

Ouvrages D'Art

N° 10 - Juillet 1991

Sommaire

1 - Ouvrages à suivre	2
<ul style="list-style-type: none">• Le pont sur le Pont de Normandie• Pont de Gilly sur Isère• Le pont sur la Roize• Pont de la Rivière Saint-Denis	
2 - Techniques particulières	12
<ul style="list-style-type: none">• Le viaduc de Rodez - Etude des facteurs de la qualité des parements• RN 140 - Viaduc de Bourran - Principe des joints des piles• Déviateurs	
3 - Equipements et entretien	15
<ul style="list-style-type: none">• L'environnement routier et autoroutier : son effet sur la durée de vie d'une galvanisation• Avis Technique sur les appareils d'appui en caoutchouc fretté• Ne pas confondre : durabilité des appareils d'appui en élastomère fretté et durabilité des appareils d'appui glissants en élastomère fretté	
4 - Matériaux	18
<ul style="list-style-type: none">• Emploi des bétons à hautes performances (BHP) dans les ouvrages d'art	
5 - Tribune libre	22
<ul style="list-style-type: none">• A propos de l'article 1.03.2, relatif au contrôle extérieur, du guide de rédaction d'un CCTP d'ouvrage courant en béton...• Sur la réception des ouvrages• Photos des lecteurs	
6 - Informations brèves	26
<ul style="list-style-type: none">• Ferrailage passif des bossages• Construction métallique - Raidisseurs verticaux intermédiaires en simples plats• Quelques stages ouvrages d'art	
7 - SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art"	27
8 - Coordonnées des rédacteurs	28

Editorial

Les conditions de mutations et l'improvisation, qui est généralement le fruit de l'ignorance et non d'une saine innovation, conduisent trop souvent à méconnaître des textes officiels remontant à plus de cinq ans, même lorsqu'il s'agit de textes fondamentaux et qui sont au surplus maintenant aisément identifiables (voir à ce sujet l'éditorial du bulletin n° 8). Un exemple de tels textes est l'ICTARN.

Un autre exemple est la circulaire du 24 septembre 1984 sur le paysage et l'architecture. Cette circulaire a été le résultat d'une vaste enquête, dont la principale conclusion a été que les problèmes correspondants devaient être traités dans le cadre d'une méthodologie correcte et non sous le signe de l'improvisation.

Les principes qui y sont exposés restent plus que jamais d'actualité. Ils nécessitent d'être appliqués d'une part avec fidélité, d'autre part avec compétence quant aux modalités.

J'engage donc ceux qui ont le souci de bien tenir leur rôle à cet égard dans les réalisations à prendre connaissance, s'ils ne l'ont déjà fait, des rapports suivants de l'Inspection Générale diffusés dans toutes les DDE :

- rapport 84-076 du 19 mars 1984 (thème n° 3 pour 1982) qui donne les motivations de la circulaire

- rapports de l'IGOA pour 1986 (par. 3.4), 1987 (par. 5.2), 1988 (par. 5.6) et 1989 (par. 2.4) qui traitent de ses applications.

Il faut en particulier avoir présent à l'esprit que la beauté résulte essentiellement non seulement de l'harmonie et de la pureté des lignes, mais aussi de la qualité d'exécution des parements. Or celle-ci exige une grande régularité du résultat final, d'autant plus difficile à obtenir qu'elle est nécessaire sur de grandes surfaces et que l'exécution est fractionnée en de multiples phases.

Des règles de base à cet effet ont été pour la première fois données par le fascicule 65 du CCTG, et elles viennent d'être substantiellement améliorées par le nouveau fascicule 65 A en instance de diffusion. Mais de telles règles restent nécessairement générales et elles doivent donc être substantiellement complétées dans chaque cas particulier en fonction des dispositions de l'ouvrage et des procédés d'exécution utilisés, ce qui ne peut être que l'affaire du CCTP et surtout du PAQ, avec un contrôle préventif par les essais de convenance. L'exemple du viaduc de Bourran montre que c'est possible, moyennant un effort important de la maîtrise d'œuvre et de l'entreprise. L'article de MM. Gachiteguy et Viossanges sur cette réalisation publié dans le présent bulletin est hautement instructif et je souhaite vivement qu'au cours des prochaines années il serve de référence permanente à tous ceux qui auront à réaliser des ouvrages comparables.

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 - 92229 Bagneux cedex - FRANCE
Tél. (1) 42 31 31 31 - Télécopieur : (1) 42 31 31 69 - Télex : 280763 F

Le point sur le "Pont de Normandie"

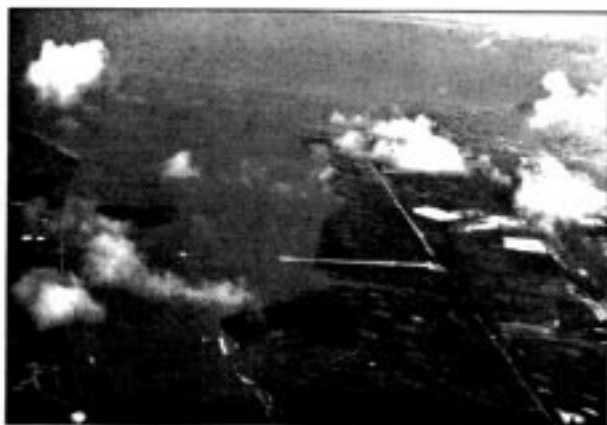
Déjà 3 ans de travaux !

Rappel du contexte de l'opération

Le Pont de Normandie est une opération de 5 km reliant les 2 rives de la SEINE à son embouchure, en aval de Brotonne et Tancarville, entre LE HAVRE et HONFLEUR.

Son rôle est :

- d'assurer une desserte fiable pour le développement du Port International du HAVRE (5^e port européen) ;
- d'assurer une liaison directe entre LE HAVRE et l'OUEST (CAEN, BRETAGNE...) sans faire un détour par TANCARVILLE ;
- jumeler les 2 rives de l'Estuaire pour un développement concerté.



Vue générale de l'Estuaire de la SEINE et du chantier. A droite (Nord), l'agglomération du HAVRE et le port. Au centre, les travaux du Pont (on distingue la digue d'accès, l'estacade et l'île artificielle). A gauche (Sud), la rive de HONFLEUR.



Le chantier de fondations profondes du pylône Nord sur l'île artificielle. Vue à marée basse. On distingue l'extrémité de l'estacade à gauche. Sur l'îlot : 2 grues, 2 cyclones de séparation de la boue, la foreuse WIRTH, les stocks de cages d'armatures.

Son originalité est double :

- Administrative et juridique : concession de l'Etat à la Chambre de Commerce et d'Industrie du HAVRE jusqu'en l'an 2026, financement par péages et emprunts garantis par les Collectivités Locales ;
- Technique : l'opération comporte la réalisation d'un énorme pont à haubans de près de 2200 m et 856 m de portée centrale, pulvérisant le record du monde de ce type d'ouvrages.

Le maître d'œuvre est l'Etat (Direction Départementale de l'Équipement de Seine-Maritime) ; les équipes d'études de la maîtrise d'œuvre sont dirigées pour l'ouvrage central par le SETRA (M. VIRLOGEUX et son équipe) et plusieurs bureaux privés (notamment QUATRIC, E.E.G., S.E.E.E., SOFRESID, SOGELERG, SETEC, C.S.T.B., ONERA).

Le point du chantier et des marchés

L'ouvrage est estimé à 1,45 milliards de F TTC dont environ 1,15 pour le pont à haubans et 300 millions pour le reste (échangeur, ouvrages d'accès, gare de péage...).



La mise en place d'une cage d'armatures dans les pieux de diamètre 2.100. 4 cages sont nécessaires pour ces pieux de 54 m.

En 1988 et 1989 ont été construits les accès, notamment une grande digue de 1,2 km sur la vase, une estacade provisoire de 750 m et une île artificielle.

Les fondations du pont ont commencé à l'automne 1990 dans le cadre du contrat de travaux "béton" signé avec le "G.I.E. Pont de Normandie" (pilote par BOUYGUES et CAMPENON BERNARD). Elles ont été sous-traitées à l'Allemand "BILFINGER et BERGER". Elles consistent à forer des pieux de 1,5 m ou 2,1 m de diamètre, jusqu'à 54 m de profondeur.

Plusieurs difficultés sont apparues lors de l'exécution, qui paraissent aujourd'hui maîtrisées et ne devraient induire que des conséquences de coûts et de délai "marginales" (quelques dizaines de millions et quelques mois).

Le viaduc poussé Sud est commencé et la première

pile sort de terre en avril 1991.

Les pylônes devraient sortir de terre à l'automne.

La partie métallique fait l'objet d'un contrat avec le danois "MONBERG et THORSEN" et des sous-traitants FREYSSINET (câbles), S.D.E.M. (montage) et MUNCHLOZAI (fabrication caissons). La fabrication commence dès fin 1991 sur un quai proche du Pont de TANCARVILLE pour une fin de montage en 1994.

Les études pour cette partie de l'ouvrage sont bien avancées, particulièrement pour les parties délicates (amortisseurs, dispositifs anti-vibrations...).

Le chantier est visitable sur simple demande téléphonique préalable.

B. DEROUAIX

Pont de Gilly-sur-Isère

Le pont de Gilly-sur-Isère, situé à l'entrée d'Albertville, en Savoie (France), a la configuration, en plan, d'un ouvrage cruciforme, comportant deux tabliers perpendiculaires :

- l'ouvrage principal, qui permet le franchissement de l'Isère et de la RN 90, route d'accès aux stations du site Olympique.
- l'ouvrage secondaire qui supporte les bretelles de raccordement de la RN 90 à l'ouvrage principal.

Si les bretelles d'accès latérales ne présentent pas de caractéristiques particulières, par contre l'ouvrage principal a été réalisé suivant des techniques de construction spécifiquement adaptées à sa structure propre.

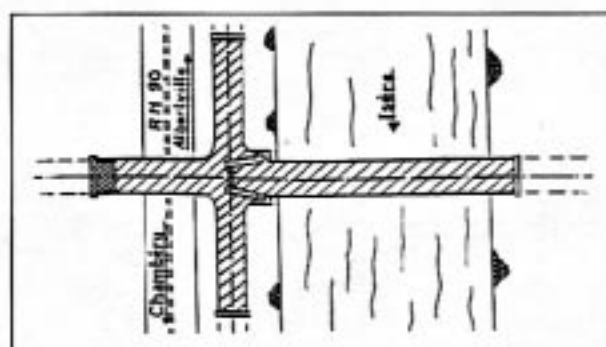


fig. 1 - Vue en plan de l'Ouvrage.

L'ouvrage principal est un pont à haubans en béton précontraint, à deux travées, de portées respectivement 102 m au-dessus de l'Isère et 60 m au-dessus de la RN 90, et comportant un mât central en forme de A, incliné de 20° vers l'arrière.

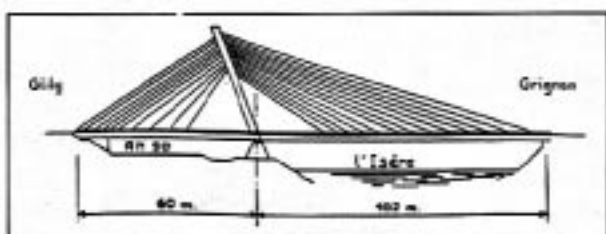


fig. 2 - Coupe longitudinale.

Outre l'appui central, sous le pylône, constitué de deux socles de forme pyramidale, et situés sous chacune des jambes du mât, l'ouvrage est simplement appuyé sur une culée chevêtre, en rive gauche, côté Grignon, tandis qu'il comporte, en rive droite, une culée massive dans laquelle est encastré le tablier et constituant le contrepoids d'équilibre de ce fléau dissymétrique.

Transversalement, le tablier, d'une largeur de 12,30 m, et qui doit supporter une chaussée routière à deux voies et un trottoir pour piétons, est formé de deux poutres latérales longitudinales de 1,90 m de hauteur et 1,10 m de largeur, entretoisées par un réseau de poutres transversales distantes de 3,00 m et supportant la dalle supérieure sous chaussée.

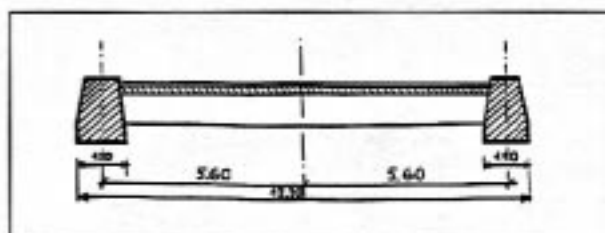


fig. 3 - Coupe transversale courante du tablier.

Le tablier est précontraint longitudinalement au moyen de câbles 12T15, du procédé LH. Sa résistance transversale est assurée par des armatures passives de béton armé.

