

Ouvrages D'Art

N° 6 - Juillet 1989

Sommaire

1- Ouvrages à suivre	2
- Projet et construction du pont sur la rivière d'Auray	
- La construction du pont de Chevigné	
2- Techniques particulières	5
- Le béton hautes performances : l'expérience d'un maître d'œuvre à travers le chantier du pont de Joigny	
3- Gestion des ouvrages d'art	5
- Club d'échange d'expériences sur les routes départementales : travaux du groupe «Gestion des Ouvrages d'Art»	
4- Incidents et réparations	6
- A propos de la réparation d'une culée de pont en terre armée	
5- Equipements et entretien	8
- Appareils d'appui en élastomère fretté	
- Vérification du coefficient de frottement en service d'appareils d'appui en élastomère fretté avec plan de glissement	
- Appareils d'appui peseurs	
- Dispositifs de retenue sur les ponts	
- Conformité des dispositifs de retenue	
- Protection des joints de chaussée lors de la mise en œuvre des enduits	
6- Matériaux	10
- Durabilité des bétons durcis soumis à l'action du gel	
7- Calculs - Informatique	12
- L'exploitation des programmes de calcul d'ouvrages types en télétraitement	
- Logiciel ARTPONT	
8- L'esthétique des ponts	14
- La recherche de la qualité esthétique	
9- Tribune libre	15
- Photos des lecteurs	
- Courrier des lecteurs	
10- SETRA - les dernières publications Ouvrages d'Art	15
11- Coordonnées des rédacteurs	16

Editorial

Dès la création du bulletin de liaison, son orientation vers la fourniture d'une information rapide et condensée a été vivement appréciée à tous les échelons de notre Administration.

Bien entendu quelques questions n'ont pas manqué de se poser dans la perspective du moyen terme : les informations ayant un caractère permanent seront-elles systématiquement reprises dans d'autres documents à usage directement opérationnel tels que le SETRA en a publié depuis sa création ? Comment faire connaître les résultats défavorables et leurs causes ?

Depuis cette époque, et grâce au succès rencontré par le bulletin, la composition des articles a quelque peu évolué. En particulier la part des apports d'origines extérieures au SETRA et aux autres services spécialisés de notre administration s'est accrue. Il y a évidemment lieu de s'en féliciter et de remercier tous ceux qui ont apporté leur contribution aux bulletins les plus récents. Parallèlement il y a sans doute lieu aussi d'appeler les lecteurs à faire preuve de discernement dans les usages qu'ils feront des informations fournies, en raison des différences qu'elles présentent dans leurs natures et origines.

Dans l'éditorial d'origine du bulletin n° 1, Pierre Lemarié a précisé que «chaque auteur n'engage que lui, et pas l'organisme ou la société dont il fait partie». Il paraît néanmoins bien normal que le lecteur considère que les multiples conseils émis par les meilleurs spécialistes du SETRA ne peuvent différer substantiellement de recommandations du SETRA. Par contre la précision de Pierre Lemarié doit rester présente à l'esprit lorsque certains articles font apparaître des opinions et choix d'origines diverses. Cette précision de principe est-elle suffisante, ou n'y aurait-il pas parfois matière à l'insertion de quelques notes exprimant le point de vue du SETRA sur ce qui lui paraîtrait discutable ?

H. MATHIEU



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 Bagneux cedex - FRANCE

Tél. (1) 42 31 31 31 - Télécopieur : (1) 42 31 31 69 - Téléc : 260763 F

Projet et construction du pont sur la rivière d'Auray

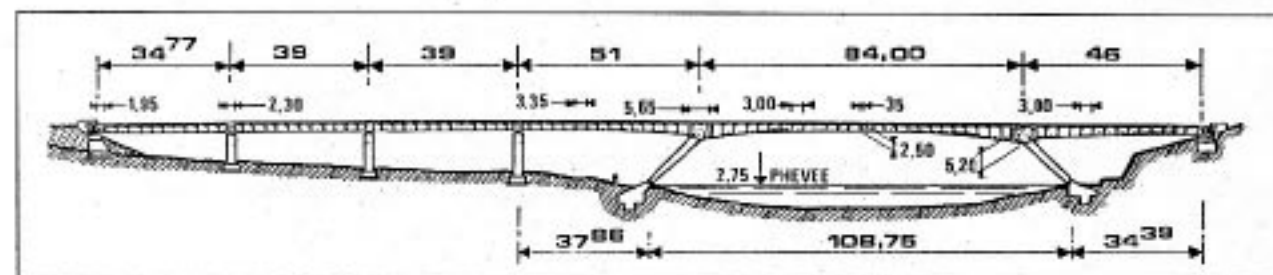
La traversée d'Auray, située dans le Golfe du Morbihan, sur le tronçon Lorient-Vannes de l'axe Brest-Nantes, constitue le dernier point noir de cette voie express. La construction d'une déviation avait été envisagée depuis plus de dix ans, mais sa réalisation fut décidée en 1985. La Direction Départementale de l'Équipement du Morbihan, maître d'œuvre de l'opération a confié au SETRA l'étude du franchissement de la rivière d'Auray, situé sur le tracé au Sud de l'agglomération.

Présentation du projet

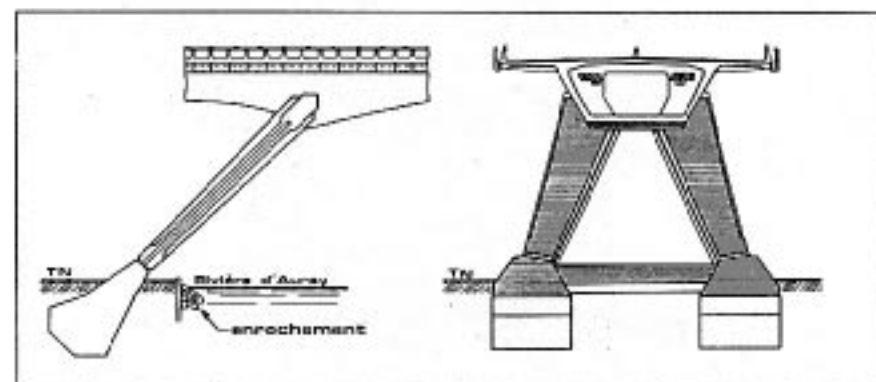
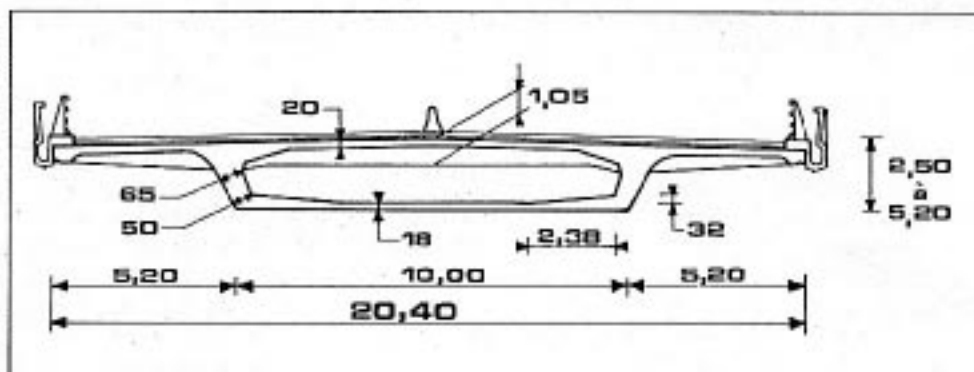
Le pont se compose d'un ouvrage principal à béquilles de hauteur variable de 2,50 à 5,20 m, prolongé en rive gauche par des travées de hauteur constante et égale à 2,50 m. Les béquilles de l'ouvrage principal sont implantées sur les berges de la rivière d'Auray. Elles sont distantes de 108,75 m. Le profil en

base est 65 cm dans leur partie supérieure. Le hourdis inférieur est large ; il atteint 10 m pour la section de 2,50 m de hauteur. Son épaisseur au centre n'est que de 18 cm. Les goussets inférieurs ont donc été allongés pour le raidir. Cette précaution est indispensable dans la travée centrale de hauteur variable où le hourdis inférieur subit la compression apportée par les béquilles.

Chaque béquille se compose de deux fûts indépendants, de



travers comporte quatre voies de circulation, séparées par un muret en béton de type DBA. En rive, des barrières métalliques BN4 assurent la sécurité des usagers. Cette plateforme de 20,40 m de largeur est portée par un caisson unique en béton précontraint, à deux âmes inclinées et dont le hourdis supérieur est nervuré. Les nervu-



res, d'une épaisseur moyenne de 35 cm, sont espacées de 3 m. Elles sont précontraintes chacune par un câble 12T15 dont le tracé est ondulé.

