulièrement pour le site S3. Une conception élastique peut être non sécuritaire et dispendieuse. Adopter un coefficient de comportement est donc non seulement économique, mais aussi sécuritaire car la ductilité procurée prévient la ruine totale et

brutale de la structure sous séisme. Pour ce type de conception, il conviendra de bien estimer les déplacements. La procédure suivante pourra être utilisée dans le cadre des ouvrages courants :

■ Premier calcul élastique

Les forces élastiques sont calculées dans les zones critiques

Les coefficients de comportement sont déterminés

Les forces élastiques sont réduites avec ce coefficient de comportement, et les zones critiques sont dimensionnées avec ces efforts réduits

■ Deuxième calcul élastique

Les déplacements sont estimés avec une rigidité forfaitairement réduite par 3

Les efforts dans les piles munies d'appareils d'appui en élastomère et dans les culées sont déterminés en fonction de ces nouveaux déplacements longitudinaux du tablier.

Exemple d'un grand ouvrage

L'exemple traité ici est issu d'un cas réel particulièrement représentatif des ouvrages franchissant une vallée en V de 300 à 500 m de longueur totale. Le plan schématique de l'ouvrage construit par encorbellements successifs est présenté page suivante. Les conditions d'appui sont de conception très classique pour permettre la libre dilatation du tablier :

- des appareils d'appui fixes sur les deux grandes piles centrales,
- des élastomères frottés sur les petites piles
- des appuis glissant sur les culées.

Le calcul a dans un premier temps été conduit de manière élastique avec les sections de coffrage afin de se placer "en sécurité". En effet, il est bien connu en conception sismique, que plus un ouvrage est rigide plus les efforts sismiques sont importants. La rigidité brute de coffrage qui surestime la rigidité réelle fissurée permet théoriquement de se placer dans le sens de la sécurité. Les efforts sismiques calculés sont en effet considérables. Ils conduisent à épaissir les parois des grandes piles qui sont fortement ferraillées et à augmenter les fondations. Évaluons maintenant l'effet du changement de rigidité dû à la fissuration. La

rigidité longitudinale totale initiale du système calculée en inertie de coffrage est :

$$K_{sf} = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{k_{pi}}{1} + \sum_{i=1}^{n_e} \left(\frac{1}{\frac{1}{k'_{pi}} + \frac{1}{k_{ei}}} \right)$$

après fissuration, chaque pile a une rigidité diminuée d' α par rapport à la rigidité de coffrage. La rigidité totale fissurée dans le sens longitudinal est donc :

$$K_f = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{k_{pi}}{\alpha_{pi}} + \sum_{i=1}^{n_e} \left(\frac{1}{\frac{1}{\alpha'_{pi}} + \frac{1}{k_{ei}}} \right)$$

Le calcul en inertie de coffrage donne des résultats fortement différents de ceux effectués en inertie fissurée. Les calculs des efforts et des déplacements avec inertie de coffrage et avec inertie fissurée sont reportés au tableau 2. Le déplacement augmente, les efforts dans les grandes piles diminuent et les efforts dans les petites piles augmentent. Les

efforts sismiques se répartissent différemment. Si l'on regarde les piles courtes, lors d'un tremblement de terre, l'effort en tête sera supérieur à l'effort pour lequel elles ont été dimensionnées. Néanmoins, ces structures sont dimensionnées de manière élastique et il n'y a aucune garantie sur leur comportement post-pic (notamment quant à la résistance au cisaillement). Par conséquent, une rupture fragile n'est pas exclue, d'autant plus que le ferrailage important de la pile la rend fragile. D'autre part, la demande de distorsion sur les élastomères s'accroît et ceux-ci peuvent se déchirer. Le dimensionnement élastique effectué avec les sections brutes a donc plusieurs inconvénients. Les efforts sismiques et les déplacements ne sont pas bien appréciés. Pour certaines parties de l'ouvrage, il peut même s'avérer que cela conduise à surestimer la sécurité de l'ouvrage. Une étude paramétrique a montré que l'on peut surestimer la sécurité de l'ordre de 20 % pour les efforts et de 30 % pour la distorsion de l'élastomère dans des cas extrêmes.

Exemple type d'un grand ouvrage

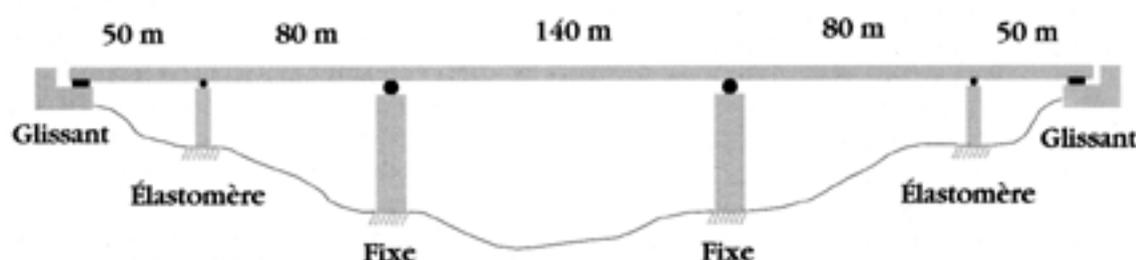


Tableau 2. Calculs des efforts et des déplacements avec différentes hypothèses

Type de conception et de calcul	F_p (effort dans les grandes piles)	F_q (effort dans les petites piles)	Δ (déplacement du tablier)	δ (distorsion dans les élastomères)
Inertie de coffrage	11,4 MN	3,3 MN	0,246 m	1,15
Inertie fissurée	5,5 MN	3,6 MN	0,319 m	1,24
Avec coefficient de comportement	6,1 MN	5,3 MN	0,390 m	1,61

Comme on le voit au tableau 2, la prise en compte d'un coefficient de comportement ne permet pas de diminuer les efforts sur les piles. Elle peut même conduire à augmenter les efforts sismiques. Cela provient de l'utilisation du spectre de dimensionnement qui est très pénalisant pour les structures flexibles (les déplacements sont augmentés de 60 % dans le cas présent).