Le haubanage est de type bi-latéral, chaque hauban étant ancré, en partie inférieure, et sous face de l'une des deux poutres longitudinales du tablier, et en partie supérieure, dans l'une des deux "jambes" du pylône. Le tablier est supporté par 23 paires de haubans :

- 13 paires côté travée centrale de l'Isère
- 10 paires côté travée arrière sur la RN 90.

Les haubans sont de type BBR, à fils galvanisés lisses, placés sous gaines PEHD, injectés à la cire INJECTELF, et ancrés par boutonnage dans des ancrages vissés type HI-AM.

Méthodes de construction de l'Ouvrage

Cet ouvrage étant principalement vu en élévation par les automobilistes circulant sur la RN 90, un des critères principaux à privilégier pour le choix des techniques de construction était la garantie d'obtention d'une parfaite.

rectitude géométrique des arêtes du tablier sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette perfection aurait été difficile à assurer en utilisant des méthodes classiques de construction par encorbellements successifs, d'autant plus que le pylône n'étant pas, par lui-même, autostable, du fait de son inclinaison, devait être construit progressivement avec mise en tension successive des haubans au fur et à mesure de sa construction. Par ailleurs, la réalisation des palées provisoires, fondées dans l'Isère, posait des problèmes liés à l'encombrement du lit de la rivière et à son régime de crues intempestives, et présentait des risques d'affouillement très importants.

Les méthodes de construction retenues ont été les suivantes :

- l'ensemble du tablier de l'ouvrage principal, de 162 m de longueur, a été coulé en place sur un cintre général disposé sur la rive droite de l'Isère, parallèlement à la rivière, entre cette dernière et la RN 90.

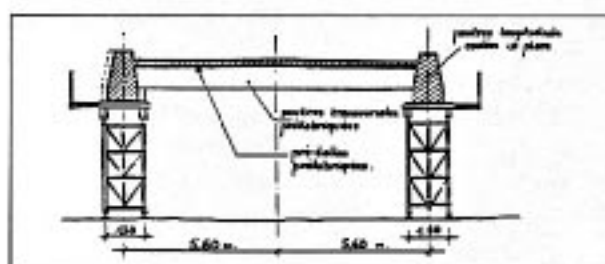


fig. 4 - Principe de préfabrication du tablier.

Une fois le tablier terminé, et après son décintrement par mise en tension des haubans, l'ensemble a été amené dans sa position définitive par rotation de 90° autour d'un axe vertical passant par le pied pyramidal aval du pylône.

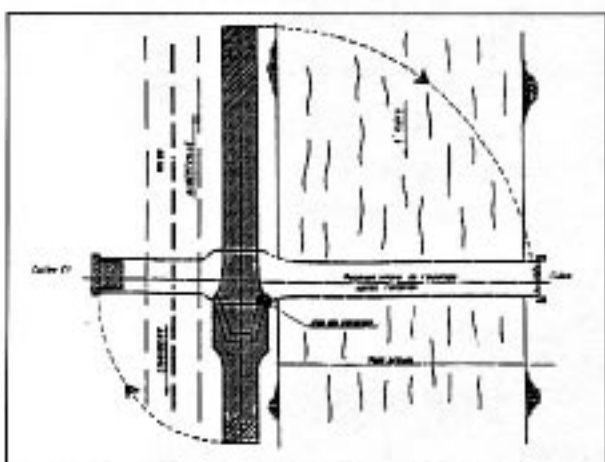


fig. 5 - Construction de l'ouvrage sur la rive, parallèlement à l'Isère, puis mise en place par rotation.

- le pylône en forme de A, a été construit en position verticale, provisoirement encasté à sa base sur des cales en béton, et stabilisé par des barres de précontrainte. Après la fin de sa construction, il a été basculé jusqu'à sa position définitive, par pivotement autour de deux articulations provisoires disposées à ses pieds, l'ensemble étant retenu par deux câbles 19T15 accrochés en tête du mât et relâchés progressivement depuis l'extrémité du tablier, à l'aide d'un vérin "avaleur de câble" à double plateau.

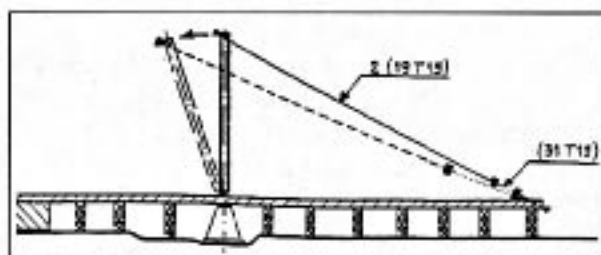


fig. 6 - Construction du pylône en position verticale puis basculement.

Le basculement du pylône

L'articulation provisoire en pied de pylône était constituée d'un demi-cylindre métallique rempli de béton, de 400 mm de diamètre et de 800 mm de longueur, posé dans un berceau métallique de même diamètre, rempli aussi de béton et scellé sur le tablier, l'ensemble de la surface de contact entre les deux cylindres étant soigneusement graissé.

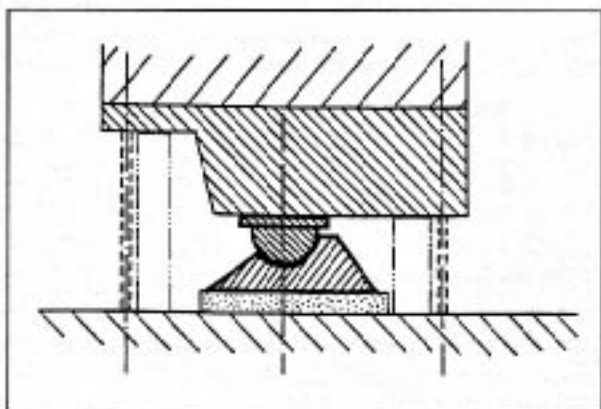


fig. 7 - Articulation provisoire en pied de pylône pour le basculement.

L'amorce du mouvement de basculement, à partir de la position verticale initiale, après démontage de l'encastrement provisoire en pieds de pylône, a été effectuée au moyen de deux câbles mouflés, à l'aide de tireforts, jusqu'à ce que l'inclinaison du pylône soit suffisante pour compenser l'effet de rappel des câbles 19T15, du fait de leur propre poids, le mât devenant alors le propre générateur du mouvement.

A partir de là, le pylône était retenu dans son mouvement de basculement par deux câbles 19T15, ancrés en partie supérieure, en haut du pylône, et en partie inférieure, dans un chevêtre métallique appelé "chevêtre mobile". Un autre chevêtre métallique, appelé "chevêtre fixe", était lié au tablier par deux câbles 19T15 ancrés dans l'entretoise d'about. Tous ces câbles étaient bloqués au moyen de clavettes serties. L'accompagnement du mouvement de basculement était constitué par le relâchement progressif d'un câble 31T15 reliant les deux chevêtres fixe et mobile, au moyen d'un vérin annulaire à double plateau de 600 t. En outre, et par sécurité, le mouvement de "relâchement" au vérin était accompagné par un desserrage progressif de huit barres DY36 reliant les deux chevêtres.

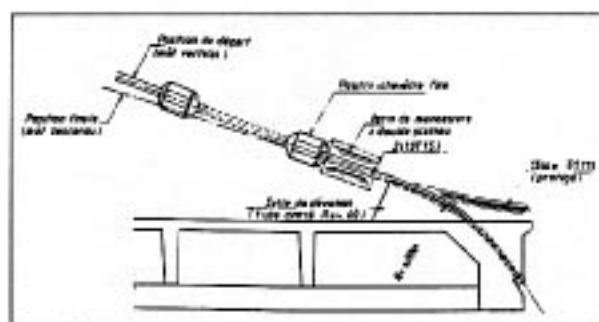


fig. 8 - Dispositif de retenue du pylône pendant son basculement.

Durant tout le basculement du pylône, le contrôle de l'opération consistait à suivre corrélativement les déplacements de la tête du mât par relevés topographiques et la tension dans les haubans de retenue par mesure de la pression au vérin. En outre, au début de la manœuvre, la tension dans les haubans étant très faible, elle était contrôlée par la mesure de la flèche de la chaînette que formaient ces câbles. Parallèlement à ces mesures, le comportement des articulations provisoires en pied de mât était surveillé et contrôlé en permanence.

Après basculement, les articulations ont été bloquées, par manchonage de barres d'acier de 40 mm de diamètre pour assurer l'encastrement, et les pieds du mât ont été bétonnés.

L'opération de basculement du mât a eu lieu le 25 octobre 1990. Elle s'est remarquablement bien déroulée sur le plan technique puisque les sommets des deux jambes du pylône ont été réglés et bloqués à leur position finale, avec un écart par rapport à la position théorique inférieur à 3 mm.

La rotation du tablier



L'ouvrage en cours de rotation, le lundi 11 février 1991.

Après basculement du mât et la fin du bétonnage des différents plots du tablier, la mise en tension de l'ensemble des haubans assure le décentrement complet de la structure. La mesure des contraintes dans les cales d'appui en béton, au moyen de cordes vibrantes, permet de réaliser l'équilibrage du fléau, en disposant des contrepoids au droit de la culée arrière. Cette opération a permis de "caler" le centre de gravité de la structure exactement au centre du polygone de sustentation, à la précision près de lecture des fréquences des cordes vibrantes.

La rotation du tablier s'effectue autour de l'axe vertical du socle aval, qui constitue le pivot du mouvement. Durant cette opération, le socle amont, qui est provisoirement encastré au tablier qu'il supporte, se déplace sur une longrine circulaire en béton armé, par l'intermédiaire de deux patins en acier inoxydable poli, glissant sur des plaques de néoprène télon.

Le mouvement de rotation est engendré par un câble de précontrainte 17T15 accroché au socle mobile, dévié

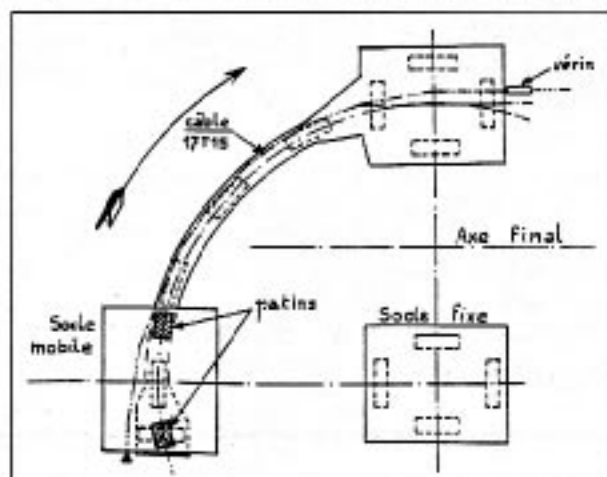


fig. 9 - Schéma du mouvement de rotation

punctuellement par des sabots métalliques fixés à la longrine, et tiré par un vérin avaleur de câble, à double plateau, de 350 t de force utile, ancré derrière la semelle d'arrivée.

Durant l'opération de rotation, l'ensemble de la structure de 162 m de longueur, 18 m de largeur, 48 m de hauteur, et pesant 6000 t, repose sur trois points : le pivot tournant constituant l'axe de rotation, et les deux patins de glissement. Le polygone de sustentation est donc un triangle isocèle de 16,50 m de hauteur et de 6,50 m de base.

Tous les calculs de stabilité de l'ouvrage durant la rotation ont été effectués sous les sollicitations extrêmes qui pouvaient lui être appliquées, notamment sous des effets dynamiques accidentels ou cycliques (vents, décélération brutales, séisme, etc...). Un équipement électronique complet permettant d'enregistrer de façon continue les variations de contraintes dans les cales tout au long du mouvement de rotation a permis de contrôler ces effets dynamiques et d'assurer une sécurité maximale à l'opération.

L'opération de mise en place par rotation de l'ouvrage principal du Pont de Gilly-sur-Isère a eu lieu le lundi 11 février 1991.

En présence de nombreuses personnalités, dont Monsieur le Ministre de l'Équipement, l'opération s'est déroulée de façon remarquable. En moins de 5 heures et 30 minutes, l'ensemble de l'ouvrage, de 162 m de longueur, 18 m de largeur, 48 m de hauteur, et pesant plus de 6000 t, glissant en silence et dans la plus grande douceur, a été amené de sa position initiale, le long de l'Isère, à sa position définitive, franchissant la rivière et la route nationale.

En conclusion, le recours à des méthodes de construction originales, spécifiquement adaptées aux caractéristiques de l'ouvrage et aux conditions générales du site et de son environnement, d'une part en construisant le mât en position verticale puis en le basculant, d'autre part en construisant le tablier sur la rive puis en le tournant, a permis de réaliser, dans de bonnes conditions économiques et en toute sécurité, un ouvrage de très haute qualité, tant sur le plan structurel qu'esthétique.