Les âmes du caisson ont une épaisseur variable : 50 cm à leur

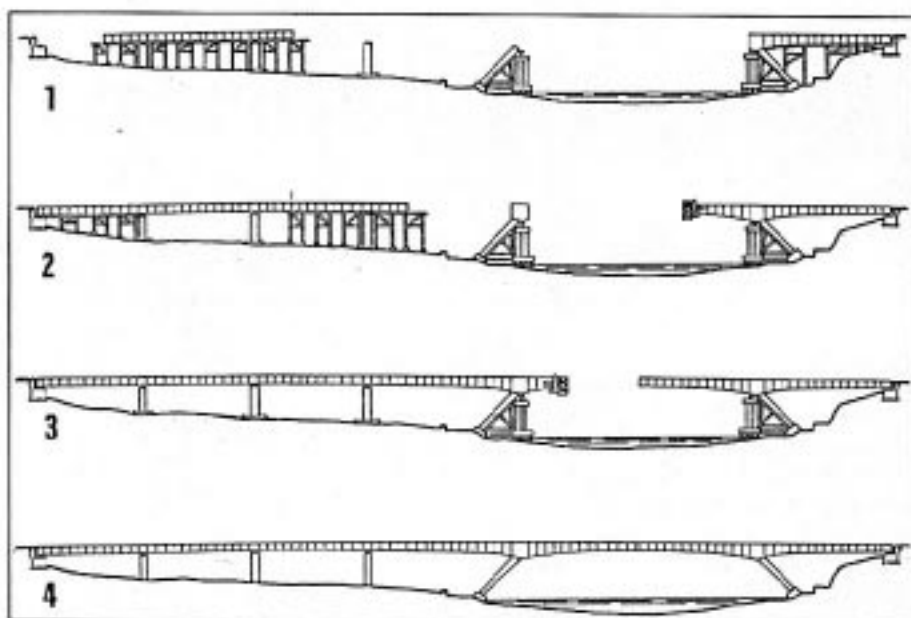
section rectangulaire-variable, inclinés à la fois dans le sens longitudinal à 45 degrés et dans le sens transversal à 20 degrés. Chaque fût est articulé sur sa base par une pièce métallique qui comprend deux platines de forte épaisseur, creusées en forme de berceau pour recevoir un axe en acier inoxydable. Pour limiter les frottements, l'axe est recouvert d'une feuille de téflon et les berceaux sont munis d'une plaque mince d'inox. L'axe et le téflon peuvent être changés en service par vérinage des fûts des béquilles.

L'architecte, Philippe Fraieu, a donné aux piles une forme en Y pour affirmer le contraste entre la partie en rive gauche de hauteur constante et l'ouvrage principal dont les béquilles s'évasent vers l'extérieur.

Construction de l'ouvrage

La grande travée est construite par encorbellement, le reste de l'ouvrage est bétonné sur cintre. La cinématique de construction est la suivante :

- construction en rive droite des fondations de la béquille, de la palée provisoire d'appui du tablier, des fûts et du voussoir de béquille ;
- construction sur cintre de la travée T1 (travée de rive droite) et clavage avec le VSB ;
- construction en encorbellement du demi fléau rive gauche après mise en tension de câbles intérieurs ondulés et extérieurs droits dans la travée de rive. Le fléau est construit par voussoirs de 3 mètres de longueur, bétonnés en place dans un équipement et précontraints par une ou deux paires de câbles 12T15 ;
- construction en rive droite des piles et des travées de



hauteur constante sur cintre. Chaque travée est bétonnée par voussoirs de 3 mètres, en trois parties indépendantes pour limiter la fissuration par retrait pendant la construction de la travée. Les voussoirs de pile et de clef sont réalisés juste avant mise en tension de 6 paires de câbles 12T15 intérieurs au béton qui assurent le décintrement ;

- après clavage avec le voussoir de béquille en rive droite et mise en tension de câbles droits extérieurs, filants depuis la culée jusqu'à l'entretoise du VSB, construction en encorbellement du deuxième demi fléau ;
- clavage central, mise en tension de deux paires de câbles de continuité et démolition des palées provisoires. La précontrainte de la grande travée est alors complétée par deux autres paires de câbles 12T15, et deux paires de câbles extérieurs ondulés, ancrés derrière les entretoises des VSB. Ces câbles sont déviés par les déviateurs métalliques, composés d'une platine et de joues parallèles sur lesquelles sont soudés des tubes cintrés.

Quelques problèmes d'exécution

Parmi les problèmes d'exécution survenus sur le chantier, on peut citer :

- la découverte en fond de fouille des semelles de la béquille rive droite de quelques veines de

granit altérées. Par sécurité, il a été décidé d'effectuer quelques forages pour injecter le massif au coulis de ciment. Le volume d'injection est toutefois resté limité, ce qui a confirmé le peu de gravité de ces défauts ;

les difficultés de battage des pieux métalliques de la palée rive droite. Dans cette zone, le granit est peu altéré en surface et présente un pendage assez fort vers la rivière. Il a fallu surbattre les pieux pour leur assurer un ancrage correct en pied. L'un des vingt-huit pieux a été jugé défectueux à l'examen des courbes de battage. Le calcul de la palée a été refait sans ce pieu, et un ferrailage complémentaire a été mis en place dans la semelle de la palée pour assurer le nouveau cheminement des efforts ;

- une fissuration systématique est apparue, à mi portée des nervures, dans le caisson avant leur mise en précontrainte transversale. Les voussoirs étaient bétonnés en deux parties : d'abord le U inférieur et ensuite le hourdis supérieur et sa nervure. L'entreprise effectuait la mise en tension des câbles transversaux par groupe de 6 voussoirs. Le voussoir le plus âgé avait donc environ 6 semaines lors de sa mise en précontrainte transversale. La flexion de poids propre conjuguée avec l'effet du retrait transversal différentiel produisait cette fissuration. L'entreprise a donc mis en œuvre la précontrainte transversale le plus tôt possible après le décoffrage du voussoir, ce qui a fait disparaître cette fissuration ;

- au début du décoffrage des nervures en encorbellement, on a constaté l'épaufrure systématique de leurs arêtes inférieures. Le coffrage métallique plus lourd d'un côté que de l'autre ne descendait pas verticalement. L'entreprise a réussi à éviter ce phénomène en accordant plus de soin à l'opération, mais un décoffrage à vis aurait été la meilleure solution.

tion, mais un décoffrage à vis aurait été la meilleure solution.

Hormis ces petits problèmes, la construction s'est bien déroulée, l'entreprise et l'Administration ayant attaché une importance particulière à la qualité architecturale de cet ouvrage. La construction a duré 20 mois pour s'achever en mars 1989.

G. LACOSTE



Photo G. FORQUET

La construction du pont de Cheviré

Le projet du pont de Cheviré a été présenté dans le n° 3 de la revue «Ouvrages d'Art» alors que le groupement attributaire des travaux venait d'être désigné. Le marché a depuis été signé, pour un montant de 275 MF, sur la base du projet de l'Administration aménagé par l'entreprise. Le pont a une longueur totale de 1562,60 m et porte une plateforme routière à deux fois trois voies, de 24,60 m de largeur hors-tout. Il franchit la Loire à 60 m d'altitude par une travée de 242,00 m de portée à laquelle on accède par deux viaducs en béton précontraint en pente à 6%. Le tablier est une poutre continue en caisson à deux âmes inclinées. Les hourdis supérieurs intérieurs sont raidis par des nervures transversales. Dans les travées courantes, de 65,00 m de portée, la hauteur reste constante, égale à 4,55 m. Elle augmente progressivement dans les travées adjacentes à la travée centrale, pour atteindre 9,00 m sur les piles principales, implantées en bord de Loire. Le tablier en béton précontraint se prolonge, au-delà des piles principales, par deux consoles de 40,00 m de longueur qui supportent une travée indépendante entièrement métallique, en caisson à dalle orthotrope, de 162,00 m de portée.

Tous les appuis du viaduc sud (douze piles et une culée) sont fondés sur pieux forés de gros diamètre. Au nord, le rocher est affleurant et, à l'exception des deux piles les plus proches de la Loire, tous les appuis reposent sur semelle superficielle. Il y a au total cent deux pieux de 1,40 m à 2,10 m de diamètre et de 10,00 à 35,00 m de longueur. Deux aménagements majeurs ont été apportés au tablier du projet de base, sans que l'aspect en soit modifié :

- l'entreprise a choisi de couler en place la totalité des voussoirs, plutôt que de préfabriquer le tube central du caisson pour venir, après pose des voussoirs, couler en place les hourdis en console. Quatre paires d'équipages mobiles seront nécessaires pour construire les vingt-et-un fléaux dans le délai contractuel.
- comme dans le projet de base, le câblage est mixte (câbles de fléau intérieurs au béton et câbles filants ondulés extérieurs au béton). Mais, au lieu d'ancrer les câbles de fléau dans les goussets supérieurs, le bureau d'étude de l'entreprise a prévu de les faire descendre dans les âmes. Au contraire des tabliers de plus faible largeur, cela ne présente ici aucune difficulté car les âmes sont de forte épaisseur. La réduction d'effort tranchant ainsi apportée permet d'améliorer le tracé des câbles extérieurs et de rendre beaucoup plus régulière la courbe des moments fléchissants.