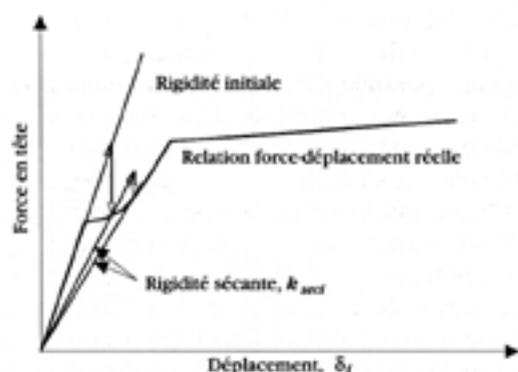
Ainsi, dans le cas des grands ouvrages, naturellement très flexibles dans le sens longitudinal, il est conseillé de faire un calcul itératif

en tenant compte de la fissuration avec une méthode de structure équivalente :

- 1• Un premier calcul en inertie de coffrage est effectué, et le déplacement maximal est déterminé.
- 2• À partir du déplacement maximal δ , appliqué à chaque pile, la force reprise, F_{pi} , est déterminée sur le diagramme force-déplacement de chaque pile.
- 3• La rigidité sécante à ce déplacement pour la structure complète est calculée. Pour chaque pile, la rigidité sécante

représente le quotient de la force reprise par la pile par le déplacement imposé :

$$k_{sec} = \frac{F_{pi}}{\delta_i}$$



- 4• La nouvelle période du système et le nouveau déplacement maximal sont calculés.
- 5• On reproduit l'étape 2 à 4 jusqu'à convergence.

Il convient de noter que cette méthode simplifiée se limite au cas élastique fissuré et que par conséquent si le déplacement ultime obtenu à la fin du processus itératif entraîne une plastification de l'acier d'armature, le dimensionnement n'est pas satisfaisant et il convient de changer le ferrailage ou d'effectuer un dimensionnement en capacité dans le reste de la structure. Cette méthode, plus laborieuse, permettra de mieux estimer la demande en déplacement et les sollicitations dans la structure. Quelques outils de calcul permettant d'automatiser le processus ont été développés au Setra.

Pour cet exemple où les grandes piles sont au moins deux fois plus hautes que les petites piles, il aurait été intéressant d'envisager l'encastrement du tablier sur les grandes piles, pour limiter les déplacements sur les culées. Les grandes piles auraient alors participé de façon plus importante à la dissipation de l'énergie sismique.

Conclusion

Sur deux exemples typiques d'ouvrage, un ouvrage courant et un grand ouvrage, il a été montré comment utiliser des conditions d'appui différentes allant des appareils d'appui fixe à glissant en passant par les appareils d'appuis en élastomère fretté. Les conditions d'appui sont en général toujours principalement dictées par les dilatations thermiques. Quelques aménagements peuvent néanmoins être prévus dans les zones de forte sismicité (zone III) et pour les sites S3. Ainsi, l'emploi d'appareils d'appui fixes sur les piles les plus flexibles doit être envisagé. Ce type de conception n'est pas clairement traité dans les règlements. Par conséquent, une méthode de calcul est proposée pour tenir compte des diverses conditions d'appui.

Le calcul élastique de ces structures, qui découle du manque d'indications claires de l'AFPS92 [AF 92], sous-estime certains efforts et les déplacements de la structure à cause de la redistribution des efforts dans l'ouvrage après fissuration. Pour les ouvrages relativement rigides dans le sens longitudinal, l'utilisation d'un coefficient de comportement permettra de diminuer le coût. Pour les grands ouvrages généralement très flexibles dans le sens longitudinal, l'utilisation d'un coefficient de comportement n'est pas souhaitable compte tenu de la définition très défavorable du spectre de dimensionnement pour les grandes périodes. Un calcul itératif avec prise en compte réaliste de la fissuration est alors préférable.

F. LÉGERON - D. LEFAUCHEUR -
P. CORFDIR ■

Références

- [AF 92] guide AFPS 92 pour la conception parasismique des ponts, association française de génie parasismique, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 81 p, 1995.
- IEC 94] Eurocode 8, conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, ENV 1998-1-1, Comité Européen de normalisation, Bruxelles, 1994.
- ISS 76] Shibata, A. et Sozen, M.A. (1976) : "Substitut-Structure Method for Seismic Design in R/C," ASCE Journal of Structural Engineering, 102(1), 1-18.

Illustration de la procédure itérative sur le diagramme force-déplacement réel d'une pile

LÉGERON Frédéric
I.T.P.E. - SETRA - CTOA
Division Grands Ouvrages
Tél : 01 46 11 35 66

LE FAUCHEUR Daniel
Directeur Technique
CTOA Division Grands Ouvrages
Tél : 01 46 11 32 77

CORFDIR Pierre
I.T.P.E. - CETE de l'EST
Département Structures
Tél : 03 87 20 46 10



Le point sur la méthode en 1997

L'Image Qualité des Ouvrages d'Art a déjà fait l'objet dans cette revue de deux articles rédigés par le chef du Centre des Techniques Ouvrages d'Art au SETRA, animateur du comité de pilotage de l'opération. Celui-ci comprend des représentants des différents services impliqués dans la démarche :

- un représentant de la DR/REG
- un représentant des IGOA
- des représentants du SETRA
- un représentant du LCPC
- un représentant des DOA de CETE
- des représentants des LRPC
- des représentants des CDOA.