- **Coût global de l'ouvrage :**
32,5 millions de francs TTC
(base janvier 1989)
- **Maître d'ouvrage :** Etat
- **Maître d'œuvre :** D.D.E. de la Savoie
- **Conception-Contrôle des Etudes :** Cabinet J. TONELLO
- **Architecte :** J.V. BERLOTTIER
- **Entreprises :** Groupement BIANCO (mandataire) / TONDELLA / LÉON GROSSE / RAZEL
- **Etudes d'exécution :** EUROPE ETUDES GECTI
- **Méthodes (basculement mât - rotation) :** RAZEL T. & M.

M. PLACIDI

Le Pont sur la Roize

Généralités

Situation

Le pont qui franchit la Roize est situé à Voreppe sur l'échangeur reliant l'autoroute A49 (Grenoble-Valence) à l'autoroute A48 (Grenoble-Lyon).

Il porte l'une des bretelles de l'autoroute A49. La Roize est une rivière endiguée, de faible débit la plupart du temps, mais susceptible de subir des crues significatives. Elle se jette dans l'Isère non loin du nœud autoroutier. L'ouvrage franchit également des canalisations de gaz enterrées, qui imposent l'implantation de ses appuis.

Les caractéristiques de la brèche l'avaient faite retenir, dès 1987, comme le site possible de la construction d'un ouvrage expérimental.

Choix de la structure du tablier

Le choix effectué résulte des réflexions menées depuis une dizaine d'années sur l'allègement des tabliers des ponts de portée moyenne. Le gain de poids peut être obtenu en remplaçant les âmes en béton précontraint des ouvrages traditionnels par des éléments structuraux moins lourds : des âmes métalliques, planes ou plissées, des treillis en béton ou des treillis en acier. C'est cette der-

nière idée qui a été retenue. Mais, on a poussé plus loin la recherche d'économie de matière par réduction des charges permanentes en adoptant également une membrure inférieure en acier et en réduisant l'épaisseur de la dalle supérieure, grâce à l'emploi de béton à haute performance (BHP), précontraint par torons adhérents. D'autres idées qui seront détaillées plus loin ont permis en outre de proposer un processus constructif extrapolable à des ouvrages plus importants que le pont sur la Roize.

Description de l'ouvrage

Implantation et caractéristiques générales

L'ouvrage est constitué d'une poutre treillis continue à 3 travées de 36 m, 40 m et 36 m de portées, qui repose sur 2 piles et 2 culées.

Il porte une chaussée monodirectionnelle de 7 m, à 2 voies, bordée à gauche d'une bande dérasée de 1 m et à droite d'une bande d'arrêt d'urgence de 2,5 m.

Les dispositifs de sécurité sont des barrières normales de type BN4, en acier galvanisé.

La bretelle portée par l'ouvrage a un tracé en clothoïde et un profil en long parabolique convexe. La dévers de la voie est variable de 0 à 3,5 %. Pour simplifier la conception de l'ouvrage, on a adopté la géométrie suivante pour le tablier : l'axe de la membrure inférieure est situé sur un cercle de 528 m de rayon contenu dans un plan légère-

ment incliné par rapport à l'horizontale. Le dévers variable est obtenu par pivotement régulier de chaque élément de tablier autour de cet axe. On a pu ainsi obtenir des pièces élémentaires de géométrie constante, tout au long de l'ouvrage. Il a, bien entendu, été nécessaire de prévoir une surlargeur de hourdis supérieur (700 mm) pour inscrire sur celui-ci la clothoïde du tracé réel de la voie.

Le tablier a une largeur constante de 12,20 m et une hauteur de 2,30 m. Il est protégé par une chape d'étanchéité et est revêtu d'une couche de roulement en béton bitumineux.

La structure adoptée pour le tablier est un treillis mixte en béton précontraint et en acier. Il est composé :

- d'une unique membrure inférieure formée d'un tube hexagonal en acier ;
- de deux plans de triangulation (de type Warren) inclinés et sécants sur l'axe de la membrure inférieure, constitués de profilés reconstitués soudés rectangulaires en acier ;
- de pièces de pont sur lesquelles sont assemblées les diagonales et qui portent le hourdis supérieur. Celles-ci sont des profilés reconstitués soudés en I ;
- et enfin, d'une dalle de béton à hautes performances, formant membrure supérieure, constituée de panneaux préfabriqués assemblés par joints coulés en place au droit des pièces de pont.

L'originalité de la structure réside dans sa conception modulaire. La charpente métallique est, en effet, composée de tétraèdres construits en usine, amenés sur chantier, puis assemblés les uns aux autres. Les parties en béton sont elle aussi constituées d'éléments préfabriqués puis assemblés en place.

Chaque tétraèdre comporte une pièce de pont, 4 diagonales et un tronçon de membrure inférieure de 4 m de longueur. L'assemblage des parties métalliques sur chantier est ainsi réduit à la seule soudure bout à bout des membrures inférieures.

Quant à l'assemblage des parties métalliques aux parties en béton et à celui des dalles entre elles, il se fait par le seul bétonnage des joints, situés au droit des pièces de pont.

Appuis

Les culées sont des culées enterrées, fondées sur 3 pieux de 1 m de diamètre. Elles comportent une chambre destinée à permettre les interventions éventuelles sur les câbles de précontrainte extérieure. Elles sont équipées d'une dalle de transition.

Les piles sont chacune constituées de 2 fûts en béton armé reposant sur une semelle de liaison, fondée sur 2 pieux de 1,30 m de diamètre.

La forme et le calepinage des appuis ont été étudiés par Monsieur Berlotier, architecte chargé de la majorité des ouvrages de l'autoroute A49.

Charpente métallique

Les pièces de pont sont de simples profils en I portant à leur face supérieure des connecteurs constitués de cornières à arceaux qui permettent la transmission des

cisaillements de flexion transversale tout en améliorant l'attache des dalles vis-à-vis du soulèvement. Ces profils comportent des échancrures triangulaires permettant la mise en place du nœud d'assemblage. Leur semelle supérieure sert de support des bords de dalles préfabriquées, puis de coffrage de la face inférieure du joint.

Les diagonales sont constituées de 4 tôles de 16 à 30 mm d'épaisseur, assemblées en rectangle.

Le nœud supérieur est constitué de 2 forts goussets triangulaires qui prolongent les âmes des diagonales et pénètrent largement dans le béton du joint. Diverses tôles permettant la transmission des efforts vers ces goussets sont soudées sur ceux-ci. Le nœud est rempli par le béton du joint lors de son coulage, augmentant ainsi sa rigidité.

Enfin, la membrure inférieure hexagonale est constituée de 2 tôles pliées, assemblées par un corcon de soudure longitudinal. Leur épaisseur varie de 20 à 30 mm. Elle est raidie par 4 diaphragmes situés sous l'impact des membrures des diagonales. L'assemblage bout à bout des éléments de triangulation se fait sur chantier, par soudure à pleine pénétration, sur latte, des membrures inférieures.

Dalles

Elles sont construites avec un béton de 80 MPa de résistance caractéristique à 28 jours. La résistance prise en compte dans les calculs est toutefois de 60 MPa. Elles ont une longueur de 12,20 m (égale à la largeur totale du tablier) et une largeur variant de 3,72 m (côté intérieur de la courbe) à 3,82 m (côté extérieur). La variation de dévers impose de leur donner une forme gauche : la distance entre le 4^e angle et le plan formé par les 3 autres est de 14 mm.

Ces dalles ont une épaisseur de 140 mm qui est portée à 220 mm au droit des pièces de pont, par un gousset triangulaire de 600 mm de longueur.

Elles sont précontraintes par 54 torons T13 adhérents, parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage. Elles sont également précontraintes transversalement, après clavage avec les pièces de pont, par 2 câbles 4T15 à conduit plat, situés de part et d'autre de la pièce de pont.

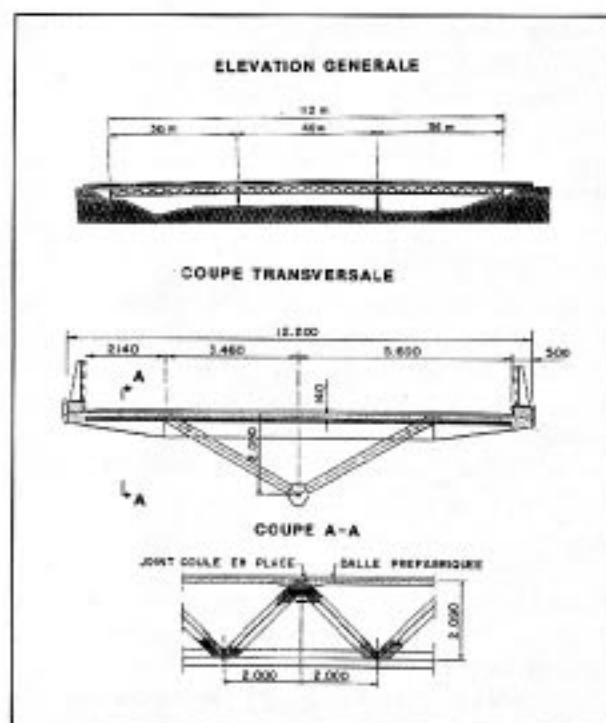
Précontrainte longitudinale

Enfin, lorsque le tablier est entièrement assemblé, il est précontraint par 5 câbles 12T15 longitudinaux extérieurs. Ces unités sont des câbles Freyssinet, constitués de 12 monotorons gainés, graissés, placés sous un tube en polyéthylène injecté de coulis de ciment avant mise en tension.

Cette technologie a été choisie car elle permet le passage de la mise en tension des câbles, dans des conditions très faciles, et elle limite l'encombrement et le poids du matériel de mise en tension.

Deux des câbles sont ancrés dans l'entretoise en béton située sur la culée. Les trois autres sont ancrés à l'about de la membrure inférieure.

Les câbles sont déviés en partie basse, par l'intermédiaire de tubes cirtrés attachés par des diaphragmes à la membrure inférieure. Ils sont déviés, en partie haute, par la pièce de pont sur pile, qui est renforcée à cet effet.



Construction de l'Ouvrage

Fabrication de la charpente métallique

Elle est construite dans les ateliers d'Alès de l'entreprise J. Richard Ducros, titulaire du lot charpentes. Le principe de l'assemblage est le suivant :

- construction des pièces élémentaires : nœud supérieur, pièce de pont, diagonales, à l'aide de tôles en acier E 355 R, et membrures inférieures à l'aide de tôles en acier A52 FP. Le choix de cette nuance d'acier a été fait pour permettre le pliage avec un léger préchauffage des tôles. Un acier E 355 R aurait en effet rendu ce pliage beaucoup plus délicat, et sans doute, nécessité un chauffage important ;
- assemblage sur un gabarit, des V constitués du nœud supérieur et de 2 diagonales, puis soudage et contrôle de cet ensemble ;
- assemblage, sur un autre gabarit, du tétraèdre complet, puis soudage et contrôle de l'ensemble ;
- montage à blanc en atelier de plusieurs éléments.

Préfabrication des dalles en BHP

Les dalles sont coulées deux par deux, sur un banc de préfabrication équipé de 2 moules, situés entre 2 culées d'ancrage des torons adhérents. Un cycle de préfabrication comporte les opérations suivantes :

- mise en place des cages d'armatures dans les moules,
- mise en tension des torons adhérents,
- bétonnage,
- mise en œuvre d'un produit de cure,
- maturation du béton pendant environ 30 heures,
- transfert de la précontrainte adhérente aux dalles,
- démoulage et mise sur stock.

Le béton à hautes performances a fait l'objet d'études et d'épreuves de convenance détaillées. Le choix entre les

diverses formules envisageables a été fait en fonction de critères de facilité de mise en œuvre, le critère de résistance étant largement rempli, dans tous les cas, avec une relativement faible variabilité en fonction de la précision des dosages. La formule employée est la suivante :

Sable 0/5.....	736 kg
Granulats 4/10.....	451 kg
Granulats 10/14.....	667 kg
CPA-HPR de l'usine Vicat - St-Egrève.....	450 kg
CONDENSIL (fumée de silice) de Château Feuillet.....	45 kg
Eau.....	130 l
Plastifiant retardateur RH 2000 PF de MBT	19,5 kg

Montage - Finitions

L'ouvrage est monté sur étaie en 3 phases. La première et la seconde phases sont symétriques et consistent à monter les travées de rive. Les tétraèdres métalliques sont posés à la grue. Ils reposent sur l'étaie par l'intermédiaire de vérins situés sous les pièces de pont, au droit des nœuds supérieurs. Les vérins permettent le réglage fin de la géométrie, prenant notamment en compte les contre-flèches nécessaires.

On procède alors au soudage bout à bout des éléments de la membrure inférieure. Il faut environ une journée pour réaliser deux soudures, soit une semaine par travée. Lorsque toutes les soudures d'une travée sont terminées, on pose les dalles préfabriquées à l'aide d'une grue, chaque dalle reposant sur deux pièces de pont consécutives. Cette opération est rapide : les huit dalles constituant la travée centrale ont été posées en une journée.