Les études d'exécution ont débuté en décembre 1987. Compte-tenu des grandes dimensions transversales du tablier, une travée courante complète a été modélisée par éléments finis afin de valider ou de corriger les hypothèses classiques de la résistance des matériaux. Le chantier de fondations profondes a démarré au printemps 1988, précédé par l'essai de chargement d'un pieu de 1,20 m de diamètre confectionné à cet effet. Environ la moitié des pieux sont ancrés par frottement latéral dans une formation d'alluvions anciens (les autres atteignent le substratum rocheux). L'essai était destiné à préciser les niveaux de fondations de ces pieux, car on dispose de peu de données expérimentales

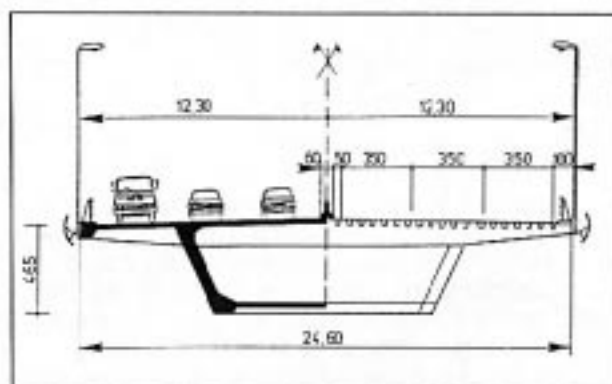
concernant ce type de sol. Les piles du viaduc sud, dont les hauteurs s'échelonnent de 10,00 m à 45,00 m, ont été construites à l'aide d'un coffrage grim pant permettant de couler une levée de 4,00 m de hauteur par jour. La construction du tablier sud a commencé à l'automne 1988. A l'heure actuelle, trois paires d'équipages mobiles, fabriqués spécialement pour le chantier, sont en service. Ils se caractérisent par leur grande largeur et par

la complexité du coffrage (nervuration des hourdis). Après une courte période de mise au point, les cadences prévues (trois à quatre jours pour la réalisation d'une paire de voussoirs) ont été atteintes. Trois fléaux sont maintenant achevés. Les plus grosses difficultés qui restent à affronter sont la construction des articulations placées au milieu de chacun des viaducs et la réalisation des grands fléaux sur piles principales. La travée métallique est en cours de fabrication en usine, par pan-

neaux élémentaires. Ceux-ci seront transportés jusqu'à Saint-Nazaire où ils seront assemblés sur un quai. La travée entière sera ensuite embarquée sur une barge et remontera la Loire jusqu'à Cheviré avant d'être mise en place en une seule opération de hissage. Cette phase, la plus spectaculaire du chantier, devrait intervenir au mois de juin 1990.



Photo G. FORQUET



Principaux intervenants

Maître d'ouvrage : Etat. **Financement :** 55 % Etat, 45 % Syndicat Intercommunal.

Maître d'œuvre : DDE de Loire-Atlantique.

Projet de base et contrôle du projet d'exécution : SETRA - SEEE-SETEC - PH. FRALEU

Projet d'exécution : SECOA - B. E. - QUILLERY - BAUDIN-CHATEAUNEUF.

Titulaire du marché : QUILLERY - VEZIN (viaducs B. P.) BAUDIN-CHATEAUNEUF - ATELIERS DE PAIMBOEUF (Travée Métallique).

Principaux sous-traitants : Fondations profondes : SEPICOS ; Précontrainte : FREYSSINET ; Armatures passives : WEL-BOND ; Hissage de la travée métallique : VSL.

Etudes d'exécution : SECOA.

E. BOUCHON

Le béton hautes performances

L'expérience d'un maître d'œuvre à travers le chantier du pont de Joigny

Les bétons hautes performances font parler d'eux depuis quelques années déjà, au niveau des études fondamentales et de laboratoire, au Canada et en France, mais également au niveau des réalisations. Le domaine des immeubles de grande hauteur a été investi par les Nord-Américains, celui des travaux offshore par les Scandinaves et enfin celui des ouvrages d'art par les Français.

C'est pour exploiter au mieux les fortes potentialités de ce béton (ainsi que celles des bétons de fibre) qu'a été créé en 1986 le projet national « Voies Nouvelles du matériau Béton » (V.N.B.). Ce groupement d'organismes (maîtres d'ouvrages, entreprises, industriels, laboratoires) œuvre par la mise en commun de divers travaux de recherche, le pilotage par l'aval des recherches à venir et le soutien à la réalisation d'ouvrages expérimentaux.

Le chantier du pont de Joigny s'est inscrit dans ce contexte. Il s'agissait de construire une structure conçue pour un béton de 60 MPa de résistance caractéristique en compression à 28 j, ce béton étant produit à partir de granulats locaux, sans adjonction de fumée de silice par le réseau local des centrales de béton prêt à l'emploi ; soit, en fait, de démontrer la faisabilité d'un B 60 dans les conditions les plus traditionnelles possibles en évitant toute sophistication. Le tablier de l'ouvrage est constitué d'une dalle bi-rivurée de 2,20 m d'épaisseur constante pour trois travées de 34 m - 46 m - 34 m à précontrainte entièrement extérieure au béton (13 câbles 27 T 15S). Mais pour éviter toute redondance, je vous renvoie pour plus de détails sur l'expérimentation et sur la conception de l'ouvrage à un article publié parallèlement au présent bulletin dans la revue Travaux, ce qui nous permet d'aborder les problèmes spécifiques du B.H.P. sur chantier. La formulation du béton impose une démarche rigoureuse.

La procédure traditionnelle (études - convenances) appliquée avec beaucoup de soins est bien adaptée. Il est conseillé de travailler sur des gâchées d'études réalisées en centrale après les premières approches de laboratoire. Le dosage très élevé du fluidifiant impose de vérifier la compatibilité physico-chimique de

celui-ci avec le ciment et les granulats employés ainsi que la stabilité de la formule. Il me semble également important de déterminer des fourchettes de dosage de chacun des constituants afin de fixer les critères d'acceptabilité ou non de la production. Dans le même ordre d'idées, lors de la convenance, on cherchera à vérifier l'aspect et la maniabilité du béton au bout du délai minimum et maximum de mise en œuvre après sa fabrication.

Sur Joigny, compte-tenu des entretoises au ferrailage très dense, un slump supérieur à 20 cm a été adopté, mais ceci n'est absolument pas indispensable pour réaliser un B.H.P. Un slump de 14 cm semble normal ; ceci permet une mise en œuvre extrêmement facilitée et peut permettre d'envisager des gains de main d'œuvre. Par contre, cette fluidité donne un front de bétonnage très allongé et il importe de faire vibrer le béton à l'extrémité de cette « langue » pour assurer l'homogénéité car le bétonnage a tendance à se faire par couches superposées. Toujours pour les mêmes raisons, le surfacage du tablier à la règle vibrante est rendu très délicat. Les 1060 m² de béton du tablier du pont de Joigny ont été coulés en moins de 24 heures avec une excellente régularité de production. Les résultats obtenus sont 79,8 MPa pour la moyenne des écrasements en compression à 28 j et 87 MPa à 90 j. Les parements obtenus sont superbes avec un aspect glacé, vitrifié qui dénote un béton très fermé à la faible porosité d'où d'importants gains de durabilité (vitesse de carbonatation réduite dans le rapport d'au moins 1 à 10). Les hautes performances de ces bétons ne se résument pas qu'à la résistance. Et c'est probablement là le point le plus important qui doit guider les maîtres d'œuvres sur les chantiers à venir : la recherche d'une plus grande durabilité donc d'une meilleure qualité par l'utilisation de B.H.P. sur des structures qui n'auraient pas, a priori, besoin sur le strict plan de la résistance.

D. BRAZILLIER - D.D.E. 71
(DDE 89 lors du chantier de Joigny)

Club d'échanges d'expériences sur les routes départementales

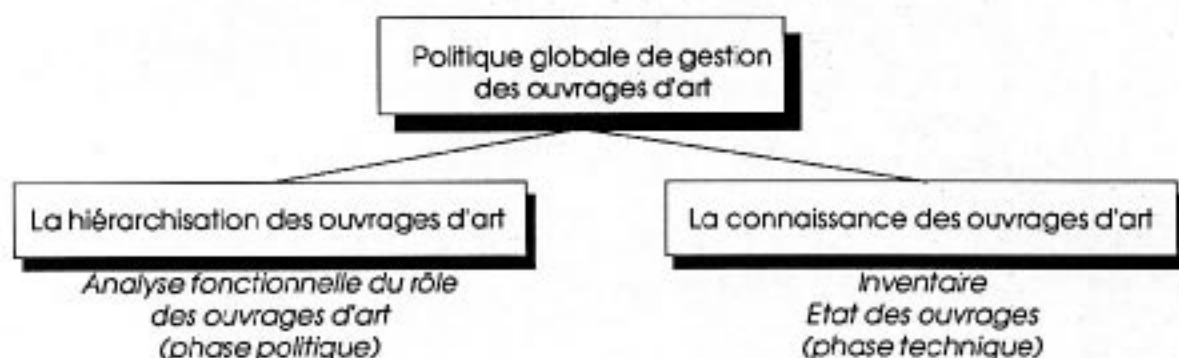
Travaux du groupe "Gestion des ouvrages d'art"

Le groupe de travail « gestion des ouvrages d'art » a présenté ses travaux lors du colloque « Routes départementales » du 19 et 20 janvier 1989. Le compte rendu du colloque comprenant entre autre un résumé des travaux du groupe peut être acquis au bureau de vente des publications du SETRA (réf. E 8927, prix : 50 F). Le groupe a porté ses efforts dans deux directions qui constituent les premières phases d'élaboration d'une politique globale de gestion des ouvrages.

La hiérarchisation des ouvrages d'art

L'objectif est de classer les ouvrages d'art indépendamment de leur état selon divers critères reflétant leur rôle économique, leur valeur, leur spécificité.

On distingue deux groupes : le premier correspondant à tous les ouvrages de routes de première catégorie des départements et aux ouvrages importants économiquement des routes de



deuxième catégorie ; le second aux ouvrages restants.

L'intérêt d'une telle démarche est d'orienter prioritairement les actions départementales vers les ouvrages stratégiques.

La connaissance du patrimoine

Elle passe par l'inventaire et le contrôle de l'état.

Inventaire : le groupe a élaboré pour chaque type d'ouvrages (pont, mur, déblai...) une fiche « inventaire » conçue pour permettre au gestionnaire la prise de décisions de portée générale. **Tous les ouvrages d'art doivent être répertoriés.**

Etat : les procès-verbaux doivent servir à la prise de décisions ponctuelles. Compte-tenu de l'importance du patrimoine il

paraît intéressant de les établir :

- **annuellement** pour les ouvrages du premier groupe de la hiérarchisation ;
- **tous les deux ou trois ans** pour les ouvrages d'art du deuxième groupe et cela sans exclure la surveillance continue.