Le premier article, datant de Mars 1994 (n°17), présentait, au moment du lancement de la première campagne nationale, les objectifs de l'opération et les principes de la méthode d'évaluation mise au point. Le deuxième, datant de Juillet 1995, (n°21) commentait les résultats de cette première campagne. Nous vous invitons à vous y reporter en cas de besoin.

Ce troisième article a pour objet de présenter l'évolution de la méthode depuis 1995, son extension à d'autres ouvrages et les résultats de la deuxième campagne avec leur évolution par rapport à 1994. Enfin, il donnera les premiers éléments résultant de l'enquête menée sur les pathologies et les coûts de remise à niveau des ouvrages du patrimoine routier national.

Pérennisation de la méthode

La première campagne IQOA menée en 1994 était une opération ponctuelle et lourde : elle a mobilisé un effectif important d'agents en subdivision territoriale, CDOA et CETE, pour obtenir en une année la première image qualité des ouvrages d'art gérés par la Direction des Routes. Cependant, elle a permis de former des agents en subdivision à la visite des ouvrages d'art. Sa réussite et le bilan du cycle d'études ouvrages d'art réalisé en Février 1995, constatant un manque d'assiduité flagrant des subdivisions territoriales à réaliser les visites annuelles de leurs ouvrages, ont conduit la Direction des Routes à demander la révision de l'Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art d'Octobre 1979. Il s'en est suivi la décision, entre autres, d'intégrer la visite de type IQOA dans le processus de surveillance des ouvrages du réseau routier national. Cette révision date du 26/12/95.

Dans ce cadre, l'application de la méthode se trouve pérennisée, moyennant quelques modifications issues de l'expérience de la première campagne.

Tout ouvrage, dont le maître d'ouvrage est l'Etat, doit désormais faire l'objet d'une évaluation de type IQOA au moins une fois tous les trois ans, soit à partir d'une visite IQOA, soit à partir d'une inspection détaillée. La périodicité de ce dernier type de surveillance, antérieurement fixée à cinq ans, a d'ailleurs été changée pour devenir un multiple de trois ans.

Évolution de la méthode

Les enseignements tirés de la première campagne ont montré la nécessité de modifier le principe de classement des désordres et par conséquent des ouvrages. Désormais, l'évaluation de l'état de la structure par affectation d'un indice d'état (classe 1, 2, 2F, 3 ou 3U, suivant la gravité des désordres) est dissociée de la mise en évidence de problèmes pouvant mettre en danger les usagers du pont ou de la voie franchie (par exemple garde-corps cassé ou risque de chute d'un élément de corniche) : on adjoint, le cas échéant, une mention "sécurité" à la classe d'état du désordre et de l'ouvrage. Il a été nécessaire de réviser en conséquence tous les documents méthodologiques réalisés en 1994 par le CETE de l'Ouest, sur la base d'informations fournies par les LRPC (voir en annexe). Le comité de pilotage IQOA, chargé de cette lourde tâche, en a profité pour compléter, si besoin était, la liste et parfois modifier la cotation des désordres répertoriés pour chaque type de structure. Il a de plus été décidé de compléter la parodie des cadres de procès-verbaux de visite en en réalisant un pour trois types de structures qui n'en disposaient pas en 1994 : les PRAD, les ponts à poutrelles enrobées et les ponts à nervures ou dalles nervurées, jugés relativement courants.

■ **La valise de formation** à la méthode IQOA, mise au point en 1994 par le comité de pilotage et des spécialistes du réseau des LPC dans le domaine des inspections détaillées d'ouvrages, doit elle aussi être mise à jour. C'est une collection de diapositives illustrant les désordres les plus courants par type d'ouvrage, accompagnées de commentaires expliquant leurs origines et aidant à leur cotation.

■ **Le logiciel de saisie des données** permettant d'alimenter la base de données nationale, mis au point par le service informatique du Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien, a lui aussi dû être réé-

crit par ce même service ; en effet, d'une part, fonctionnant en 1994 sous DOS, il était préférable qu'il ait une ergonomie Windows pour éviter les problèmes de configuration d'imprimante, lors de l'édition des fiches de synthèse des caractéristiques et des notes d'ouvrages ; d'autre part, des fonctionnalités supplémentaires lui ont été imposées :

- *récupération des données saisies en 1994*
- *tests de cohérence entre les données saisies et mise en évidence des anomalies à corriger*
- *dissociation de la classe d'état et de la mention sécurité dans les écrans de notations*
- *quelques caractéristiques supplémentaires à saisir (type d'ouvrage, période de construction...)*
- *un module de programmation des visites sur trois ans et de suivi de l'avancement de l'évaluation.*

Autre point important : en 1994, le logiciel IQOA pouvait chercher des renseignements dans une base de données EDUART locale et constituait une nouvelle base indépendante. Le gestionnaire se trouvait alors avec deux bases distinctes et les problèmes de mise à jour qui en découlent. En 1996, le logiciel IQOA a permis une véritable greffe de la base IQOA sur la base EDUART, permettant une seule mise à jour commune.

Il a aussi été jugé utile d'introduire une nouvelle donnée à renseigner : le type de l'ouvrage, champ inexistant dans EDUART pour l'instant. Pour cela, une liste de "structures à appellation contrôlée" a été établie par le SETRA, accompagnée d'un glossaire décrivant ces différentes structures et permettant de les identifier sans ambiguïté.

Extension à d'autres ouvrages

La Direction des Routes a passé commande du développement d'une méthodologie similaire pour les ouvrages de soutènement : le groupe IQOA MURS a été créé à cette fin. Le recensement des murs sera réalisé en 1998 et la première campagne IQOA MURS débutera un an après. De même, le groupe Ouvrages d'Art de la DREIF est chargé d'adapter la méthode aux tranchées couvertes, nombreuses en Région Parisienne. On peut également rappeler qu'en 1994, le GETU a conçu sa propre méthode IQOA pour les tunnels et a effectué une campagne de visite selon ses principes.