On réalise ensuite le bétonnage de tous les joints de clavage d'une travée, à l'aide du même béton que celui utilisé pour les dalles. Ces joints de clavage sont situés au droit des pièces de pont et mesurent 26 cm de large par 12,20 m de long.

Lorsque le béton de clavage a durci, on met en tension les câbles de précontrainte transversale et on décintre la travée de rive concernée.

A ce stade, aucune précontrainte longitudinale n'est mise en œuvre, mais la structure est stable. Le hourdis supérieur en BHP, comprimé, et la membrure inférieure en acier, tendue, ont en effet des sections largement suffisantes.

La troisième phase peut alors intervenir : montage de la travée centrale de façon analogue aux travées de rive, ripage des travées de rive pour fermer le dernier joint de la membrure inférieure, bétonnage des joints et précontrainte transversale de la travée centrale. Les câbles de précontrainte longitudinale sont alors mis en tension et permettent le décintrement de la travée centrale.

On peut enfin effectuer la mise en œuvre définitive des superstructures latérales, poser l'étanchéité, la couche de roulement et les joints de chaussée.

L'ouvrage a été mis en service le 27 décembre 1990.

Modèle expérimental

Bien que leur forme soit peu usuelle, la conception des parties métalliques ne fait appel à aucune règle nouvelle tant du point de vue du calcul que de celui de la mise en œuvre.

L'originalité de la structure provient, d'une part, du mode de connexion du treillis avec la dalle, qui est obtenu par inclusion dans le béton d'un élément métallique relativement rigide et, d'autre part, de l'emploi de dalles relativement minces (eu égard à leur portée), en béton à hautes performances, précontraint par des torons adhérents.

Il a donc été décidé de parfaire la connaissance que l'on pouvait avoir sur ces deux points en construisant un corps d'épreuve, sur lequel on ferait un certain nombre d'essais. Ce corps d'épreuve, constitué d'éléments de conception et de dimensions identiques à ceux de l'ouvrage, fera l'objet d'une série de chargements permettant d'observer le comportement de la dalle sous charges locales, vis-à-vis de la fatigue. Il sera ensuite soumis à des charges beaucoup plus importantes propres à le faire sortir du domaine de comportement élastique, de façon à confirmer le bon comportement d'ensemble.



Avantages de la structure et perspectives de développement

Les principaux avantages de la structure proposée sont les suivants :

- légèreté grâce au béton à hautes performances, qui permet de réaliser une dalle très mince,
- faible consommation d'acier de structure grâce à l'utilisation d'un treillis tridimensionnel et de la précontrainte,
- industrialisation de la fabrication par l'utilisation d'éléments modulaires répétitifs (éléments de charpente métallique et dalles préfabriquées),
- facilité et rapidité du montage grâce à la légèreté des composants élémentaires et à la faible quantité de soudures à réaliser sur chantier,
- possibilités importantes d'adaptation à des tracés complexes (le pont sur la Roize a un tracé circulaire et un dévers variable).

Ce type de structure doit être économique pour des ponts de portée plus importante (de 50 à 100 m), la légèreté devenant un facteur déterminant, et pour des ponts de grande longueur totale, la répétitivité permettant de diminuer les coûts de fabrication dans une proportion non négligeable.

Pour un pont à travées multiples de 40 m à 60 m de portée, il serait possible d'utiliser un cintre auto-lanceur pour la pose. Celui-ci serait composé de deux poutres

latérales sur lesquelles reposeraient les pièces de pont au droit des nœuds supérieurs. Pour des portées plus importantes, la construction par encorbellements successifs serait possible moyennant quelques aménagements (ajout de membrures longitudinales métalliques filantes sous le hourdis supérieur, modification du câblage). Pour des portées supérieures à 110 m environ, il serait préférable de réaliser un tablier de hauteur variable, cela ne remettant pas en cause les principes constructifs. Il serait également possible de réaliser un tablier haubané en utilisant ce type de structure. Dans le cas d'un haubanage latéral, il suffirait de placer les nœuds supérieurs en rive et d'y accrocher les haubans. Dans le cas d'un haubanage axial, le tablier serait constitué transversalement de deux V placés côte à côte, les haubans étant accrochés au nœud central commun aux deux V, et les deux membrures inférieures étant de plus reliées entre elles par une triangulation située dans un plan horizontal afin de donner au tablier une rigidité suffisante en torsion.

Quantités

Appuis	Béton	300 m ³
et fondations	Aciers passifs	27 tonnes
Tablier	Béton	248 m ³
	Aciers passifs	44 tonnes
	Précontrainte adhérente	4,2 tonnes
	Précontrainte transversale	3,6 tonnes
	Précontrainte longitudinale	8 tonnes
	Acier de charpente	153 tonnes

Surface brute 1366 m²

Surface utile 1176 m²



INTERVENANTS

Maître d'Ouvrage :

AREA

Maître d'Œuvre :

SCETAUROUTE Antenne de Grenoble

Conception et études d'exécution :

SCETAUROUTE DOA

(Direction des Ouvrages d'Art)

Contrôle du projet d'exécution :

CETE de Lyon

Architecte :

Monsieur Berlottier

Entreprises :

Titulaire du lot génie civil :

CAMPENON BERNARD

Titulaire du lot charpentes :

J. RICHARD DUCROS

S. MONTENS

Pont de la Rivière Saint-Denis

L'ouvrage, en cours de construction, franchit la gorge de la rivière Saint-Denis à l'Ouest de la ville de Saint-Denis de la Réunion. Il portera le futur boulevard Sud, une voie rapide à deux fois deux voies qui contournera la ville par le Sud.

La brèche a une longueur de 256 mètres et la structure qui a été retenue lors de la mise au point du projet est un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs à quatre travées de 50, 78, 78 et 50 mètres. Le tablier est un mono-caisson à deux âmes de hauteur variable allant de 4,50 mètres sur pile à 2,50 mètres à la clé et aux culées, et d'une largeur de 18,80 mètres. Il s'élève à environ 40 mètres au-dessus du fond de la gorge. Le

hourdis supérieur est une dalle pleine non nervurée à larges encorbellements de 4,60 mètres, précontrainte transversalement.

Hormis la largeur assez exceptionnelle du caisson, la grande originalité de l'ouvrage réside dans la forme de ses piles qui répond à un double objectif technique et architectural.



L'objectif technique est d'encastrement le tablier sur les piles, ce qui présente certains avantages bien connus : absence d'appareils d'appui, stabilité en cours de construction, moments positifs réduits en travée sous surcharges...

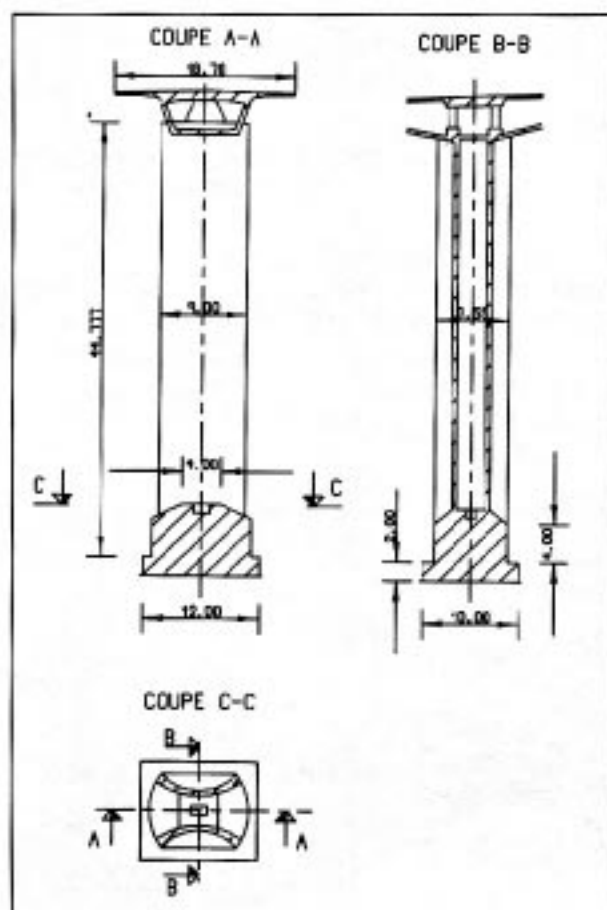
Bien entendu, un tel encastrement ne doit pas empêcher les libres déplacements horizontaux du tablier sous l'effet du retrait, du fluage et des variations de température. Pour des piles de hauteur moyenne à faible - comme c'est le cas pour le pont de la Rivière Saint-Denis - une

solution consiste à utiliser des piles constituées de double-fûts souples : l'inertie globale des deux fûts bloque les rotations du tablier, tandis que la faible inertie propre de chaque fût autorise les petits déplacements horizontaux. Cette idée avait été développée par Jacques MATHIVAT pour les ponts de Choisy-le-Roi et de Courbevoie.

L'inertie propre des fûts doit toutefois être adaptée à la hauteur de la pile en fonction des risques de flambement. Pour des piles courtes, de simples voiles minces suffisent, mais pour des piles moyennes comme celles de notre pont, il faut des fûts en H ou en U de plus grande inertie mais aussi plus volumineux.

Les formes en H ou U des fûts ont beaucoup de lourdeur esthétique. C'est ce qui a conduit, dans un souci architectural, MM. VIRLOGEUX (Chef de la DGOA au SETRA) et LAVIGNE (architecte) à imaginer lors de la mise au point du projet, des fûts en forme d'arc de cercle qui ont une bonne inertie et qui sont bien plus fins. Mais plutôt que d'incurver les arcs vers l'intérieur des fûts, ce qui aurait pour effet de reconstituer visuellement une pile caisson avec un évidement, les arcs ont été courbés vers l'extérieur (voir croquis) ouvrant ainsi l'espace central et donnant à l'ensemble de la pile une forte transparence.

Le rayon moyen des arcs est de 7 mètres, la distance qui les sépare est de 3 mètres et leur épaisseur varie de 0,50 mètre au centre à un mètre aux extrémités. La variation d'épaisseur permet de placer le centre d'inertie au milieu de la section pour avoir une efficacité maximale en flexion. En tête de pile les arcs s'encastrent dans le tablier en l'enserrant en mâchoire. En pied, ils s'encastrent dans un puissant massif monolithique surmontant la semelle de fondation.



Les voiles ont été construits à l'aide d'une paire de coffrages grimpants métalliques fabriqués spécialement. Pendant la construction des fléaux, les deux voiles sont entretoisés par un système de diagonales métalliques en X. Celui-ci a pour but de rigidifier la pile ce qui diminue notablement les moments de flexion dans les voiles sous l'effet d'un vent cyclonique attaquant longitudinalement la pile. Ce système sera démonté avant la mise en service.

La construction de l'ouvrage a donné lieu à un incident assez problématique. Lors de la construction du dernier fléau, la pile (P1) a légèrement basculé transversalement à l'ouvrage. L'encastrement du tablier sur la pile a aggravé la situation car il n'y avait alors plus aucun moyen de corriger la géométrie.

La campagne géotechnique effectuée lors des études d'avant-projet n'avait pourtant mis en évidence aucun problème de portance du sol, et les appuis ont été fondés sur semelles superficielles. Une nouvelle reconnaissance géotechnique a montré que la semelle reposait en fait en grande partie sur le sol alluvionnaire qui avait déjà été reconnu et qui était assez souple, mais aussi dans un coin sur une avancée de la falaise constituant un point dur, d'où le basculement.

Deux techniques de confortement ont été envisagées sur les conseils de M. BUSTAMANTE du LCPC : soit le traitement du terrain par injection dans le but d'augmenter le module de déformation, soit la réalisation d'une série de micro-pieux au travers de la semelle visant à rigidifier la fondation. Compte-tenu de l'éloignement de l'île de la Réunion et de la non-disponibilité sur place du matériel de réalisation des micro-pieux, c'est la première solution qui a été retenue.

Les travaux sur le fléau ont été suspendus - le déplacement était encore acceptable - et les travaux d'injection ont suivi et sont actuellement en cours. 58 trous seront forés et injectés jusqu'à claquage par un coulis de bentonite-ciment.

Cet incident malencontreux nous a apporté l'enseignement suivant : les piles de grande hauteur doivent être fondées avec une grande sécurité, interdisant tout mouvement, en dehors de toute considération de portance.

PRINCIPAUX INTERVENANTS :

Maître d'Ouvrage : Région Réunion

Maître d'Oeuvre : DDE de la Réunion

Projet : SETRA

Architecte : Cabinet LAVIGNE

Entreprises de travaux :

SBTPC,
BACHY (injections),
SOGEA (Etudes)

Le Viaduc de Rodez

Etude des facteurs de la qualité des parements d'un pont à voussoirs coulés en place

Dans le n° 9 de janvier 1991, Daniel LECOINTRE a présenté dans le détail le viaduc de BOURRAN, actuellement en cours d'achèvement à RODEZ.

Ce viaduc sera, et il l'est d'ailleurs déjà, un point phare dans le paysage routhénois, visible de multiples horizons lointains et, de près, par les quelques 15000 usagers quotidiens de la rocade de RODEZ qui le perçoivent en élévation.