Le groupe réfléchit en collaboration avec le Club de la région Est à une méthode d'aide à la programmation à partir de procès-verbaux quantifiés (notation des désordres).

La méthode intégrerait donc les dégradations des ouvrages, la hiérarchisation des ouvrages (niveaux de service) mais aussi l'interaction ouvrages-environnement (aspect risques).

L'objectif est d'obtenir des notes d'état pour les différentes parties d'ouvrages (une pour les appuis, une pour la structure et une pour les équipements).

Philippe CHANARD

4

Incidents et réparations

A propos de la réparation d'une culée de pont en terre armée

Afin de supprimer un carrefour à niveau entre la R.N. 76 et le C.D. 764 à Faveroles-sur-Cher dans le Département de Loir-et-Cher, recensé comme point noir, la Direction Départementale de l'Équipement avait projeté en 1987 la réalisation d'un passage dénivelé constitué par un ouvrage d'art à quatre travées totalisant 46 m, utilisant des poutres type PRAD et fondé sur puits en béton.

Suite à l'appel d'offres lancé fin 1987 sur cette base avec variantes larges autorisées, a été retenue celle proposée par l'entreprise Dalla-Vera. Cette variante dont le prix était de 10 % environ moins cher que la solution de base était constituée par un tablier à une travée, avec poutres en béton précontraint, type PRAD de 32 m d'ouverture, reposant sur des culées en terre armée, par l'intermédiaire d'un sommier en béton armé. Le matériau constituant le massif en terre armée était du sable de Loire très pulvérulent, ce qui a son importance pour la suite des événements.

L'ouvrage relativement important pour le procédé terre armée utilisé, venait d'être terminé (non réceptionné) lorsque, le 9 juin 1988, un poids lourd de fort tonnage est venu heurter la culée nord de l'ouvrage faisant malheureusement un mort et causant d'importants dégâts aux écaïlles en béton du massif. En effet, cinq écaïlles, heureusement non situées sous le sommier de l'ouvrage mais à proximité de celui-ci furent profondément fissurées mais néanmoins retenues par les frants en acier galvanisé.

La stabilité de l'ouvrage pouvait être à tout moment menacée du fait que le béton de certaines écaïlles n'était pas armé et que la rupture d'une seule écaïlle, en partie basse du massif, pouvait entraîner l'écoulement de son sable de constitution. L'ouvrage n'étant pas réceptionné, il était légitime pour l'Administration d'attendre de l'entreprise qu'elle constitue avec les compagnies d'assurances concernées le financement de la réparation.

La solution technique étant indissociable de cet aspect financier, il appartenait également à l'entreprise de proposer à l'Administration une méthode de réparation qui restait malheureusement à inventer. Consultée par l'entreprise Dalla-Vera, la société « Terra armée », première concernée au plan technique, a proposé une solution consistant à injecter à travers les écaïlles du coulis de ciment dans le sable du massif. Cette solution examinée par le Laboratoire Régional des Ports et Chaussées de Blois présentait les inconvénients suivants :

- le sable de Loire compacté s'injecte très mal,
- impossibilité d'atteindre une pression d'injection suffisante, car on est limité par la pression du coulis derrière les écaïlles qui risquent en outre de fuir par les joints des écaïlles ou de trouver un chemin préférentiel le long des armatures et de ce fait faire chuter l'adhérence sol-armatures avant sa prise,
- il aurait été nécessaire d'effectuer au minimum 9 forages par plaque (écaïlle),

- temps d'attentes multiples à respecter pour le changement de chaque écaïlle entre l'injection, la prise du coulis et l'obtention d'une résistance suffisante, la démolition de l'écaïlle, le coulage de celle-ci, le temps de durcissement pour obtenir une résistance suffisante du béton de l'écaïlle.

Devant les inconvénients et les incertitudes de cette solution, celle-ci n'a pas été retenue et le Directeur Départemental de l'Équipement décida alors de recueillir les suggestions des spécialistes du SETRA.

Les conclusions de la rencontre avec MM. HAUN et HEURTEBIS sur les méthodes possibles de réparation de la culée en terre armée ont été les suivantes :

1^{ère} solution : maintien des écaïlles en place avec tirants d'ancrage supplémentaires :

Le principe consiste par sécurité à reprendre tous les efforts des armatures en acier galvanisé de chaque plaque par des tirants constitués :

- soit par des fers à béton ancrés dans le massif par frottement ou par injection de coulis de ciment formant un bulbe, et dans la plaque par une liaison « plaque-fer » en béton de résine,
- soit par clouage des plaques à l'aide de fers cornières battus horizontalement dans le massif puis scellés dans les plaques préalablement forées à l'aide d'un béton de résine.

Ce procédé exige néanmoins de bétonner en place les parties de béton endommagées (feuilletage) des écaïlles, et d'injecter à la résine les fissures de largeur supérieure à 3/10 de millimètre.

2^{ème} solution : changement des écaïlles en les sciant plot par plot

Chaque écaïlle est sciée de façon à la décomposer en plots qui sont alors démolis et changés un par un en les bétonnant. Dans ce processus, n'est pas réglé le problème de la retenue du sable derrière les plots.

Les solutions 1 et 2 présentent l'inconvénient majeur de ne pas permettre d'avoir, après réparation, un ouvrage qui a retrouvé toutes ses qualités d'avant l'accident.

3^{ème} solution : congélation

• Congélation de l'ensemble

Réalisation d'une paroi verticale de soutènement en forme d'arc de 60 cm d'épaisseur à environ 1 m derrière les écaïlles à changer, et constituée par du sable congelé à l'azote liquide à l'aide de pointes en acier inox, maintenu à moins 40°C pendant toute l'opération de changement des écaïlles.

Deux problèmes sont soulevés :

- quel est le comportement des armatures en acier galvanisé en contact direct avec l'azote liquide (à ce jour aucun essai de référence n'a été réalisé) ? On risque d'obtenir une « rupture fragile ».
- quelle sera la liaison des extrémités de l'écran congelé avec les écaïlles du massif notamment la partie située sous le sommier de l'ouvrage ?

• Congélation par plaque

Le sol en contact de chaque plaque à changer est congelé au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Dans ce cas, les problèmes rencontrés pourraient être les suivants :

- fragilisation des attaches gelées,
- démolition du béton en contact avec le sol gelé,
- il faut une surépaisseur de béton de 7 cm environ à prévoir au moment de la prise de celui-ci, en contact avec le sable gelé,
- fragilisation des armatures,

- temps d'exécution relativement long.

4^{ème} solution (proposée par le SETRA) : soutènement en palplanches

La solution consiste à battre entre les armatures deux rideaux parallèles de part et d'autre des 5 écaïlles à changer, perpendiculairement aux écaïlles, sur une longueur de 4 à 4,50 m. La stabilité des deux rideaux sera réalisée par « auto-butonnage ».

Les terrassements nécessaires au changement des écaïlles préfabriquées sont ensuite effectués puis la mise en place de celles-ci avant réalisation sur place du percement de chaque attache avec les armatures en acier galvanisé.

Solution retenue

Finalement, l'entreprise a proposé à la DDE de choisir la solution classique en génie civil, soit le « soutènement en palplanches » non pas avec des rideaux parallèles mais en forme de « L ».



Le principe est de remplacer entièrement la partie de massif terre armée (armature et sable) située entre le sommier de l'ouvrage, le fossé de pied de talus et sur toute la longueur des armatures, soit 7 m de long au maximum, de façon à obtenir un ouvrage entièrement neuf.



Les travaux se sont déroulés sans incidents dans les délais prévus de 1 mois. Néanmoins, il a fallu un temps plus long que prévu pour battre les palplanches entre les tirants en acier galvanisé, avec un mouton de faible masse. Le battage a entraîné un tassement différentiel du chevêtre de 5 mm (on s'était fixé a priori un tassement admissible de 1 cm, contrôlé au fleximètre). Après mise en place du soutènement et butonnage des deux rideaux, la partie de massif accidenté a été remplacée en quelques jours.

L'ouvrage réparé a subi avec succès, le 30 octobre 1988, les épreuves de chargement réglementaires. Depuis sa mise en service, le 2 décembre 1988, il se comporte normalement.

Le coût de la réparation, totalement pris en charge par l'assurance du poids lourd auteur de l'accident, s'est élevé à environ 800 000 F T.T.C.

Appareils d'appui en élastomère fretté

Il y a quelques temps nous avons fait, pour les travaux intéressants des appareils d'appui en élastomère fretté, une analyse des demandes de crédits dont le SETRA avait connaissance dans le cadre des renforcements coordonnés.

De cette étude, il était ressorti que plus de 5 % des crédits demandés concernait des travaux sur ces appareils (ces valeurs sont très semblables en Allemagne). Les désordres qui nécessitent les travaux ont trois causes :

- les conditions de mise en œuvre (tolérances, ...),
- une qualité des matériaux inadaptée aux conditions en service,
- un dimensionnement incompatible avec les conditions d'utilisation.

Le premier point est traité dans le document « Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté » et il convient de noter que la plupart des désordres sont sur des ponts antérieurs à la publication de ce guide. Le troisième point est surtout un problème de bureau d'étude.