Comme pour les ponts, un logiciel de saisie des données pour les ouvrages de soutènement (MURIEL) est en cours de développement par une équipe informatique du SETRA (celle qui avait développé EDUART en 1989). La liste des structures à appellation contrôlée est en annexe 3.

Résultats de la campagne IQOA ponts 1996 et évolution de l'état du patrimoine

Malgré quelques aléas, la campagne s'est bien déroulée. Un quart des ouvrages a fait l'objet d'une réévaluation. La méthodologie ayant maintenant atteint son rythme de croisière, les trois quarts restants pourront être visités sur les deux années suivantes, conformément aux instructions de l'ITSEOA révisée. Désormais, chaque année seront édités un dossier national et des dossiers départementaux, présentant respectivement les résultats de campagne relatifs au patrimoine national entier et au patrimoine des ouvrages à maîtrise d'ouvrage Etat gérés par chaque DDE.

En 1996, on constate une augmentation de 7 % des ouvrages répertoriés par rapport à 1994 et une augmentation de 8 % de la surface totale. En fait, toutes les DDE n'avaient pas réalisé complètement l'inventaire à la date de la première image qualité des ouvrages d'art.

L'évolution des résultats entre 1994 et 1996 est la suivante, en écart de pourcentages rapportés aux effectifs de chaque campagne : (cf rappel de la définition des classes en Annexe 2)

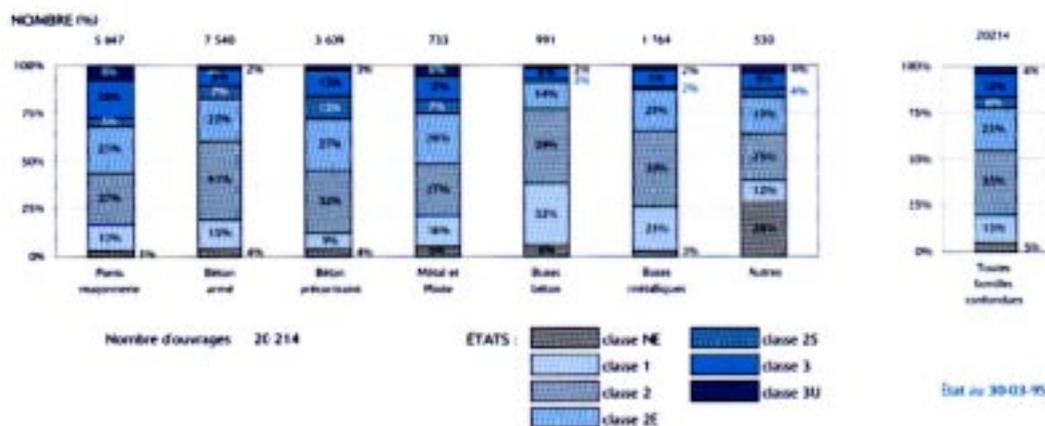
classe	évolution
1	+ 0,7%
2	+ 4,9%
2E	+ 1,9%
3	- 1,6%
3U	- 0,7%
NE	+ 1,3%
mention S	+ 1,8%

Il est à noter que les évolutions les plus sensibles concernent les ouvrages classés 2 ou 2E ou avec mention sécurité. Ces variations proviennent de la modification du principe de notation entre les deux campagnes, supprimant l'ancienne classe 2S et instaurant la mention S. Cela ne traduit pas une évolution de l'état général de l'ensemble du patrimoine en deux ans.

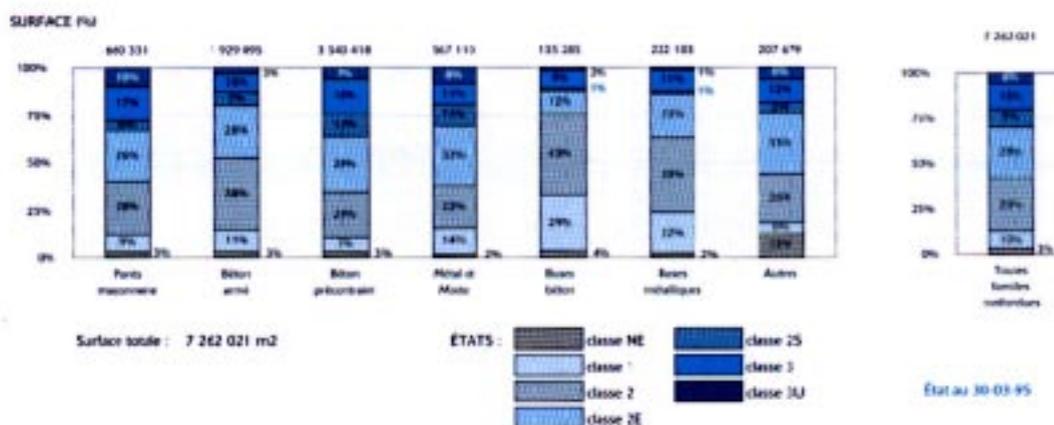
A l'occasion de la nouvelle campagne menée en 1996, tous les ouvrages ont été notés selon le nouveau principe, qu'ils aient fait l'objet d'une réévaluation ou pas. On peut donc considérer que la campagne 1996 peut servir d'état de référence pour suivre l'évolution future de l'état du patrimoine.

La répartition des classes d'état selon la famille (c'est-à-dire le matériau principal des ouvrages) est donnée dans les graphiques suivants pour la campagne de 1994 et celle de 1996.