Dans ce contexte urbain, la qualité des parements a bien évidemment été une préoccupation majeure de la D.D.E. de l'Aveyron, maître d'œuvre, préoccupation reprise à son compte par l'entreprise DODIN SUD de Toulouse.

Les lignes qui suivent se proposent de lister les actions, faits, procédures, etc qui, au vu du chantier de BOURRAN, nous sont apparus être des facteurs de la qualité des parements.

Nous citerons ainsi :

Lors de l'élaboration du D.C.E.

Il est impératif de préciser la qualité des peaux des coffrages, en se rappelant que :

- les coffrages à peau métallique s'imposent dès que le nombre de réemplois est > 10. Ces tôles doivent avoir 5 mm d'épaisseur, ou 4 mm avec un raidissage plus élevé. Il faut éviter les tôles anciennes, piquées, qui doivent être sablées SA 3 lors de leur préparation. A l'usage, nous avons constaté des écarts énormes de qualité et de comportement vis-à-vis des intempéries et des réemplois : les tôles du coffrage grimpant, d'un bleu brillant (trempe ?...) sont restées intactes jusqu'à la fin ; au contraire, celles de l'équipage mobile d'un gris terne ont demandé des soins attentifs.

- les peaux en aggloméré HD bakérisé 2 faces, ou en contreplaqué peint, doivent être limitées à 4 ou 5 réemplois ; elles sont sensibles aux coups de vitreux et sont d'un stockage délicat hors abri : travail des joints, variations dimensionnelles, etc. Pour les secondes, des réfections de peinture sont à prévoir.

A BOURRAN, les 4 V.S.P. et les 3 voussoirs coulés sur cintre ont été coffrés avec les mêmes peaux en contreplaqué peint, qui ont terminé "à la limite" après 7 réemplois.

Lors de la période de préparation du chantier

Sont concernés les Plans d'Assurance Qualité suivants :

- le P.A.Q. des coffrages :

Toutes les réservations pour barres d'équipage, tiges, écarteurs, cônes, etc, sont à répertorier et à calepiner précisément.

Les calepinages des tôles des coffrages grimpants, des équipages mobiles, et des plaques des V.S.P. doivent présenter une symétrie axiale ; bannir les rapiécages.

Faire coïncider au maximum les reprises de bétonnage avec les raccords des tôles (ou des plaques).

Faire concorder les calepinages respectifs des coffrages grimpants et des V.S.P., des V.S.P. et de l'équipage mobile : il faut éviter les décrochements dans les lignes verticales et horizontales.

Préciser les procédures de nettoyage : type d'huile, protection en cas d'intempéries, etc.

Prévoir un traitement simple et efficace des arrêts de bétonnage (coffrage grimpant) ; à BOURRAN, la levée n se terminait par un jonc en creux, la levée n+1 comprenait un profilé bois qui assurait l'étanchéité lors du serrage.

Interdire les contacts directs parements terminés/métal ; demander l'interposition de chiffon évitant les coulures de rouille.

Pour gérer tous les calepinages, penser à la D.A.O.

- le P.A.Q. du béton :

Choisir si possible un ciment à mouture élevée qui est moins sensible que, les C.P.A. habituels aux écarts de vibration.

A BOURRAN, les matériaux étaient des calcaires ; le B 30 était fait avec 400 kg de HPR, et le B 40 avec 400 kg de CPJ 55 R et des adjuvants ; les bétons ainsi obtenus sont clairs.

Refuser les adjuvants ou ajouts connus pour leurs propriétés noircissantes, sauf nécessité évidente de résistance.

Exiger un béton maniable, n'ayant pas une partie sableuse trop crue ; cela évite de survibrer dans les zones de remplissage délicat, et donc les traces noires, etc.

Faire une convenance de parement. A BOURRAN les rendus obtenus avec le B 30 et le B 40 se sont avérés très proches, tant avec les peaux métalliques que le contreplaqué peint.



Faire des programmes de bétonnage au rythme régulier ; cela évite les lits successifs de bétonnage et les vibrations des couches inférieures (et donc des traces noires).

Privilégier un décoffrage rapide qui favorise un éclaircissement du béton.

- le P.A.Q. du ferrillage :

Faire respecter les enrobages, et donc avoir un calage suffisant.

Éliminer par un soufflage vigoureux les chutes de ligatures, qui ont tendance à s'agglutiner dans les angles inférieurs (et ultérieurement à rouiller).

Prévoir un cycle où le temps de séjour des cages d'armatures dans les équipages soit raisonnable.

- le P.A.Q. de surfacage du tablier :

Obturer sans délai les réservations qui débouchent sous l'intrados pour éliminer les risques de souillure par un déversement accidentel d'huile, gasoil, coulis d'injection, etc.

Pendant les travaux

Savoir modifier ce qui n'apparaît pas adapté.

Savoir aussi faire appliquer le P.A.Q. : à BOURRAN, sur le chantier, des raccords indésirables de tôles ont été éliminés par un soudage et un meulage soignés.

Ne pas tomber dans le pirailage ; pendant ce temps-là on risque d'oublier l'essentiel.

Expliquer au personnel de chantier les raisons de nos exigences.

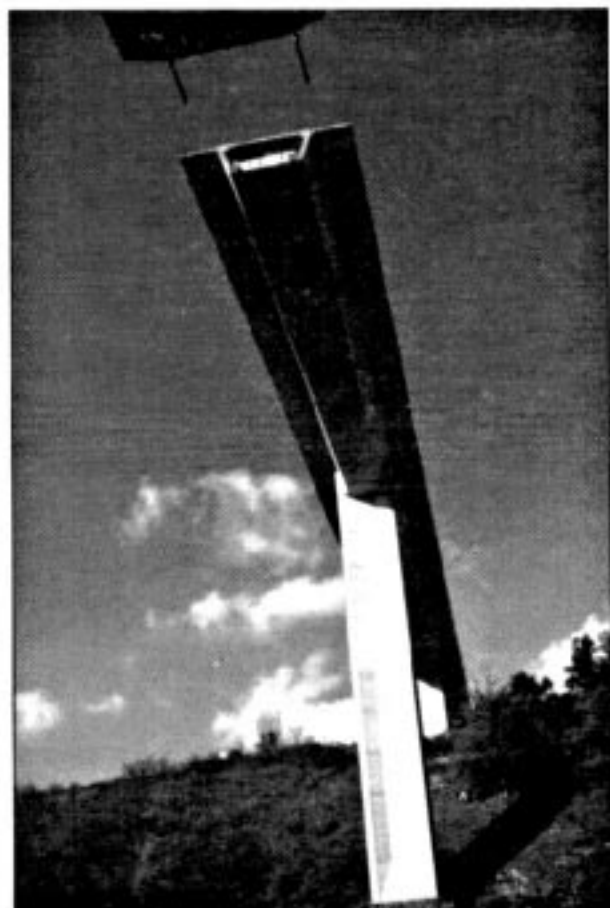
Prévoir des points d'arrêt : cela évite la précipitation et cela permet de s'assurer que le contrôle interne a été fait.

Se rappeler que plus un chantier est long, plus la vigilance de l'entreprise vis-à-vis de la qualité s'érode.

Au chapitre des regrets, nous aurions souhaité avoir des tôles de meilleure qualité pour l'équipage mobile, l'ouvrage aurait été encore plus beau.

Pour un pont à voussoirs coulés en place, la gestion simultanée de tous ces paramètres est difficile, mais il faut s'y attacher, en sachant que d'autres voies sont encore à rechercher, notamment dans la préparation des peaux métalliques (peintures, zingage, ...).

**R. GACHITEGUY
G. VIOSSANGES**



RN 140 - Viaduc de Bourran Principe des joints des piles

Dans le cadre du P.A.Q. des coffrages des levées de pile, les réflexions ont été menées avec l'objectif d'atteindre un niveau de parement convenable.

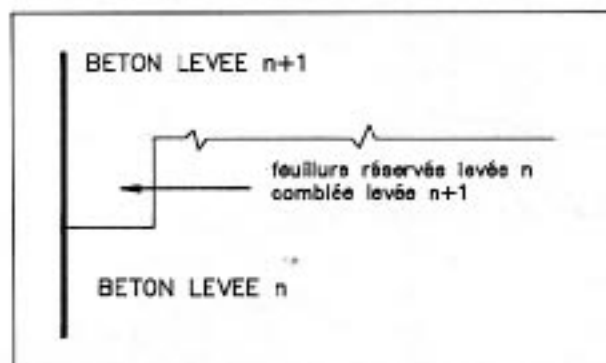
L'analyse des problèmes de marquage ou non des joints a été étudiée avec la prise en compte des principes suivants :

- 1 - éviter les coulures de laitance qui peuvent cheminer sur les parements précédents. Il est alors regrettable de souiller 60 m de hauteur de parement, avec impossibilité de les nettoyer.
- 2 - éviter les ragréages de reprise, conséquence directe du premier risque évoqué ci-dessus.

3 - gérer l'analyse en sachant que toutes les sections des piles sont comprimées.

Deux solutions ont été envisagées.

Solution 1 : Joint masqué :



Principe : Un joint haut créé par un profilé, qui est ensuite rempli par le bétonnage de la levée suivante.

Inconvénient :

- l'étanchéité entre la banche et le béton en partie basse est très délicate à réaliser (contact entre deux matériaux durs). L'interposition de matériaux souples (type compritand) entraînent les inconvénients suivants :

- surépaisseur à la reprise
- tâches provenant de la marque du joint.

Solution 2 retenue : Joint marqué

Ce type de joint proposé par l'entreprise DODIN SUD explicité sur le croquis ci-dessous permet d'assurer l'étanchéité basse, grâce à un profilé bois qui épouse la feuillure et assure ainsi l'étanchéité vis-à-vis des laitances.

A l'exécution des 21 levées de pile, il est confirmé qu'aucune fuite de laitance significative, (non maîtrisée à partir de la passerelle de ragréage) n'a eu lieu, ce qui prouve l'efficacité du dispositif :

Cette solution aurait pu être assortie d'un rebouchage au mortier résiné de la feuillure afin :

- de limiter les coulures de salpêtre engendrées par la

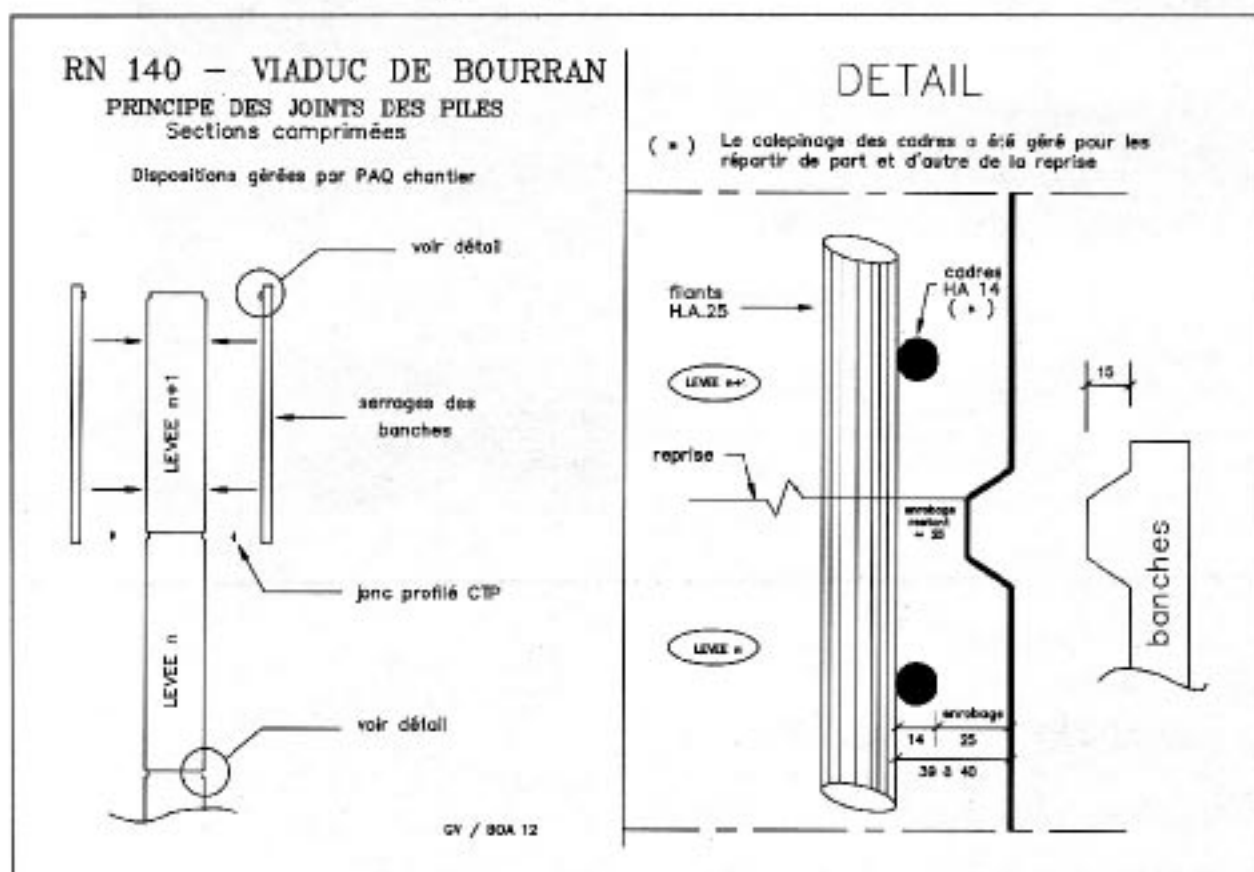
pluie typiques des reprises horizontales des levées de piles.