Pour améliorer le point n° 2 une concertation entre l'Administration (SETRA, LCPC et maîtres d'œuvre) et les principaux fabricants français va aboutir à la publication d'avis techniques. Ces avis seront formulés à partir de résultats d'essais sur la base de méthodes d'essais et de spécifications élaborées lors de cette concertation. Les méthodes d'essais sont d'ailleurs en cours de mise sous forme de normes expérimentales (NF T 47-802 à 814). Ces essais longs et coûteux sont commencés mais les premiers résultats ne seront connus et publiés qu'à la fin de l'année 1989.

Une autre décision a été prise pour améliorer la qualité : elle consiste à fabriquer des appareils d'appui en élastomère fretté entièrement enrobés d'élastomère (comme tous les autres pays en Europe) ①. Ceci a une conséquence sur le choix des dimensions ; si, en effet le choix d'une dimension était indifférent dans le cas d'une découpe dans une grande plaque il n'en va pas de même quand l'appareil est totalement enrobé. Chaque appareil nécessite un moule d'un coût élevé ; aussi pour limiter les investissements et avoir des produits compétitifs les fabricants se sont mis d'accord sur un tableau des produits standards.

D'ores et déjà, il est recommandé de choisir vos appareils sur la base de ce tableau qui sera inclus dans la norme expérimentale NF T 47-815.

① Le découpage de plaques mères aux dimensions d'appareil d'appui à la demande va être abandonné.

Appareils d'appui en élastomère fretté entièrement enrobés.
Tableau des dimensions

	2(8+2)	3(8+2)	4(8+2)				
100 x 150	X	—	—				
100 x 200	X	—	—				
150 x 200	X	X	—				
150 x 250	X	X	—				
150 x 300	X	X	—				
200 x 250	—	X	X				
200 x 300	—	X	X				
200 x 350	—	X	X				
200 x 400	—	X	X				
	3(10+3)	4(10+3)	5(10+3)				
250 x 300	X	X	—				
250 x 400	X	X	—				
300 x 400	X	X	X				
300 x 500	X	X	X				
300 x 600	X	X	X				
	3(12+3)	4(12+3)	5(12+3)	6(12+3)	7(12+3)	8(12+3)	
350 x 450	X	X	X	—	—	—	
400 x 500	—	X	X	X	—	—	
400 x 600	—	X	X	X	—	—	
450 x 600	—	X	X	X	X	—	
500 x 600	—	—	X	X	X	X	
				4(15+5)	5(15+5)	6(15+5)	7(15+5)
600 x 600		X	X	X	X		
600 x 700		X	X	X	X		
700 x 700		—	X	X	X		

G. ENNESSER

Vérification du coefficient de frottement en service d'appareils d'appui en élastomère fretté avec plan de glissement

Le relevé des déplacements, ou des distorsions, des blocs de réopène permet de se faire une idée du coefficient de frottement en service de ces produits. Par exemple, pour un viaduc VIPP à 6 poutres de 4 travées de 26 m, le déplacement du plan de glissement des appareils d'appui sur culée a été mesuré (8 mm), plusieurs mois après leur mise en place.

On peut en déduire :

1. Le raccourcissement thermique du tablier correspond à une chute de température d'environ 20° dans l'ouvrage. En effet, pour un hourdis continu, on a un raccourcissement :

$$20^{\circ} \times 10^{-5} \times \frac{4 \times 26 \text{ m}}{2} = 8 \text{ mm}$$

ce qui a été effectivement observé sur la culée.

2. Le jour de l'observation, sur les 6 appareils d'appui glissants sur culée, un seul n'avait pas glissé et était distordu de 8 mm.

Soit $\text{tg } \gamma = \frac{8}{30} = 0,267$ pour un 250/450 en 3 (10+3)

30 mm étant la hauteur totale de l'élastomère (cf. BT4).

On en déduit l'effort horizontal :

$HH = G \times 25 \times 45 \times \text{tg } \gamma = 2,4 \text{ t}$ avec $G = 8 \text{ bars}$

L'effort vertical sous charges permanentes seules est de 26 t, d'après la note de calcul. Le coefficient de frottement étant par définition le rapport :

$\frac{H}{V} = f$ on a $\frac{2,4}{26} = 0,092$ soit 9,2 %

Puisque pour cette valeur le glissement ne s'est pas produit, on peut affirmer que le coefficient de frottement de cet appareil d'appui, dit glissant, est certainement supérieur à 9,2%. De plus, cela a été constaté dès la mise en œuvre pendant la période de

parfait achèvement des travaux ! Il est plus que probable, qu'au cours du temps, la résistance au glissement des appareils d'appui augmentera encore.

Conclusion

Pour un ouvrage d'une centaine de mètres dilatables, il était parfaitement possible d'éviter des appareils d'appui glissants sur culées. Des appareils d'appui glissants ont cependant été choisis pour éviter d'avoir des efforts horizontaux à reprendre par les culées. Ce qui revient à admettre que le fonctionnement des appareils d'appui glissants se fait sans frottement. Or cette hypothèse de dimensionnement courante s'apparente au mouvement perpétuel ! Pour contrôler le fonctionnement des appareils d'appui glissants en élastomère treffé, il suffit de suivre les déplacements et/ou les distorsions sur le site, en fonction de la température ambiante et notamment aux températures extrêmes. C'est à la fois moins cher et plus représentatif du fonctionnement en service sur ouvrage que tous les PV d'essai en laboratoire.

G. ENNESSER

Appareils d'appui «peseurs»

Il y a quelques années, apparaissait sur le marché des Travaux Publics un appareil d'appui «peseur» dénommé RESTON (fabricant : PROCEQ, revendeur en France : CIPEC). Depuis, compte-tenu du contexte économique, des appareils d'appui similaires ont été développés par les sociétés FIP, GLACIER et demain le seront par les sociétés MAGEBA (VSL), FREYSSINET, etc...

L'expérience acquise récemment, in situ, sur un de ces appareils d'appui «peseurs» nous incite à une certaine prudence. En effet, l'appareil d'appui «peseur» (X) devait reprendre une charge verticale de 100 t. Son système de mesures indiquait 300 t. Après déchargement (vérinage), il indiquait 200 t au lieu de 0.

L'examen de cet appareil en laboratoire, en présence du fabricant, a mis en évidence un défaut de conception au niveau du capteur intégré (problème de fuite...). Certes, ces désagréments onéreux ne sont peut-être pas transposables aux autres types d'appareils d'appui de la même famille.

Considérant le prix de ces appareils d'appui, il importe donc de s'assurer de leur parfait fonctionnement. Si nous admettons a priori la bonne conception de ces appareils, le problème de leur mise en œuvre s'avère crucial. Il convient, notamment, de s'assurer que le fond du pot de l'appareil d'appui ne travaille pas en flexion (afin d'éviter que le capteur ne soit soumis à aucune sollicitation au repos). Il semble donc indispensable d'attirer l'attention des Maîtres d'œuvre sur les points ci-après :

- **Lors de la pose de l'appareil d'appui «peseur»**
Vérifier la concordance entre la valeur donnée par l'appareil d'appui «peseur» et celle découlant du vérinage.
- **Après mise en service de l'appareil d'appui «peseur»**
Procéder, 6 heures après environ, au vérinage de la ligne d'appui sur laquelle les appareils d'appui sont installés (les vérins étant restés en place) afin de s'assurer que les appareils d'appui «peseurs» étant déchargés, leur position revienne bien au zéro initial.
- **Fiabilité de l'appareil d'appui «peseurs»**
Il est instamment recommandé, dans un délai de 3 ans

environ, de vérifier le bon fonctionnement de ces appareils, en procédant à une opération de vérinage. Celle-ci est beaucoup moins onéreuse qu'une P.R.A. (Pesée de Réaction d'Appui).

Une procédure d'évaluation par ce type d'appareil d'appui «peseur» sera mise au point, dans un proche avenir.

A. CHABERT

Dispositifs de retenue sur les ponts

Une circulaire relative aux dispositifs de retenue a été publiée en 1988 ; on pourrait dire que ce n'est qu'une de plus et qui ne concerne pas les ponts. C'est une erreur.

La circulaire n° 88-49 du 9 mai 1988 est relative à l'agrément et aux conditions d'emploi des dispositifs de retenue des véhicules contre les sorties de chaussées. Elle est complétée par une instruction en 4 fascicules (1 : Introduction, 2 : Dispositifs de retenue latéraux métalliques, 3 : Dispositifs de retenue latéraux en béton, 4 : Dispositifs de retenue frontaux).

Elle annule et remplace toutes les circulaires ou lettres circulaires parues depuis 1958. Elle réalise donc un bon dépoussiérage dans ce domaine.

Tous les dispositifs de retenue, glissière et barrière, qu'ils soient sur remblai ou sur ponts sont concernés. En effet cette instruction fait référence au dossier GC 77 pour tout ce qui concerne les ponts et rend donc obligatoire son contenu. Ceci signifie que tout ce qui n'est pas dans le dossier GC doit faire l'objet d'une demande d'autorisation d'emploi. Ce sera le cas, si l'on veut introduire une modification sur une BN4 (changement de l'espacement des poteaux, par ex.) ou sur une BN1 ou BN2, ou bien si l'on veut utiliser un nouveau modèle de barrière non encore présenté dans le dossier (la barrière à barre adage vertical ou BNBV).

Cette instruction est en vente à la Direction des Journaux Officiels.