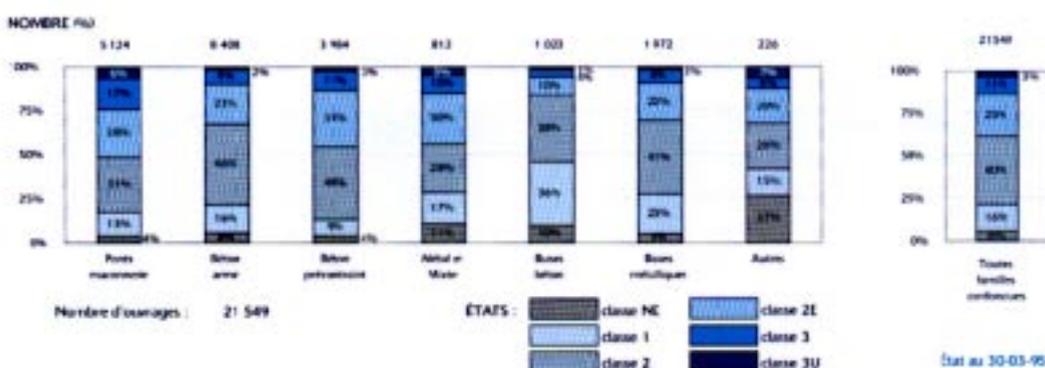
Analyse par famille d'ouvrages (en nombre) : 1994



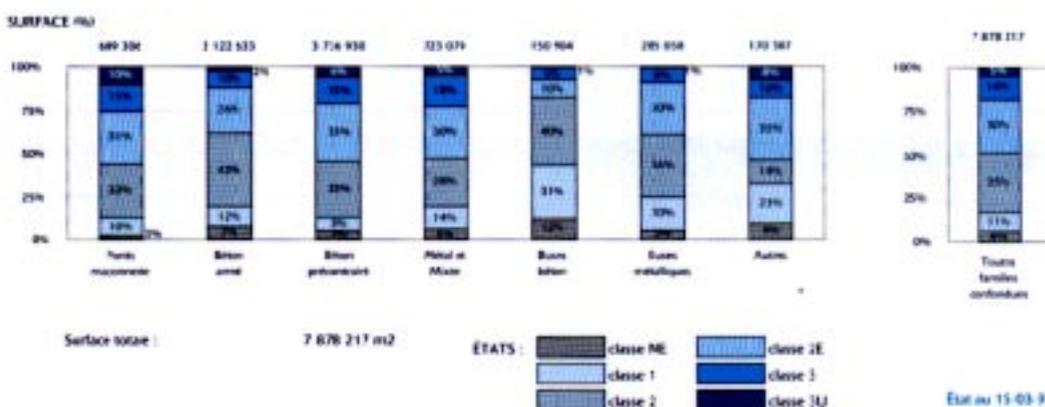
Analyse par famille d'ouvrages (en surface) : 1994



Analyse par famille d'ouvrages (en nombre) : 1996



Analyse par famille d'ouvrages (en surface) : 1996



Enquête sur les désordres, pathologies et coûts de remise à niveau

L'objectif de la Direction des Routes n'est pas seulement de connaître l'état de son patrimoine d'ouvrages d'art, mais aussi de pouvoir bâtir une véritable politique de gestion et d'entretien de celui-ci, en ayant des arguments précis à présenter au Ministère des Finances pour obtenir une augmentation des crédits d'entretien, lors des arbitrages budgétaires.

L'IQOA, outil d'inventaire et de surveillance, ne contient pas d'informations sur les coûts d'entretien. Il a donc fallu mener une enquête supplémentaire auprès des CDOA, pour leur demander de chiffrer la remise à niveau (c'est-à-dire le retour à la classe 1) de 500 ouvrages tirés au sort. Le principe d'échantillonnage portait sur deux critères : la

classe IQOA attribuée en 1994 et la famille (maçonnerie, béton armé, béton précontraint...), avec un minimum de deux ouvrages tirés au sort par département.

Les questions posées portaient sur les défauts relevés, les pathologies identifiées, les origines possibles des désordres, les travaux préconisés et leurs montants, ainsi que les dépenses générales (études, déviations...).

Le taux de réponse a été important puisqu'une évaluation a pu être obtenue pour 445 ouvrages.

Les renseignements ont été validés et saisis sous forme informatique par les DOA ou les LRPC des CETE afin de constituer une base de données facilement exploitable. Pour cela, des listes de désordres et de travaux ont été élaborées, afin que la saisie soit homogène d'une région à l'autre.

code	intitulé
CH	déformation ou défaut de revêtement de chaussée sur ouvrage
T1	déformation ou autre désordre du revêtement de trottoir
T3	bordure de trottoir endommagée ou manquante
R3	protection anti-corrosion dégradée de dispositif de retenue métallique
C3	défaut d'étanchéité des corniches-caniveaux
E	dispositif d'évacuation des eaux défectueux
J2	joint de trottoir manquant
J3	éléments de joints de chaussée absents, cassés, décalés ou très corrodés, ancrages défectueux
D1	caillebotis endommagé ou manquant
D2	dispositif de visite et d'entretien dégradé
D3	dispositif d'exploitation dégradé (éclairage, signalisation...)
AA1	désordre sur appareil d'appui ou bossage
AA3	mouvement de tablier
MT1	alcali-réaction
MT6	écaillures, épaufrures
MT9	protection insuffisante des armatures BA, BP
PR2	corrosion avec perte de section d'élément structurel en acier
MT4	décollement de chaîne d'angle
MT5	descellement, disjointoiement, décrochement, déplacement de pierres
ST8	désordre sur assemblage métallique
ST3	décollement de cachetage d'ancrage de précontrainte
ST17	suspension, haubanage défectueux
PR1	choc par accident, vandalisme
PR7	défaut d'étanchéité, percolation, efflorescence, concrétion
ST2	chute d'un élément ou risque de chute

Il était demandé aussi d'identifier si possible leur origine en choisissant dans la liste suivante :

code origine principale	intitulé origine principale
C	conception
EN	entretien
EX	exploitation
R	réalisation
V	vieillessement
I	indéterminée

Le but était de savoir si les désordres venaient d'une erreur de conception, d'un problème lors de la construction, de circulation inadaptée (exemple : charges trop lourdes, véhicules hors gabarit...), d'un manque d'entretien ou du vieillissement inéluctable des matériaux et des structures. Ainsi, en identifiant ces causes, on peut rechercher des pistes de progrès dans la réglementation, les méthodes ou les moyens à mettre en œuvre.