- de protéger éventuellement ces joints, dans le cas d'enrobages insuffisants.

Elle n'a pas été retenue pour les raisons suivantes.

- les produits sont d'un emploi délicat en période hivernale ou par temps humide, alors que le bétonnage des levées reste possible. Cette seule opération aurait nécessité de doubler le planning d'exécution des piles en hiver.
- les risques de chute de matériaux frais sur les parements inférieurs étaient trop importants, avec impossibilité de nettoyer.
- une pluie ou averse quelques heures après la pose de ces mortiers aurait abouti à une souillure de tous les parements inférieurs.
- la gestion des calepinages des cadres permettait d'obtenir un enrobage suffisant dans toutes les sections.

G. VIOSSANGES
R. GACHITEGUY



Déviateurs

Dans le domaine de la précontrainte extérieure, le déviateur est un dispositif constructif essentiel car c'est un point de passage obligé. Sa fonction est d'assurer la déviation d'un câble de précontrainte sans heurt ni point dur, donc en se rapprochant le plus possible du tracé théorique souhaité et conçu par l'ingénieur.

Cet appareil est construit en atelier suivant des tolérances précises, usuelles en mécanique. Mais, une fois posés, les dispositifs habituellement utilisés ne conservent pas les caractéristiques voulues en raison des contraintes habituelles dans des conditions normales de pose. Ceci est dû :

- à la situation du déviateur dans l'ouvrage et à son environnement : ferrailage généralement très dense ;
- à la possibilité de défauts "d'alignement" relatifs entre deux déviateurs successifs ;

- à la construction par assemblage d'éléments préfabriqués ;
- à la nécessité supplémentaire d'avoir éventuellement à traverser les coffrages et/ou se raccorder directement sur des ancrages.

De plus il faut souligner que les tubages des câbles de précontrainte extérieure sont réalisés en P.E.H.D. (polyéthylène à haute densité). Or ces matériaux sont "fragiles" et ne doivent pas être blessés, soit à la sortie de ces points singuliers lors des mises en tension, soit dans les courbures en subissant des pressions de contact trop élevées.

Pour pallier ces différents inconvénients, TECHNIPORT a créé un dispositif original. Ce dispositif est constitué d'un tube métallique classique cintré suivant le tracé théorique du câble. Le diamètre du tube est choisi en fonction de celui du câble de précontrainte extérieure. Il est tenu compte d'un jeu résiduel supplémentaire permettant sur chantier un enfilage aisé du tube P.E.H.D. L'originalité de ce procédé réside en l'utilisation, à chaque extrémité (cas des déviateurs isolés), d'une "trompette" de sortie permettant :

- d'assurer un degré de liberté facilitant la pose sans avoir à percer les coffrages, car ces "trompettes" sont situées dans le béton ;
- de permettre l'enfilage et la sortie du tube polyéthylène dans de bonnes conditions ;
- de s'adapter automatiquement, sans heurt ni blessure, au tracé réel du câble sur site, après mise en tension ;
- et enfin de faciliter la tâche du projeteur.

À la suite de cet article figurent des exemples de sortie envisageables avec ce procédé suivant les unités de précontrainte extérieure. Dans certains cas, ces éléments doivent être raccordés directement sur les ancrages femelles. Cette jonction peut se faire :

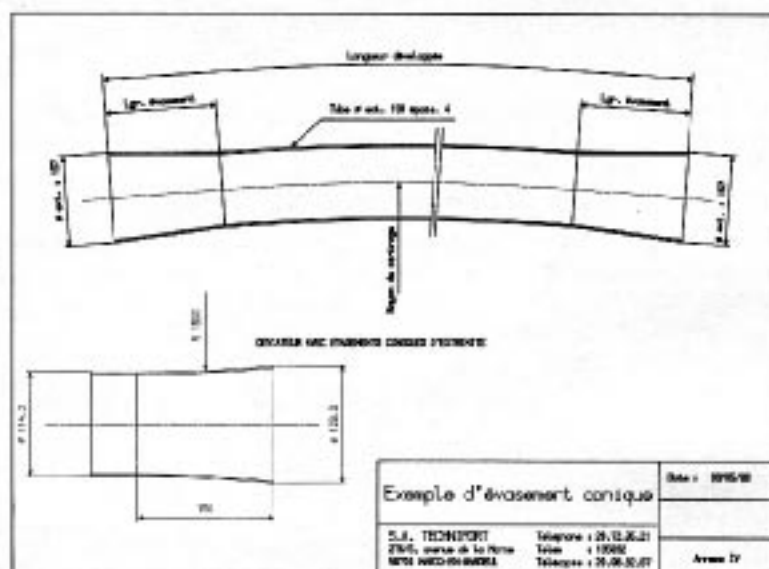
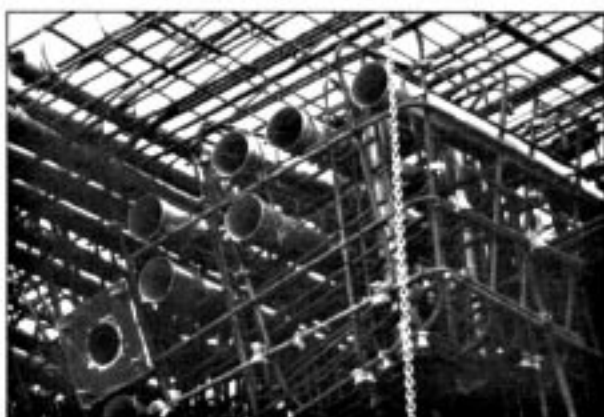
- soit par slippage en extrémité permettant de raccorder un tube sur un autre dans de bonnes conditions. ETIC a décrit ces techniques dans l'article consacré à l'utilisation du tubage rigide en précontrainte intérieure au béton (se rapporter au numéro de juillet 1990) ;

- soit directement par emboîtement à l'extrémité de l'ancrage femelle. Cette technique est à étudier au cas par cas suivant le système de précontrainte utilisé.

Ces dispositifs sont généralement protégés contre la corrosion de part leur situation dans le béton. Il convient de prévoir les protections habituelles.

Enfin, peuvent également être prévus en atelier des repères, ou toute autre adaptation, permettant un réglage, ou un repérage (nivellement) facile sur site. Il existe également des dispositifs simples permettant de fixer le déviateur sur le coffrage tout en assurant l'étanchéité durant le bétonnage.

CI. NEANT



3

Equipements et entretien

L'environnement routier et autoroutier Son effet sur la durée de vie d'une galvanisation

Introduction

Les équipements de ponts sont fréquemment constitués, en tout ou en partie, en acier et la tenue à la corrosion de celui-ci a, depuis longtemps, constitué une préoc-

cupation importante des gestionnaires des ponts. Très vite les avantages indéniables du zinc déposé par une galvanisation à chaud ont été reconnus et appréciés: protection de type électrochimique efficace, bonne protection de l'intérieur de profilés creux inaccessibles au pinceau. ccût

modéré, ... Cette protection par la galvanisation est maintenant devenue un réflexe de la part du projeteur, et on ne conçoit plus d'équipements en acier sur le bord d'une route ou d'une autoroute sans galvanisation.

Cependant il est une attitude assez répandue qui consiste à penser que la galvanisation va assurer une protection sur l'équipement en acier d'une durée de vie égale à celle de l'ouvrage, ou, au moins, à celle de l'usage de l'équipement. Cette idée est un peu simpliste et nous voudrions, par le présent article, donner quelques éléments sur la durée de vie d'une galvanisation et, accessoirement, sur les effets "agressifs" d'un environnement autoroutier. Les résultats présentés sont la synthèse d'une étude menée de fin 1973 à fin 1984 (soit pendant 11 ans) par le Centre du Zinc, en liaison avec le SETRA et avec la collaboration de la SANEF.

Méthodologie des essais

La méthode d'essai a consisté à comparer la tenue d'éprouvettes placées, pour 5 d'entre-elles, sur la pile centrale d'un PS de l'autoroute A1 (Cf photo) et pour 2 autres dans les centres d'entretien (à Senlis et Arras), à environ 60 m de l'autoroute et devant constituer le témoin de la "rase campagne". Ces derniers sites, relativement proches de la voie, ont été choisis pour pouvoir assurer une surveillance contre le vandalisme.

L'autoroute A1 nous avait paru un bon site pour implanter nos échantillons pour plusieurs raisons. Il s'agit d'une autoroute de rase campagne, à proximité de Paris et du Laboratoire du Centre du zinc, avec un gestionnaire très intéressé par la question. Enfin, et surtout, parce que le volume du trafic est l'un des plus forts de France avec une viabilité hivernale d'un haut niveau conduisant au répandage de sels de déverglaçage (NaCl et CaCl₂) au taux moyen de 1,15 (Senlis) à 1,63 (Arras) kg/m² de chaussée. Ces divers éléments facilitaient le suivi de l'étude et permettaient d'avoir, dans un délai raisonnable, des résultats notables.

Au départ de l'étude, il a été défini trois types d'éprouvettes:

- en tôle d'acier galvanisé au trempé de 100x100x2 mm recevant 60 µm de zinc;
- des blocs de 250x120x50 mm en béton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325 et armé de 3 fers dia 5 mm noirs pour une série et galvanisés à 90 µm de zinc pour la seconde. Les armatures sont positionnées à 25 mm de la paroi;
- des échantillons de dalles préfabriquées parfois utilisées en coffrage perdu de hourdis de pont à poutres préfabriquées. Ces morceaux de dalles de 200x100 mm en béton, dosé à 180 kg/m³, contiennent soit un fer noir, soit un fer galvanisé à 90 µm de zinc. Ce fer de diamètre 5 mm est positionné à 10 mm de la paroi.

Selon un calendrier défini au départ, on a procédé au prélèvement d'un échantillon de chaque éprouvette sur chacun des 7 sites d'exposition et on a mesuré le degré de corrosion soit par un examen visuel, soit, pour les échantillons en tôle d'acier galvanisé, par une mesure de la quantité de zinc transformée en oxydes.

Les châssis d'exposition ont été mis en place en Décembre 1973 et le dernier prélèvement a été effectué en Décembre 1984. Il était initialement prévu un prélèvement "à corrosion complète", ou après 15 à 20 ans d'exposition, mais les problèmes d'exploitation de l'autoroute, les chan-

gements intervenus dans les services, etc. n'ont pas permis d'atteindre cet objectif. Les résultats à 11 ans sont cependant déjà très instructifs.

Résultats

Il n'est pas question dans ce court article de donner le détail complet des résultats des mesures effectuées au cours de cette étude mais nous tenons à la disposition des personnes intéressées une synthèse complète des diverses mesures faites.

• Epreuves en tôle d'acier galvanisé

La vitesse de corrosion varie de 1,95 à 2,11 µm/an à proximité de l'autoroute pour 1,24 µm/an au centre d'entretien pour le secteur de Senlis et 2,52 à 4,4 µm/an sur autoroute pour 2,55 µm/an au centre d'entretien dans le secteur d'Arras (cette dernière valeur élevée pourrait avoir pour origine la proximité d'un dépôt de sel et l'implantation "sous le vent" de l'autoroute). Les légères différences de vitesse de corrosion entre Arras et Senlis proviendraient d'une position des châssis plus proche de la voie à Arras qu'à Senlis du fait d'un TPC de 12 m dans un cas au lieu de 5 m dans l'autre.

En première analyse, on retiendra que la vitesse de corrosion peut être deux fois plus élevée sur la voie qu'en rase campagne. Cette vitesse peut atteindre 3 à 4,5 µm/an, ce qui, pour une épaisseur de zinc déposée par galvanisation de 80 µm, donne une durée de vie de l'ordre de 15 ans sur autoroute fortement salée alors que l'on peut espérer 50 ans en rase campagne, voire plus.