M. FRAGNET

Conformité des dispositifs de retenue

Les serruriers fabricant et posant les dispositifs de retenue pour les ponts, les barrières surtout, ne sont pas encore bien familiarisés avec les PAQ et, de toutes façons, une concurrence acharnée fait que parfois on triche avec la qualité. Le maître d'œuvre peut prendre un minimum de précautions pour s'assurer que ce qu'il a commandé est conforme à ce qu'il a commandé. Ces vérifications sont les suivantes :

- réception des matériaux :
 - qualité du béton,
 - nuance de l'acier et sa protection contre la corrosion,
 - boulonnerie,
 - alliage d'aluminium...
- vérification avant l'ordre de bétonnage de toutes les côtes de verticalité, alignement et altitude.
- vérification du ferrailage de la structure dans la zone d'an-

- crage.
 - pour la BN1 et 2
 - vérification du serrage des écrous,
 - reconditionnement des surfaces en acier altérées par la pose.
 - pour la BN4
 - vérification :
 - de la qualité et des dimensions des vis d'ancrage,
 - du serrage de ces vis,
 - de la galvanisation (conformité avec la norme NF A 91.121 d'août 1987),
 - de la conformité géométrique des éléments d'ancrage, un contrôle par pesée est facile et significatif : le poids normal d'une pièce d'ancrage est de 10 kg à $\pm 0,25$ kg,
 - de la conformité géométrique des éléments, en particulier du poteau ; là aussi un contrôle par pesée est un bon critère : le poids normal d'un poteau de BN4 est de 57 kg (variable de 52 à 62 kg),
 - ordre de bétonnage,
 - reconditionnement des surfaces en acier altérées par la pose.

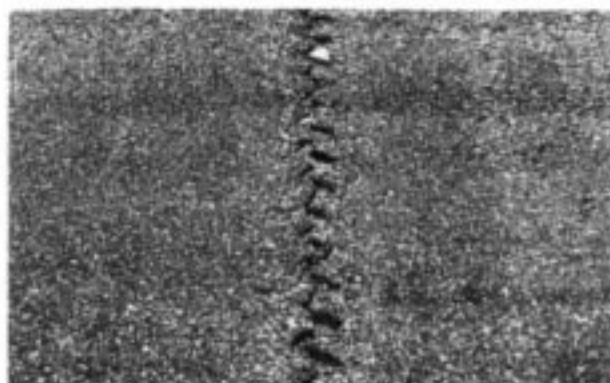
M. FRAGNET

Protection des joints de chaussée lors de la mise en œuvre des enduits

A la suite d'une erreur de mise en page dans le bulletin précédent (n°5), la photo ci-dessous a été publiée sans sa légende, ce qui la rendait incompréhensible.

Selon la formule consacrée, nous vous prions de nous excuser de cette erreur.

Avant de mettre en œuvre des enduits sur un pont, mettez donc une protection sur les joints de chaussées pour éviter l'intrusion de gravillons ou de liants dans le joint : cela peut entraîner le blocage du joint et des désordres au niveau de la structure. On trouve des bandes de papier adhésif large chez tous les bons draguistes !



6

Matériaux

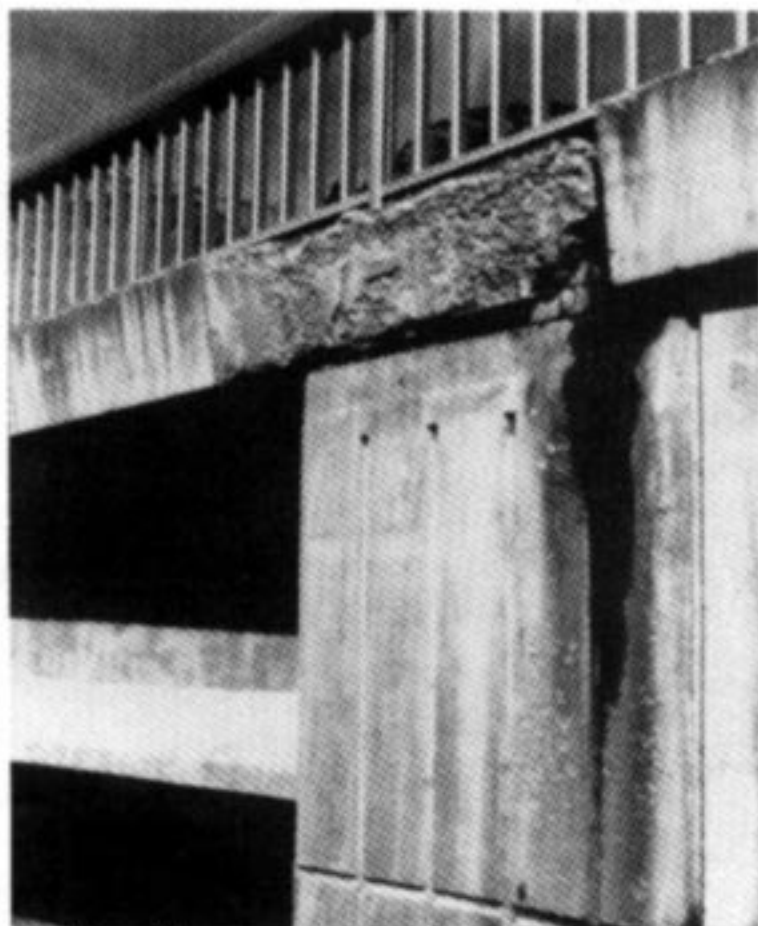
Durabilité des bétons durcis soumis à l'action du gel



Corniche 7 ans après - réduction de hauteur d'une dizaine de cm.

Présentation

Le béton est un matériau qui présente des qualités, techniques et économiques, si intéressantes qu'il est utilisé très largement aussi bien pour la construction de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de routes. Il est considéré, par le public, comme très résistant et indestructible. Les «techniciens» du béton quant à eux estiment, très souvent, qu'il suffit que celui-ci ait une bonne compacité et une résistance mécanique satisfaisante pour que sa durée de vie soit assurée. Malheureusement la réalité des choses peut être, dans un certain nombre de cas, très différente. En effet, sa durabilité peut être gravement mise en cause par une attaque chimique ou physique. Parmi les phénomènes physiques, l'action du gel peut engendrer de très graves dégradations du béton durci, voire la destruction complète de certaines parties d'ouvrages.



Dégradation induite par une alimentation locale en eau.

au gel du béton durci et non à celui du béton frais. Dans la suite de l'article nous supposons que le béton a effectué son durcissement dans de bonnes conditions.

Conditions de gel

Pour que du béton durci d'un ouvrage gèle, il faut que deux conditions soient réunies ; pour évidentes qu'elles soient, il convient de les rappeler :

- 1 • la température ambiante doit être inférieure nettement à 0° C (l'eau dans le béton n'est jamais pure) avec une fréquence suffisante et une durée significative.
- 2 • il faut que la teneur en eau du béton dépasse un certain niveau de saturation appelé valeur critique.

Sont donc concernées, les parties d'ouvrages non protégées des intempéries ou alimentées localement en eau. Les désordres les plus fréquents sont constatés sur les corniches de ponts, les plots de barrières de sécurité, les murs de soutènements, les écrans phoniques, les massifs d'ancrages des remontées mécaniques et les chaussées. Mais contrairement à une idée répandue, les régions de montagne ne sont pas les seules à être confrontées à ce problème.

Mécanisme du gel

Michel Pigeon de l'Université de Laval à Québec au Canada, qui travaille depuis de nombreuses années avec son équipe sur ce sujet, considère qu'il y a deux types de dégradations par le gel :

- le gel interne qui se manifeste par une fissuration aléatoire, relativement fine, qui est visible en surface mais qui affecte également la masse ;
- l'écaillage qui est, comme son nom l'indique, une fragmentation en petites écailles mais qui est superficielle.

Ces deux types de dégradations peuvent être indépendants ou simultanés. Trois théories ont été avancées pour expliquer le phénomène de gel interne :

1. la théorie de POWERS (1949) sur les pressions hydrauliques
2. la théorie de POWERS et HELMUTH sur les pressions osmotiques
3. la théorie de LITVAN issue de la thermodynamique

Chaque théorie apporte un éclairage différent parfois contradictoire, mais toutes font apparaître le rôle fondamental des micro-bulles d'air dans le béton. Les bulles d'air entraînées se comportent comme des petites chambres de décompression pour résorber les pressions induites par le déplacement de l'eau ou les expansions produites lors de la formation de la glace. La théorie des pressions osmotiques met particulièrement bien en évidence l'influence très aggravante des sels de déverglaçage. Le mécanisme de l'écaillage n'a pas encore fait l'objet d'une théorie bien claire alors qu'il représente la dégradation la plus fréquente.

Paramètres propres au béton pour un meilleur comportement au gel

Les bétons traditionnels, mis en place par des moyens classiques, qui sont soumis à l'action du gel et des sels de déverglaçage devront respecter, pour un comportement satisfaisant, les prescriptions suivantes :

- les granulats ne seront pas gélifs ou poreux,
- le diamètre maximum du plus gros granulat sera inférieur à la taille critique de la roche constitutive,
- le ciment sera un CPA prise mer ou circulaire 44. L'utilisation d'un CPJ est possible dans le cas de gel pur,
- le dosage en ciment par mètre cube sera élevé - 400 kg pour un béton 0/25,
- la teneur en eau du béton frais doit être la plus faible possible compte-tenu des problèmes de mise en œuvre E/C < 0.45,
- l'utilisation d'un adjuvant entraîneur d'air est obligatoire, il devra permettre d'obtenir un réseau de bulles de bonne qualité, caractérisé par la demi-distance moyenne (valeur théorique) entre deux bulles appelée facteur d'espace-ment. La quantité globale d'air ne devra pas dépasser 8 % pour éviter les chutes importantes de résistance,
- la vibration en place sera suffisante mais non excessive,
- la cure devra être particulièrement soignée (surtout vis à vis de l'écaillage).