L'exploitation de la base de données est en cours. Il ressort des premiers éléments de l'enquête que

Exemples de désordres ou pathologies proposés

les désordres les plus courants touchent à la protection des structures : drainage, qualité du béton en surface... De même, près des deux tiers des ouvrages de l'échantillon présentent des désordres sur leurs équipements.

Des coûts moyens d'entretien par famille et par classe IQOA ont pu être calculés, ainsi qu'une répartition sur les différents grands postes de dépenses (travaux sur équipements, sur tablier, sur appuis, dépenses générales).

Les résultats obtenus sur l'échantillon restent à étudier plus en détail, de façon à pouvoir les extrapoler à la population totale, avec la moindre erreur possible, leur représentativité étant à examiner de plus près.

Les premiers résultats ont également permis d'évaluer le montant global de remise à niveau du patrimoine national par extrapolation des résultats sur l'échantillon à la population totale.

On aboutit à un montant de 7 milliards de Francs TTC, soit 10% de la valeur à neuf. Ce montant peut paraître exorbitant en regard des 250 MF de crédits alloués chaque année aujourd'hui aux grosses réparations. A ce rythme, il faudrait un quart de siècle pour remettre en bon état tous les ouvrages, sous réserve bien sûr que de nouvelles dégrada-

tions n'apparaissent pas, pendant le laps de temps nécessaire pour obtenir les crédits.

Par contre, il est très faible en comparaison du montant du renouvellement (démolition-reconstruction) du parc national, estimé à 120 milliards et montre nettement l'intérêt économique à entretenir les ponts, en dehors de toutes considérations de sécurité.

Bien sûr, le dégagement des moyens financiers et humains nécessaires à la remise en état du patrimoine n'est pas réalisable immédiatement. Pour pouvoir le planifier et l'optimiser sur plusieurs années, il faudrait connaître les lois de dégradation des structures et des matériaux, que les spécialistes appréhendent encore difficilement aujourd'hui. Le suivi permanent de l'évolution de l'état du patrimoine grâce aux campagnes IQOA devrait permettre de progresser dans cette connaissance. C'est pourquoi, pour l'instant, les crédits mis à disposition sont encore consacrés à résorber les besoins les plus urgents en réparation. Espérons que dans un avenir pas trop lointain, ils s'inscriront dans une véritable politique préventive d'entretien, permettant de réaliser sur le long terme de réelles économies.

N. ODENT ■

ANNEXE 1: LISTE DES DOCUMENTS IQOA

■ DOCUMENTS GÉNÉRAUX

- Classification des ouvrages
- Guide de visite en subdivision

■ CADRES DE PROCES-VERBAUX DE VISITE

- *Tablier de pont-dalle en béton armé*
- *Tablier de pont-dalle en béton précontraint*
- *Tablier de pont-dalle nervurée ou pont à nervures en béton précontraint (à paraître)*
- *Tablier de pont à poutres en béton armé sous chaussée*
- *Culée en béton armé*
- *Pile en béton armé*
- *Culée en maçonnerie*
- *Pile en maçonnerie*
- *Pont en maçonnerie*
- *Pont en maçonnerie avec élargissement*
- *Pont cadre, portique (PICE, PIPO, ...)*
- *Buse métallique*
- *Buse en béton*
- *Pont à poutrelles enrobées*
- *Pont en béton précontraint du type PRAD*

■ CATALOGUES DE DESORDRES

- *Tablier de pont-dalle en béton armé*
- *Tablier de pont-dalle en béton précontraint*
- *Tablier de pont à poutres en béton armé sous chaussée*
- *Culée en béton armé*
- *Pile en béton armé*
- *Culée en maçonnerie*
- *Pile en maçonnerie*
- *Pont en maçonnerie*
- *Élargissement (de pont en maçonnerie)*
- *Pont cadre, portique (PICE, PIPO, ...)*
- *Buse métallique*
- *Buse en béton*
- *Équipements et éléments de protection*
- *Pont en béton précontraint du type :*
 - VIPP
 - PRAD
 - *Dalle nervurée ou nervures*
 - *Poutres caisson*
- *Pile-marteau*
- *Pile-caisson*
- *Pont à poutrelles enrobées*
- *Pont mixte acier-béton bi-poutre construit après 1971*

ANNEXE 2 : DÉFINITION DES CLASSES IQOA

■ Classes d'état

■ **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.