• Epreuves en béton dosé à 400 kg

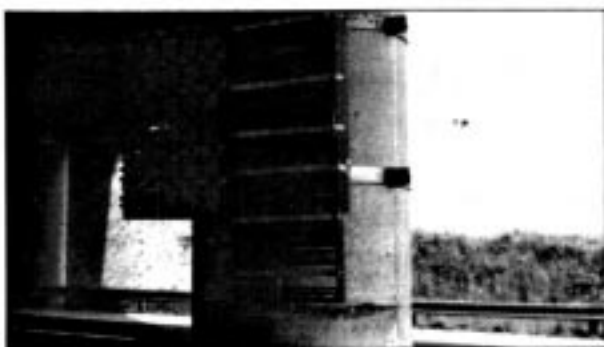
Les fils en acier galvanisé sont absolument intacts et la perte de zinc est négligeable: de l'ordre de 0,07 µm/an. Les fils noirs présentent, pour 4 sites sur 5 des échantillons sur autoroute et aucun sur ceux en rase campagne, quelques tâches roussâtres très ponctuelles et de faibles dimensions (moins de 1 mm²). L'enrobage est donc satisfaisant mais un peu limité en environnement agressif. Ces résultats confirment le bien fondé des règles du BAEL (1).

• Epreuves en dalles préfabriquées

Les fils en acier galvanisé sont intacts. Les fils noirs sont intacts en zone "rase campagne", par contre ceux en environnement autoroutier présentent, dans 3 sites sur 5, des zones rousses ou roussâtres d'une surface pouvant atteindre quelques cm². Le faible enrobage et le sous dosage en ciment n'assurent pas une protection suffisante en atmosphère agressive. Dans un tel environnement la protection des armatures en acier par la galvanisation donne une excellente durabilité.

(1) BAEL 90 à paraître en 1991

P. PIESSEN
M. FRAGNET



Avis technique sur les appareils d'appui en caoutchouc fretté

Vous avez reçu ou vous allez recevoir un dossier contenant quatre Avis Techniques relatifs à des appareils d'appui en caoutchouc fretté. Nous attirons votre attention sur l'intérêt de cette publication, en particulier parce qu'elle modifie certains errements habituels en la matière.

Sous forme de réponses à cinq questions voici les principaux points à retenir.

1 - Pourquoi des Avis Techniques?

L'analyse des demandes de crédits reçues à la Direction des Routes avait montré que environ 3 à 5 % du montant total de ces demandes étaient relatives à des remises en état des appareils d'appui en caoutchouc fretté. Les désordres ayant motivé ces demandes avaient pour origine trois causes d'égale importance: le mauvais état de l'environnement, une erreur de dimensionnement et une durabilité nettement insuffisante des produits. Pour le premier point, on subissait l'héritage des réalisations antérieures à la publication du document "Environnement des appareils d'appui en élastomère fretté"; le deuxième point montre que le BT 4 comporte des lacunes et nous avons engagé une action pour une refonte de ce document en tenant compte de la mise en place de la normalisation.

Sur les moyens d'améliorer la durabilité de ces appareils d'appui, la réflexion menée en liaison étroite entre les principaux utilisateurs (SETRA et SNCF), le LCPC et les fournisseurs a montré la nécessité d'une forme de certification de qualité. La procédure d'Avis Technique a paru, en première analyse, la mieux appropriée.

2 - Quelles sont les garanties de l'Avis Technique?

Le produit pour lequel un Avis est délivré est parfaitement défini et son aptitude à l'usage a été examinée au travers d'un certain nombre d'essais d'aptitude sur le produit fini.

Par ailleurs le fournisseur a fait l'objet d'une enquête au cours de laquelle son Plan d'Assurance de la Qualité a été examiné dans le détail et, éventuellement, remanié pour que l'on ait, autant que faire se peut, une assurance sur l'homogénéité de la fabrication.

Enfin, la procédure prévoit un contrôle extérieur par le LCPC qui complète le contrôle du fournisseur.

Pour le moment, cette procédure est limitée aux produits à feuillets d'élastomère de 8, 10 et 12 mm.

3 - Quelles sont les nouveautés sur les produits?

Dans le but d'améliorer la durabilité des produits et d'éviter les problèmes liés à l'emploi d'appareils découpés dans des "plaques-mères" (amorces de désadhésion par la scie, défauts de tenue à la corrosion des tranches des frettes,...), il a été convenu, en parfait accord avec les fournisseurs, de ne retenir que des appareils d'appui complètement enrobés (comme c'est la règle au niveau européen). Ceci a pour conséquence que l'on ne peut pas définir les dimensions en plan de son appareil d'appui en fonction de son ouvrage mais que l'on doit faire son choix à l'intérieur d'une gamme de fabrication courante, ceci pour éviter la multiplication des fabrications et la gestion de stocks trop importants.

Enfin, à la demande des fournisseurs désirant réduire les formulations de caoutchouc, il n'y a plus, dorénavant, qu'une seule fabrication avec un module transversal $G = 0,9 \pm 0,1$ MPa, quelle que soit la destination du produit: pont route et pont rail.

4 - Que vous reste-t-il à faire?

Tout d'abord, prévoir dans vos marchés et dans le dimensionnement de vos ouvrages, des appareils d'appui conformes à ces nouvelles fabrications.

Il a été convenu avec les fournisseurs que, dès la publication des Avis Techniques, les nouvelles fabrications conformes seront commercialisées. Bien évidemment, pendant une période transitoire de quelques mois, les fabrications anciennes continueront à être fabriquées, mais il est souhaitable de limiter la durée de cette période.

À la réception sur le chantier, vérifier que les produits comporteront bien la marque distinctive de conformité à la procédure d'Avis Technique.

5 - Qui a reçu l'Avis Technique?

Les fournisseurs suivants ont reçu l'Avis: Cipec SA, Freyssinet International, Mécanogumba et Sacatec. La société Etic a déposé une demande en cours d'instruction.

M. FRAGNET

Ne pas confondre : Durabilité des appareils d'appui en élastomère fretté et durabilité des appareils d'appui glissants en élastomère fretté

Dans le cadre des actions entreprises pour augmenter la durabilité des appareils d'appui en élastomère fretté, la Note d'Information n°10 du SETRA de décembre 1989 a désigné les Sociétés qui s'étaient engagées à faire les investissements nécessaires pour définir une fabrication susceptible de répondre aux nouvelles exigences. Depuis,

l'Avis Technique concernant ces fabrications a été diffusé et il est conseillé, dans les pièces du marché, d'exiger les fabrications ayant fait l'objet de cet Avis.

Ces produits sont parfois fabriqués avec une feuille de PTFE pour constituer un appareil d'appui glissant. Or le fonctionnement attendu d'un appareil d'appui glissant est

fondamentalement différent de celui d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

L'un est censé glisser avec un coefficient de frottement voisin de zéro et l'autre s'adapte aux déplacements imposés en se déformant. En outre les appareils d'appui glissants étant très sensibles aux imperfections de mise en oeuvre (défaut d'horizontalité par exemple), à l'usure et au vieillissement, exigent beaucoup de soins, peu compatibles avec les réalités d'un chantier. Par conséquent il faut utiliser toutes les particularités du projet pour éviter autant que possible l'emploi d'appareils d'appui glissants. Ces dispositions font l'objet d'une note d'information SETRA/LCPC de mai 1991.

Pour les appareils d'appui ayant fait l'objet de l'Avis Technique, c'est-à-dire ne comprenant pas de plan de glissement, on peut espérer une durée de service de l'ordre de 30 à 40 années.

Pour les mêmes appareils d'appui, mais comportant en plus un plan de glissement, leur fonctionnement

comme appareils d'appui glissants est très aléatoire et limité aux premières années de service.



Etat d'un appareil d'appui glissant en élastomère fretté peu après la mise en service.

G. ENNESSER

4

Matériaux

Emploi des bétons à hautes performances (BHP) dans les ouvrages d'art

Bien que l'emploi du BHP semble gagner récemment de l'intérêt, l'idée de réaliser des bétons de performances élevées n'est pas nouvelle. En effet, des études furent déjà entreprises avant la guerre pour la réalisation de tels bétons en France (par Considère et Freyssinet) et à l'étranger.

Depuis, les résistances obtenues en laboratoire ou sur chantier ont sans cesse évolué, passant de 35 MPa (1950), 45 MPa (1960), 60 MPa (1970) à 100 MPa (1980), voire au-delà.

En France, l'étude et la réalisation de ces bétons font partie à l'heure actuelle du Projet National "Voies nouvelles du matériau béton".

C'est dans ce cadre que le SETRA appuyé par la Direction des Routes et la DAEI proposa la réalisation d'un ouvrage expérimental en béton à hautes performances. Cette proposition suscita l'adhésion immédiate de la DDE de l'Yonne pour le franchissement de l'Yonne par la déviation de la RN6 à Joigny.

L'objectif de cet ouvrage expérimental était principalement de démontrer la faisabilité d'un ouvrage moyen en BHP, à partir des moyens traditionnels de production et sans sophistication particulière des procédés de construction.

1. Principe de l'obtention des BHP

La résistance mécanique et plus particulièrement la résistance en compression constituent les caractéristiques principales d'un béton. Ces résistances dépendent de façon globale :

- de la résistance de la pâte de ciment ;
- des granulats, sable compris (nature, taille, granulométrie, état de surface...);
- de la liaison pâte-granat ;
- des vides et des défauts internes.

La résistance de la pâte (ou colle) dépend à son tour de la nature du ciment, de la quantité d'eau et de la porosité.

L'obtention d'un béton de résistance élevée s'effectue par l'amélioration de ces facteurs. Parmi ceux-ci, il convient de souligner l'importance des teneurs en ciment et en eau, ainsi que du rôle des adjuvants et des ajouts.

a) Teneur en ciment et en eau

Les résistances croissent à peu près linéairement en fonction du dosage en ciment. Cependant, les gains en résistance sont plus faibles au-delà d'un seuil de 500 kg de ciment par m³ de béton.

Par ailleurs, l'eau est indispensable pour l'hydratation des grains de ciment, le mouillage des grains, ainsi que la mise en place correcte du béton, compte tenu des moyens disponibles sur le chantier. Du fait d'une tendance à la floculation des particules de ciment en présence de l'eau, la quantité d'eau utilisée pour obtenir un béton maniable est toujours surabondante par rapport à celle nécessaire à l'hydratation du ciment (cette dernière ne représente guère que 20 à 40 % de la quantité d'eau initiale). Tout excès d'eau est néfaste, puisqu'il conduit à une perte de résistance et une augmentation de la perméabilité du béton.

Pour le reste, la formule empirique de FERET indique que la résistance en compression d'un béton varie en

fonction du carré du rapport ciment/(eau + vide), dont l'amélioration permet également une diminution de la porosité, d'où une compacité accrue, très favorable à la durabilité.

b) Rôle des adjuvants et ajouts

La quantité d'eau peut être réduite principalement grâce à des fluidifiants réducteurs d'eau. Ceux-ci agissent sur les grains les plus fins du béton en facilitant le mouillage, la défloculation et en favorisant l'hydratation.

De plus, l'ajout d'une fumée de silice (de 10 à 15% du poids de ciment), permet d'atteindre des résistances très élevées. Cette silice fine (qui est un sous produit ferro-siliceux de l'industrie) a une double action de filler et de pouzzolane. En particulier, ces micro-sphères viennent combler les vides laissés entre les grains de ciment (de diamètre cent fois plus grand) permettant ensuite l'obtention d'une pâte de très forte compacité. C'est cette action qui rend hautement résistante la matrice béton dans son ensemble. En outre, au niveau local, elle améliore notablement l'adhérence pâte-granat, ce qui constitue en particulier un facteur très favorable à la prévention contre le risque alcali-granat.

2. Caractéristiques structurales

2.1. Résistance à la compression - Durcissement

On peut distinguer conventionnellement :

- les bétons traditionnels, c'est-à-dire ceux dont la résistance caractéristique à 28 jours d'âge mesurée sur cylindre, notée f_c , ne dépasse pas 50 MPa,
- les bétons à haute résistance, pour lesquels f_c est compris entre 50 et 90 MPa,
- les bétons à très haute résistance, ayant une résistance supérieure à 90 MPa.

La résistance en compression des BHP avec ou sans fumée de silice varie de façon un peu moins favorable que les bétons traditionnels, au-delà de 28 jours d'âge.

En revanche, la résistance en compression des BHP jeunes croît plus vite que celle des bétons traditionnels.

2.2. Résistance à la traction

Le rapport f_t/f_c varie à peu près linéairement entre 10% et 6% lorsque f_c croît de 20 à 100 MPa.

De façon plus détaillée, la corrélation entre f_t et f_c peut être traduite par :

$$f_t = 0,46 (f_c)^{0,55} \text{ (en MPa)}$$

Toutefois, pour les bétons avec fumée de silice, les valeurs de f_t obtenues par cette relation sont légèrement sous-estimées, de l'ordre de 10 à 15%.

De ce fait, on voit que les valeurs sont un peu supérieures à celles données par les règles BPEL, pour $f_c \leq 60$ MPa. La situation s'inverse au-delà de cette limite.