Etat de la réglementation

La Direction Départementale de l'Équipement de la Haute-Savoie confrontée aux nombreux dégâts occasionnés par l'action du gel et devant l'absence de textes nationaux réglementaires a pris en 1986 l'initiative de créer avec les DDE de la Savoie et de l'Isère, le CETE de Lyon, le cimentier Vicat, Sigma-Béton et Scetauroute, un groupe de travail régional (Rhône-Alpes) sur la «Durabilité des bétons soumis à l'action du gel». L'objectif fixé était d'apporter des solutions pratiques à ces problèmes.

Actuellement le groupe a produit une étude bibliographique

sur le sujet et a effectué, compte-tenu de l'amélioration de ses connaissances, la refonte de «l'annexe au CCTP pour parties d'ouvrages en béton non protégées des intempéries soumises à l'action du gel» appliquée depuis 1986 par la DDE 74. Ce nouveau document commence à être rendu contractuel pour un certain nombre de nouveaux marchés dans la région Rhône-Alpes depuis janvier 1989.

Sur le plan national, depuis 1987, deux groupes se préoccupent également du problème avec des objectifs un peu différents. Il s'agit du groupe SNBATI qui rédige un guide de recommandations qui devrait paraître en octobre 1989 et de celui présidé par l'inspecteur Général Thédié qui concerne les bordures de trottoirs et les cariveaux en béton mais qui a également pour mission d'évaluer l'ampleur du problème sur le plan national. Le rapport de synthèse devrait être envoyé au Directeur des Routes en juillet 1989.



3 ans après la réparation - le béton sous-jacent continue à se dégrader

Conclusion

La durabilité du béton durci est un problème dont les conséquences sont importantes. Bien qu'il n'y ait pas de recettes miracles, en particulier pour éviter l'écaillage, il existe des solutions pour limiter l'ampleur des dégradations. Il est nécessaire, et même dans certains cas pour des bétons présentant des résistances en compression supérieures à 45 MPa voire atteignant

60 MPa, d'avoir un réseau de bulles tel que le facteur d'espace-ment soit inférieur à 200 μ .

De plus, dans la conception même de l'ouvrage il faut prendre toutes les dispositions constructives possibles pour éviter une humidification excessive du béton. Il est d'autant plus important d'appliquer ces règles que les solutions de réparations des dégradations sont hasardeuses, voire illusoire, et très coûteuses.

A. REYMOND

7

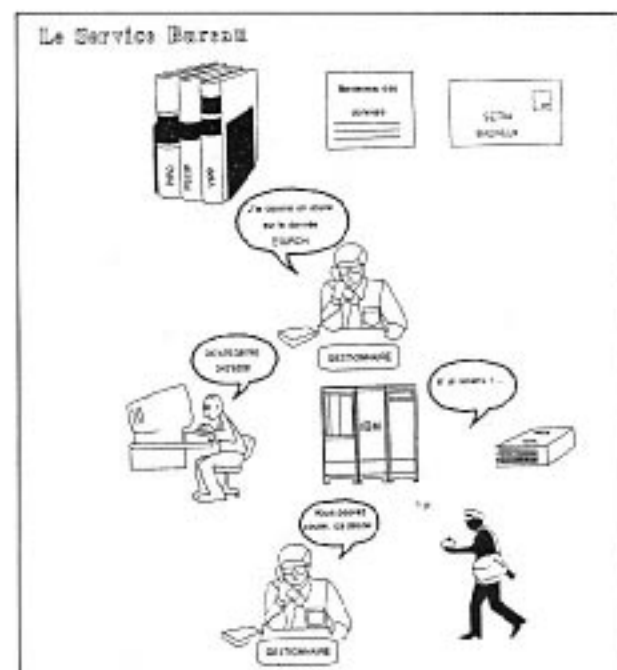
Calculs - Informatique

L'exploitation des programmes de calcul d'ouvrages types en télétraitement

Chacun connaît les programmes de calcul de ponts types du SETRA (PSI.DA - PSI.DF - PIPO - PICF, etc...), qui donnent lieu à la production d'environ six cents notes de calcul par an suivant la procédure classique dite du service «bureau» :

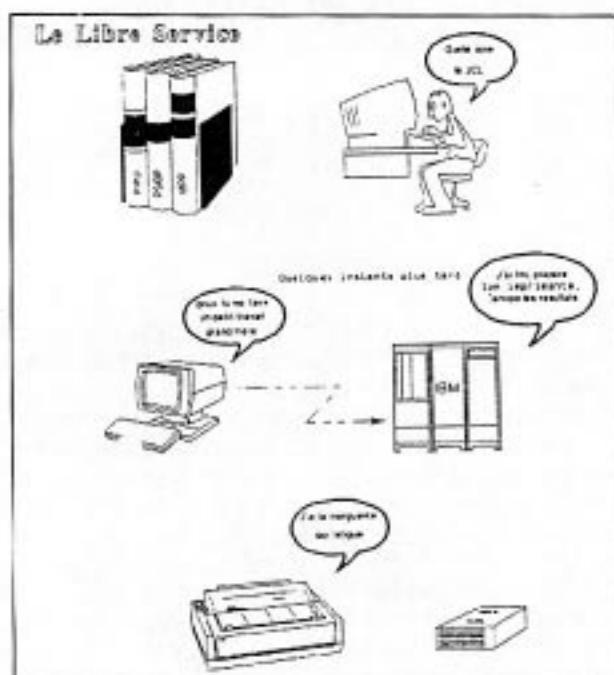
- le client envoie au SETRA un bordereau de données rempli suivant ses besoins (par la poste ou par fax),
- ce bordereau est vérifié par un ingénieur, qui prend contact le cas échéant avec le client pour confirmer ou infirmer certaines données, lance le passage de la note de calculs et vérifie la cohérence des résultats,
- la note de calculs accompagnée de deux photoréductions est expédiée par la poste au client.

Cette procédure, rodée depuis de nombreuses années,



donne parfaitement satisfaction avec des délais de réponse d'environ quatre jours ouvrables.

Cependant, certains bureaux d'études, gros consommateurs de ce type de service, disposent d'un potentiel d'ingénieurs confirmés dans l'exploitation de telles notes, qui peuvent donc assurer par eux-mêmes les tâches de vérification des données et



des résultats. Dans ce cas, il peut s'avérer intéressant pour eux de disposer d'un accès direct aux programmes sur le site du SETRA au moyen du télétraitement. Les temps de réponse sont alors quasi immédiats et permettent, entre autres, de procéder dans un court laps de temps à l'étude de variantes. Pour satisfaire ce besoin, des tests ont été effectués depuis trois ans avec certains bureaux d'études importants et ont permis d'aboutir à des résultats concluants.

A l'issue de cette phase, il nous est maintenant possible d'offrir un service «standard» d'accès en télétraitement, malheureusement assorti de conditions restrictives assez sévères, pour tenir compte d'une part de la lourdeur de mise en place d'un équipement de télétraitement qui fonctionne de façon satisfaisante et d'autre part d'un volume de commandes minimal qui garantisse l'existence chez le client d'une équipe d'ingénieurs bien rodée à l'exploitation de ce type de notes de calculs.

Ainsi, les conditions fixées pour ce service sont les suivantes :

- le client fait siens tous les problèmes de matériels et de logiciels nécessaires à l'établissement de la liaison avec le SETRA,
- le volume de transactions minimal est fixé à trente notes de calcul par an,
- chaque note de calcul est facturée à 40 % du tarif du service «bureau» pour tenir compte de toutes les prestations non assurées par le SETRA (vérification des données saisies, vérification des résultats, photoréduction, expédition), majorées du coût des prestations informatiques pures.

A.L. MILLAN

Le logiciel ARTPONT

Pour vous permettre de calculer très rapidement l'implantation, le nivellement et le gabarit minimum de tous les ouvrages routiers ou ferroviaires, que vous avez à traiter, il existe maintenant un logiciel : ARTPONT.

Caractéristiques générales

Saisie assistée des caractéristiques des voies portées et franchies suivant listing PISTE :

- axe en plan, profils en long et en travers,
- géométrie du tablier.

Chacune des caractéristiques peut être définie en sept éléments de nature géométrique différente :

- droite, cercle, clothoïde, parabole, suivant le cas.

Les éléments pris en compte pour chaque caractéristique sont complètement indépendants :

- définition possible d'un tronçon parabolique du profil en long à cheval sur un tronçon clothoïdal et un tronçon circulaire du tracé en plan, etc...

Vérification systématique de toutes les données entrées :

- raccordement ponctuel et tangentiel des éléments,
- cohérence des intervalles de définition,
- vraisemblance des données, etc...

Saisie possible de cinq bandes de dévers différents pour chacune des chaussées :

- les calculs prennent en compte la variation linéaire des dévers en fonction de l'abscisse curviligne.

«Boîte à outils» conversationnelle et conviviale offrant de nombreuses options de calculs, toutes actives quel que soit l'ouvrage saisi :

- intersection des parallèles aux axes entre elles et/ou avec des droites,
- tabulation des parallèles aux axes,
- projection sur les axes,
- calcul des niveaux sur chaussées, tablier et intrados tablier,
- calcul des gabarits, etc...

Tous ces calculs sont très simples à mettre en œuvre et fournissent des résultats immédiatement réutilisables pour de nouveaux calculs.

Mémorisation possible des résultats dans cinq groupes de stockage différents (300 variables par groupe).