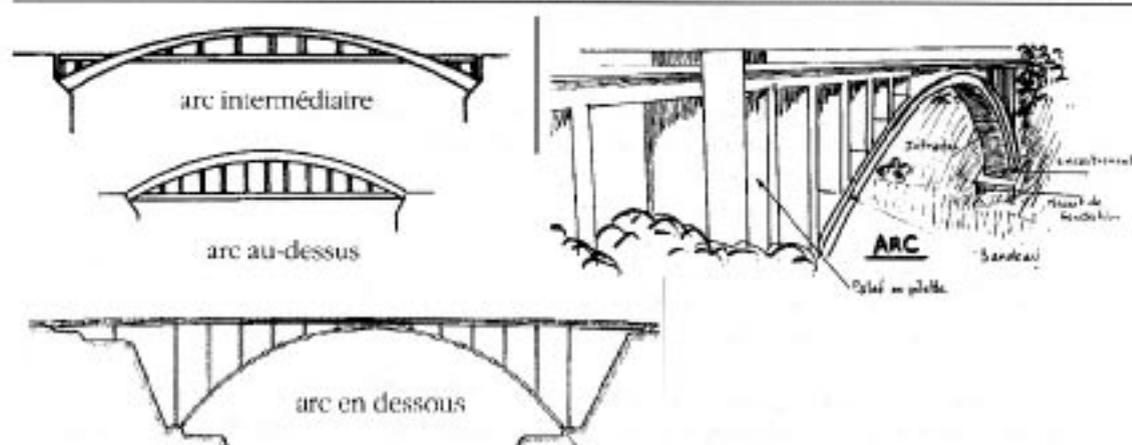
■ Risque pour l'usager : mention "S"

Lorsque les défauts ou déficiences constatés sur l'ouvrage - quelle que soit la partie concernée - peuvent mettre en cause la sécurité des usagers et nécessitent de ce fait d'être traités de manière urgente, la mention "S" est attribuée à l'ouvrage en complément de l'une quelconque des cinq classes d'état précédentes. Cette cotation doit refléter un défaut d'une partie d'ouvrage existante ou disparue et non pas une non-conformité à des règles de sécurité ou un niveau de sécurité jugé insuffisant.

ANNEXE 3 : LISTE DES STRUCTURES À APPELLATION CONTRÔLÉE

FAMILLE	TYPE D'OUVRAGE
Maçonnerie	Pont voûté en maçonnerie
	Autre structure en maçonnerie
Béton armé	Cadre
	Portique simple ou double
	Pont dalle ou dalle nervurée en béton armé
	Poutres sous chaussée ou nervures en béton armé
	Bow-string en béton armé
	Pont voûté en béton armé
	Autre structure en béton armé
Béton précontraint	Pont dalle ou dalle nervurée en béton précontraint
	Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)
	Pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)
	Poutres caissons en béton précontraint
	Autres poutres sous chaussée ou nervures en béton précontraint
Autre structure en béton précontraint	
Mixte	Poutrelles enrobées
	Poutres sous chaussée ou en caisson métallique avec dalle participante
Métal (acier)	Poutres sous chaussée ou en caisson métallique avec dalle orthotrope
	Poutres sous chaussée ou en caisson métallique avec dalle non participante
	Poutres latérales ou treillis métalliques (+ bow-string)
	Autre structure métallique
Buse en béton	Buse béton
Buse métallique	Buse métallique
Divers	Pont en arc
	Pont suspendu
	Pont à haubans
	Pont à béquilles
	Pont mobile
	Pont provisoire (dont VMD)
	Divers

ANNEXE 4 : PAGE DU GLOSSAIRE CONCERNANT LES ARCS



type d'ouvrage	pont en arc
code IQOA : ARC	fiche de synthèse à utiliser : G
commentaires	les appuis de l'arc reprennent des efforts verticaux et horizontaux. Ne pas confondre avec un bow-string, dont les appuis ne reprennent que les efforts verticaux

Faut-il prévoir une étanchéité sur les ponts en béton à haute performance ou très haute performance ?

Certains utilisateurs du BTHP (ou du BHP), se laissant parfois aller à un grand optimisme vis-à-vis des performances que l'on peut attendre de ces bétons, vont jusqu'à dire que les étanchéités sur ces types de bétons sont sans intérêt, ce qui, par ailleurs, n'a jamais été préconisé par les promoteurs que sont les organismes de recherche et de

développement du BTHP. Ces bétons sont en effet parés de toutes les qualités et, notamment, l'ajout d'éléments très fins leur confère, en laboratoire, des performances à la pénétration de l'eau et des éléments corrosifs qu'elle contient nettement améliorées par rapport à un béton classique.



Réseau de fissures sur un tablier d'un grand pont en BHP

Sans chercher à nier ces performances réelles, il paraît souhaitable de raison garder et de se rappeler certains discours à l'époque du début de la précontrainte où l'on soutenait mordicus que l'étanchéité n'était plus nécessaire grâce justement à la présence de cette précontrainte. Si les premiers ouvrages construits par M. E. Freyssinet sans étanchéité sont toujours en bon état, il est fort probable qu'on le doit plus au soin de la mise en œuvre qui présidait à la construction de ces ponts en présence du concepteur (qui n'hésitait pas à mettre la main à la pâte) qu'à la technique.

Cette performance n'a d'ailleurs pas été renouvelée pour les ouvrages de même conception et construit par ses successeurs ; cela n'a pas non plus été le cas des nombreux ponts en

béton précontraint construits sans chape d'étanchéité et qu'il a fallu réparer de toute urgence et protéger par une chape d'étanchéité digne de ce nom.

C'est le même discours que l'on retrouve ici et nous souhaitons attirer l'attention de tous ceux qui seraient sensibles à ces arguments de réfléchir au fait que les mêmes causes produisent les mêmes effets.

Certes le BHP (ou le TBHP) peut avoir, dans la masse, une très faible perméabilité à l'eau et au gaz ; en conséquence, la vitesse et la profondeur de pénétration de l'eau chargée en chlore (des sels de déverglaçage ou des embruns marins) seront faibles et le risque

que l'eau atteigne rapidement les éléments sensibles est réduit.

Cela ne signifie pas que l'eau ne pénètre pas dans une structure en BHP.