L'ensemble des données est systématiquement stocké sur disque ou disquette. Un travail peut donc, sans problème, être abandonné ou repris à volonté.

Visualisation (écran et/ou imprimante) des données de l'ouvrage en cours.

Possibilité de créer des fichiers ASCII de résultats, manipulables ensuite avec le traitement de texte de votre choix.

Une aide est accessible en permanence durant la session de travail.

Matériel nécessaire : Compatible PC 512 KO, de mémoire RAM, deux lecteurs de disquettes (ou un lecteur de disquettes et un disque dur).

Prix de vente : 12 000 F HT (prix dégressifs suivant la commande)

Contact : Pierre BRINGUET

Place de l'école - JUSSAT - 63450 St-Amant-de-Tallende

Tél. 73 79 49 91

L. ROUGE

Troisième partie

La recherche de la qualité esthétique dans un projet de pont.

La recherche de la qualité esthétique dans un projet de pont ne peut être que le fait et le résultat d'une volonté commune de l'ensemble des participants à sa réalisation, le maître d'ouvrage qui commande et finance, le maître d'œuvre avec ses différents associés qui assure la réalisation de l'ouvrage.

La qualité représente nécessairement une plus-value par rapport au coût de l'ouvrage uniquement fonctionnel et technique, mais ce surcoût peut être modéré si l'esthétique se conjugue avec la technique qu'elle doit valoriser. Ce surcoût doit être acquitté par le maître d'ouvrage et cela implique qu'il soit étroitement associé à la conception et à la réalisation du projet.

Le maître d'œuvre qui a la charge de la conception et de la réalisation de l'ouvrage est l'élément moteur du projet à la fois vis-à-vis de son maître d'ouvrage, qui n'est pas toujours sensible à son aspect qualitatif et n'en mesure pas forcément l'enjeu, et vis-à-vis de son équipe de collaborateurs-concepteurs et des différents autres intervenants qui participent à l'exécution de l'ouvrage.

Au niveau de la conception de l'ouvrage, le maître d'œuvre devra s'entourer de tous les spécialistes qualifiés qu'il jugera utiles de faire intervenir selon la situation, la nature et l'importance du projet : bureaux d'études, architecte, paysagiste, plasticien, coloriste... Ces collaborateurs devront constituer autour de lui une équipe unie par un même objectif et disposant des moyens matériels et financiers correspondants ; les économies par restriction des études ou par mise en concurrence excessive des concepteurs, ne sont pas à l'échelle du prix global d'un ouvrage et tout en risquant d'affecter la qualité du projet, peuvent entraîner des incidences financières, bien supérieures au stade de son exécution.

Les études devront se faire selon une méthodologie bien précise.

La conception de l'ouvrage doit tenir compte du site dans lequel il est implanté, condition indispensable pour qu'il puisse s'y insérer harmonieusement. L'équipe de conception devra donc reconnaître l'environnement du franchissement, l'analyser, s'en imprégner et mesurer les interactions réciproques entre le futur ouvrage et le site ; tous les documents cartographiques ou photographiques existants serviront de support à cette reconnaissance.

Dans ce contexte, les concepteurs devront rechercher d'une manière systématique toutes les solutions structurelles et architecturales compatibles avec les données géométriques du franchissement (tracé, profil en long, profil en travers et les contraintes de la brèche).

Les solutions irréalistes ou incohérentes ayant été volontairement éliminées, des études sommaires des autres seront faites pour être présentées au maître d'ouvrage. Ces études considèreront à la fois l'aspect technique, architectural et économique en sorte de pouvoir établir, sur la base de ces critères, des comparaisons qui permettront de faire un choix en toute connaissance de cause. L'aspect architectural sera traité au niveau de la silhouette, du rapport volumétrique et de l'insertion dans le site.

Le choix de la responsabilité du maître d'ouvrage pourra privilégier l'un ou l'autre de ces critères, ou parfois correspondre à un bon équilibre entre eux.

La ou les solutions retenues seront ensuite étudiées dans le détail pour constituer le ou les projets de base qui seront soumis à la consultation des entreprises. L'étude architecturale définira l'aspect (forme, modénature et parement) des différents éléments constitutifs de la structure de l'ouvrage.

Au niveau de la consultation des entreprises, le Maître d'œuvre devra limiter les variantes à des dispositions techniques, ou dans le cas de variantes couvertes, les solutions présentées en dehors des projets de base devront faire l'objet d'une étude architecturale comparable.

Au niveau des choix des entreprises, le maître d'œuvre devra s'inquiéter de leur capacité de bonne exécution.

Lorsque l'entreprise chargée de la réalisation sera retenue, une attention toute particulière devra être apportée dans la mise au point des plans d'exécution, en sorte que soient prises toutes les mesures susceptibles de garantir la bonne mise en œuvre des différentes dispositions architecturales et le bon aspect général de l'ouvrage.

Au niveau du chantier enfin, les hommes de terrain qui sont le personnel des entreprises et les surveillants du maître d'œuvre devront veiller à la bonne exécution des différents éléments constitutifs de l'ouvrage ; ils devront s'assurer par exemple de la bonne qualité des coffrages (nature, calepinage et assemblage), de l'aspect du béton (couleur et homogénéité de teinte) et de la bonne mise en œuvre (coulage, vibration, arrêts de bétonnage).

Cette description rapide des différentes étapes de la réalisation d'un ouvrage montre bien que pour chacun des divers intervenants, le souci de la qualité et l'usage des moyens pour y parvenir doit rester continuellement présent pour atteindre l'objectif désigné : un ouvrage techniquement et esthétiquement réussi.

Photos des lecteurs

Un dégrippant au poil !

Au cours d'une récente mission en Espagne nous avons eu l'occasion de visiter le service d'entretien d'une autoroute proche de Madrid. Lors de cette visite, le personnel de la société d'autoroute procédait au démontage et à la remise en état de joints de chaussée d'un pont (des joints FT français en l'occurrence).

A côté de l'outillage il y avait une bouteille à la forme caractéristique et symbolique des Etats-Unis : pour se désaltérer pensions-nous. Nous avons eu la surprise de constater que le liquide de cette bouteille (du coca-cola puisqu'il s'agit d'elle) était versé dans le logement de la tête de la vis d'ancrage du joint puis, après quelques minutes d'attente, l'ouvrier desserrait la vis sans aucun effort !



A noter qu'il y avait du dégrippant classique dans la boîte à outil ! N'y aurait-il pas là un débouché intéressant pour le vendeur de ce liquide ?

M. FRAGNET

Courrier des lecteurs

Problèmes d'étanchéité sur les ouvrages voûtés

Référence à l'article «Point de vue... Pourquoi ne met-on pas d'étanchéité sur les ouvrages voûtés» de M. Fragnet paru dans le bulletin précédent.

Dans le numéro de janvier 1983 du bulletin de liaison Ouvrages d'Art (n°5), vous avez évoqué le problème de l'étanchéité sur les ouvrages voûtés. J'avais déjà eu l'occasion de vous entretenir téléphoniquement ou lors d'une journée d'information au CETE de Nantes de ce problème qui m'apparaissait bien réel. A la suite de nos conversations, nous avons été conduits à demander la pose d'une chape. Dans le cas particulier l'entreprise «Matière» a proposé la mise en place d'une chape de type feuille préfabriquée collée, en l'occurrence «Paraforsolo». Là se pose un autre problème qui est la difficulté de mise en place d'une telle chape

du fait de la forme des ouvrages, et nous avons constaté un mauvais collage avec pour conséquence un bullage important. La solution serait sans doute de s'orienter vers un collage à l'aide d'une colle répandue sur la surface du conduit.

Un autre problème auquel il faut à mon avis penser, est le fait qu'il s'agit d'ouvrages enterrés et bien souvent hydrauliques. Nous essayons dans le Finistère de systématiser l'analyse de l'eau, voire même des terrains (en général très acides) de façon à en tirer les conséquences sur la composition des bétons et en particulier l'emploi de tel ou tel type de ciment.

Là aussi, la demande d'emploi de ciment riche en laitier n'est pas sans poser de problèmes car leurs plus lentes montées en résistance s'adaptent mal aux cadences des préfabricants. J'ai déjà eu l'occasion d'attirer l'attention des services centraux sur les ouvrages préfabriqués enterrés, notamment certaines buses de fort diamètre. En effet, l'expérience a montré qu'après une quinzaine d'années de pose, certaines d'entre elles présentaient des phénomènes de dégradation de béton liée à une inadéquation totale de ces bétons au milieu ambiant. Il me paraît souhaitable qu'une directive générale puisse être faite de façon à bien attirer l'attention des services sur ces problèmes.

P. QUILLIQU

10

SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'art"

Avis technique Joint de Chaussée. Le WR 50 de la société CIPEC. Réf. F8979/13 (10 F).

En même temps que cet avis est diffusé un modificatif mineur sur la douille d'ancrage des joints WD80 et WOSD50 de Cipec.

N'oubliez pas de compléter votre dossier !

FOND 72 - Réimpression du dossier Fondations d'ouvrages d'art SETRA/LCPC Réf. F7617 (520 F)

Ponts-dalles - Guide de conception

Réf. F8926 (150 F)

Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion SETRA/LCPC/Profession - Réf. F8919 (50 F)

Note d'information n° 7 - Limitation de la déformation des ouvrages provisoires sous le poids du béton frais

Réf. F8929 (gratuit)

Guide pour la rédaction d'un CCTP d'ouvrage courant en béton et clauses courantes pour autres ouvrages

Réf. F8925 (70 F)