En effet, on oublie que d'autres éléments sont à l'origine des pénétrations de l'eau dans une structure et qu'il ne faut pas confondre le produit et l'ouvrage réalisé avec ce produit (et qui a été la cause des problèmes sur les ponts en béton précontraint) :

- les reprises de bétonnage,
- les jonctions de pièces préfabriquées,
- les hétérogénéités de bétonnage,
- la fissuration
- etc.

Quel que soit le type d'ouvrage et le béton utilisé, les ponts sont tels que ces éléments font partie intégrante de l'ouvrage et si l'on a pu concevoir un pont qui ne comporte pas ces éléments, il est alors possible d'envisager effectivement de ne pas mettre d'étanchéité.

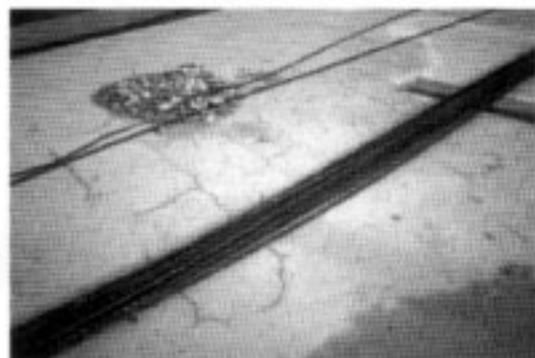
Pour notre part et compte tenu de notre expérience, ce pont idéal n'existe pas.

C'est pourquoi nous considérons que quel que soit le type de béton (BHP, TBHP ou classique) la mise en œuvre d'une étanchéité est une condition *sine qua non* pour assurer une protection durable de l'investissement que constitue un pont.

Maintenant les procédés d'étanchéité ont fait de réels progrès en qualité et en performance (cf. les avis techniques diffusés par le SETRA, dont la liste à jour est donnée à la fin de la présente publication) et le coût de cette étanchéité est sans commune mesure avec l'augmentation de la durée de vie de l'ouvrage qu'elle garantit.

C'est en effet, une critique souvent avancée par les pays ne faisant pas d'étanchéité : "Nous ne savons pas faire correctement une chape d'étanchéité sur un pont, autant ne pas en faire".

Cette attitude négative semble démentie par les faits en France : les défaillances de ponts sont souvent la conséquence d'un défaut conjugué de conception, d'exécution et d'étanchéité. Par contre, des ouvrages mal conçus mais ayant reçu une chape de qualité correctement mise en œuvre ont pu avoir des durées de vie "normales".



Il serait bon de continuer cette politique et de ne pas avoir une vue à trop court terme : les ponts sont construits pour de nombreuses années et les défaillances ou les durées de vie raccourcies que l'on constate dans des pays ne réalisant pas d'étanchéité sont là pour apporter la preuve du bien fondé de notre position.

Les bétons BHP ou TBHP sont certainement un grand progrès dans le domaine de la construction des ponts mais ne nous laissons pas séduire par des chants de sirènes qui ne nous feraient considérer le problème que sous un angle restrictif.

M. FRAGNET ■

Ajoutez de la couleur à vos ouvrages d'art

Le polyéthylène haute densité (P.E.H.D.) est bien connu des applications routières (balises, délinéateurs, musoirs,...) ainsi que pour son utilisation en tant que gaine de

précontrainte ou de haubans. L'objet de cet article est de présenter une application nouvelle de ce matériau pour des corniches d'ouvrages d'art.



Le processus industriel bien maîtrisé de ces produits permet une grande fiabilité même pour des pièces de formes complexes dans un cadre économique intéressant.

L'expérience de l'emploi de ce matériau dans des environnements routiers permet le choix, dans une large palette, de teinte pour lesquelles le vieillissement aux ultraviolets ne pose pas de problème.

Parmi les avantages présentés par l'emploi des corniches en PEHD, on peut mettre en avant :

- un contexte économique très favorable (entre 350 et 400 F le mètre linéaire pour des fournitures en petite série).
- le gain de poids propre très substantiel (de l'ordre de 10 kg/ml à comparer aux 150 kg/ml d'un bandeau béton de 60 x 10 cm). Ceci permet les traitements des ouvrages pathologiques sur lesquels on cherche à gagner du poids propre (substitution d'anciennes corniches en béton par des éléments en PEHD).
- des traitements architecturaux renouvelés tant par les formes que par les couleurs.
- la rapidité d'intervention pour la pose ou le remplacement grâce à la facilité de manipulation des éléments permettant de limiter les

problèmes d'exploitation des voies en circulation.

La D.D.E. du Cher vient d'utiliser cette technique pour quatre P.S. de la déviation de Massay sur l'autoroute A.20. Il s'agissait de "relooker" des ponts d'apparence assez austère et d'homogénéiser leur traitement architectural avec les ouvrages construits très récemment sur les dernières sections autoroutières du Cher. Les anciennes corniches en béton ont été "habillées" par des coques en plastique fixées sur des profilés métalliques rendus solidaires du béton par des chevilles autoforeuses. Le P.E.H.D. ayant un fort coefficient de dilatation, il convient de veiller à permettre les possibilités de déplacement tant horizontalement que verticalement de ces corniches.

Avec le complément d'une remise en peinture du garde-corps, le résultat d'ensemble est très satisfaisant pour un ratio qualité-prix des plus intéressants.

Bien évidemment, de telles corniches peuvent s'adapter très facilement sur des ouvrages neufs.

D. DUTEIL - S. LEFEBVRE - Y. ARACIL ■

DUTEIL Daniel
I.T.P.E. D.D.E. 18
Service Grands Travaux
Tél : 02 48 55 46 58

LEFEBVRE Serge
C.S.T.P.E. D.D.E. 18
Service Grands Travaux
Tél : 02 48 55 46 51

ARACIL Yvan
Président Directeur
Général
Société ROTOCENTRE
Tél : 04 73 85 45 48