2.3. Module de déformation instantanée

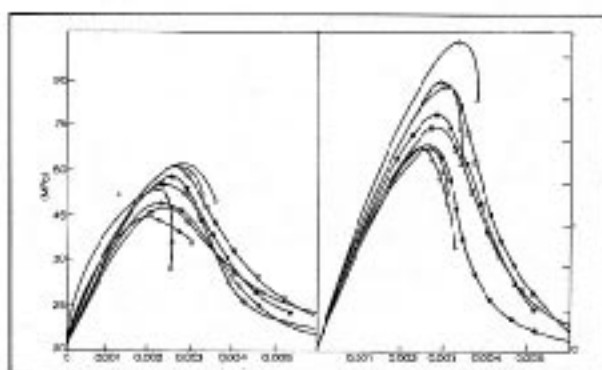
Pour les bétons à haute résistance, $50 \text{ MPa} \leq f_c < 90$ MPa, il est possible de suivre les règles BPEL.

En revanche, pour les bétons à très haute résistance, $f_c \geq 90$ MPa, le module tangent serait plutôt proche de $11300 (f_c)^{1/3}$.

2.4. Diagramme déformation - contrainte

De façon assez générale, on a constaté :

- que la déformation unitaire correspondant au pic de contrainte croît avec la résistance en compression,



- que la branche descendante au-delà du pic de contrainte présente avec les BHP une pente plus raide et donc une rupture réputée de type fragile.

A défaut de considérer une courbe affine de la loi de comportement effective du BHP, on doit pouvoir adopter un diagramme simplifié en lieu et place du diagramme parabole-rectangle habituel. Il est montré à cet effet qu'on peut prendre approximativement un diagramme de type parabole sans palier plastique ni branche descendante, avec déformations unitaires limitées à 2,5‰, voire 3‰. Par contre, pour les bétons à très haute résistance, c'est-à-dire ceux ayant une résistance supérieure à 90 MPa, une loi de type triangle-rectangle avec palier s'étalant entre 2‰ et 2,5‰ serait plus représentative.

En revanche, si une précision meilleure doit être recherchée, on peut adopter un diagramme de type Sargin (défini dans les règles BPEL - Annexe 1) avec les paramètres k et k' ajustés aux caractéristiques du BHP du projet.

2.5. Déformations différées

Le retrait ne semble pas sensiblement diminué dans les BHP. Les bétons avec fumée de silice ont cependant un retrait qui se développe rapidement jusqu'à l'âge de 28 jours, mais qui croît beaucoup plus lentement au-delà de cet âge.

Le fluage diminue sensiblement avec les BHP. D'une façon globale, il est reconnu toutefois que la déformation par fluage des ouvrages précontraints en BHP, du fait qu'ils sont plus comprimés, reste comparable à celle des ouvrages en béton traditionnel, bien que la déformation de fluage par unité de contrainte dans les BHP soit de l'ordre de 0,2 à 0,4 fois celle des bétons traditionnels (d'après des résultats de recherches en cours). Pour le calcul des pertes par fluage de tension de précontrainte, une valeur comprise entre 1,0 et 1,5 de k_{fl} serait plausible.

3. Calcul et justification

Les modifications récemment apportées aux règles BAEL et BPEL (1) permettent, entre autres, d'étendre leur application à des constructions en béton de résistance caractéristique allant jusqu'à 60 MPa.

Cette extension ne couvre donc pas toute la gamme des BHP (au demeurant, aucune autre réglementation ne le fait actuellement, à notre connaissance). Cependant, on peut estimer que ces règles sont en mesure d'intéresser la majorité des constructions en béton et particulièrement des ouvrages d'art en béton. Dès maintenant, le calcul et la vérification de ces derniers ne doivent donc pas poser de problème majeur, à notre avis.

(1) à paraître en 1991.

Dans les détails, il nous a paru intéressant de mentionner quelques points particuliers :

a) Les règles BAEL et BPEL permettent des contraintes normales admissibles (études ELS) plus importantes avec l'emploi du BHP. Cela touche non seulement le béton, ce qui est évident, mais également les aciers passifs. Pour ces derniers en effet, la contrainte admissible de traction dépend, selon les règles, de la résistance à la traction du béton et se trouve donc augmentée avec les BHP. A titre d'ordre de grandeur, l'augmentation est environ de 25% en passant de la classe B35 à la classe B60.

En revanche, la contrainte admissible de compression des aciers Fe E 400 reste inchangée. En tout état de cause, une attention particulière doit être apportée aux aciers situés en zones comprimées des sections en BHP. De ce point de vue, l'utilisation de la nuance Fe E 500 peut devenir indispensable. Par ailleurs, il convient de respecter les dispositions constructives exposées dans le chapitre A.8.1. des règles BAEL.

b) Les contraintes tangentes admissibles (études ELS), ainsi que la contribution du béton à la résistance à des efforts de cisaillement (études ELU) augmentent avec les BHP.

c) Le pourcentage minimum d'aciers passifs de non-fragilité est plus important dans les sections en BHP. L'augmentation reste cependant modérée dans les sections précontraintes.

d) La longueur de recouvrement ainsi que l'enrobage des armatures peuvent être diminués avec l'emploi du BHP.

e) La loi du fluage des bétons traditionnels peut être appliquée aux BHP de résistance ne dépassant pas 50 MPa. Elle n'est pas définie par les règles, au-delà de cette limite.

f) Le BHP est reconnu comme plus fragile que le béton traditionnel (cf. 2.4.). Cependant, des essais ont montré que les pièces en BHP armé ne perdent pas, au contraire, leur ductilité. Ce résultat est très intéressant et est de nature à infirmer l'hypothèse émise par certains auteurs sur ce qu'il faudrait améliorer quant à la ductilité des sections de BHP, surtout lorsque celles-ci sont dimensionnées par l'ELU de résistance avec épuisement du béton.

Des armatures de confinement de telles sections ne sont donc pas plus indispensables en BHP qu'en bétons traditionnels.

En ce qui concerne les pièces comprimées courantes, on peut par conséquent se borner à l'application des dispositions constructives exposées dans le chapitre A.8.1. des règles B.A.E.L.

4. Répercussion sur les ouvrages

4.1. Cas général

Les avantages apportés par les BHP sont multiples, dans le domaine de la conception, de la réalisation et de la durabilité des ouvrages.

En effet, par rapport aux bétons traditionnels, les BHP permettent normalement de concevoir des pièces plus minces et des ouvrages plus élancés, grâce à l'augmentation de leur résistance à la fois en compression et en traction. Les conséquences en sont les suivantes :

- un meilleur dégagement de place et de tirant d'air sous ouvrages ;

- un gain au niveau des remblais d'accès ;

- la réduction du poids mort permet d'élargir la gamme de portées de chaque type de structure ;

- un gain ou une simplification au niveau des fondations, grâce à l'allègement du tablier.

En raison de leur résistance élevée, l'emploi des BHP se justifie donc a priori pleinement dans les ouvrages ou parties d'ouvrage fortement sollicités en compression. Dans le domaine des ponts, citons les tabliers et les arcs de grandes portées, les piles et pylônes de grande hauteur.

Cependant, ces réductions du volume de béton conduisent en général à des ratios d'armatures passives et de précontrainte plus élevés, et sont de ce fait rapidement limitées par des considérations technologiques et constructives, les caractéristiques mécaniques des aciers restant inchangées. A ce problème, la précontrainte et particulièrement la précontrainte extérieure peuvent apporter une solution intéressante.

Sur le plan de la réalisation, le gain de résistance aux jeunes âges rend des étuvages moins nécessaires et permet des décoffrages et poses plus rapides, ce qui est particulièrement intéressant dans le cas des pièces préfabriquées.

En outre, leur mise en place, y compris par des moyens tels que le pompage, est plus aisée, grâce à leur maniabilité plus grande (affaissements au cône d'Abrams pouvant dépasser une vingtaine de centimètres).

Par ailleurs, les BHP offrent grâce à leur compacité accrue une meilleure protection contre la corrosion des armatures, d'où une durabilité plus élevée des ouvrages.

En contrepartie, ces bétons nécessitent :

- un choix adéquat des matériaux ;

- une composition du béton bien étudiée, surtout en ce qui concerne les adjuvants et des ajouts ;

- des moyens adaptés de fabrication et de transport ;

- une programmation très rigoureuse de la fabrication et de la mise en place ;

- des contrôles de qualité renforcés ;

- un phasage approprié dans le bétonnage afin d'éviter le risque de fissuration lié à une chaleur d'hydratation plus forte, notamment pour les pièces massives.

Ces précautions se traduisent par une augmentation de prix, du m³ de béton mis en œuvre, de l'ordre de 10 à 20%, en passant de la classe B35 à B60. Cependant, eu égard aux avantages multiples que peuvent apporter les BHP, l'emploi de ces derniers peut présenter un bilan positif en termes de coût global d'une construction.

Un léger inconvénient à signaler concerne la teinte grise assez foncée des parements BHP. Peut-être, l'emploi d'un laitier correctement dosé permettra-t-il de l'atténuer.

4.2. Cas des ouvrages courants

Contrairement au cas des grands ouvrages, les ouvrages courants sont des structures en principe moins sollicitées. Toutefois, l'emploi des BHP, en particulier ceux de la classe voisine de B50, peut s'avérer intéressant dans certains cas, pour des raisons techniques et économiques.

a) Ponts-dalles, cadres et portiques

Les tabliers-dalles ainsi que les cadres et portiques sont normalement peu sollicités en compression.

L'emploi du BHP peut cependant être justifié dans le cas où une réduction de l'épaisseur de la dalle est nécessaire pour des raisons de gabarit à respecter. Dans un tel cas, l'une des conditions à observer concerne la déformabilité du tablier sous les charges d'exploitation.

b) Ponts à poutres

L'emploi du BHP permet dans le cas des ponts à poutres :

- d'augmenter l'élanement du tablier,
- soit par une augmentation de la portée, ce qui peut être nécessaire pour un meilleur dégagement sous l'ouvrage, ou pour une réduction du nombre d'appuis,
- soit par une diminution de la hauteur du tablier qui peut être rendue nécessaire pour respecter le gabarit sous l'ouvrage ;
- de diminuer le nombre de poutres, à condition que leur espacement, qui se trouve ainsi augmenté, n'entraîne pas une surépaisseur trop importante du hourdis. La réduction du nombre de poutres semble être la possibilité la plus intéressante du point de vue économique, d'autant qu'elle ne conduit pas à une augmentation significative de la quantité globale des aciers de précontrainte mise en oeuvre, par comparaison à la solution de tablier en béton traditionnel de même hauteur ;
- d'alléger et de simplifier la géométrie des sections, par une diminution soit de l'épaisseur des âmes et du hourdis (table de compression), soit de la largeur des talons. Cet allègement est particulièrement intéressant dans le cas de la préfabrication (moins de poids à transporter et à manutentionner). En particulier, dans le cas des poutres préfabriquées à fils adhérents, les épaisissements d'âme pour une meilleure résistance à des cisaillements sur appuis ne sont plus nécessaires.

Cependant, pour des raisons constructives (logement des armatures notamment), le gain ne peut pas être important, sauf dans le cas d'utilisation de la précontrainte. Celle-ci peut être intérieure ou extérieure aux poutres, ou les deux à la fois.

Dans le cas des tabliers à poutres préfabriquées, la précontrainte utilisée est la plupart du temps formée de câbles logés à l'intérieur des poutres. Cependant dans certains cas favorables, l'emploi d'une précontrainte mixte n'est pas à exclure. Celle-ci est composée en ce cas :

- de câbles intérieurs (pré ou post-tendus) pour la reprise des efforts (isostatiques) dus au poids des poutres + hourdis ;
- et de câbles extérieurs destinés à la reprise des efforts dus au poids des équipements, ainsi qu'à des charges d'exploitation. L'intensité et le tracé de cette précontrainte peuvent être déterminés de façon à reprendre les moments de continuité, dans le cas où une continuité mécanique des travées est prévue.

On peut donc supprimer favorablement les joints intermédiaires, ainsi que les ancrages de précontrainte souvent ménagés en face supérieure des poutres.

De plus, une telle continuité est très favorable sur le plan de l'esthétique, car il est alors possible de diminuer sensiblement la largeur des chevêtres, lorsque le tablier repose en situation définitive sur une seule rangée d'appareils d'appui.

Contrairement au cas des tabliers à poutres en béton traditionnel, les entretoises intermédiaires sont ici nécessaires, tant pour la déviation des câbles extérieurs que pour le raidissage des poutres en BHP à âme peu épaisse.

Il est alors possible d'envisager les phases suivantes dans la construction du tablier :

- Fabrication des poutres munies de leur première famille de précontrainte intérieure;
- Pose des poutres sur des appareils d'appui provisoires;
- Coulage des entretoises;
- Coulage du hourdis, avant ou après l'enfilage des câbles extérieurs;
- Mise en place de la seconde famille de câbles extérieurs, ainsi que leur mise en tension;
- Transfert du tablier sur ses appareils d'appui définitifs.

c) Ponts à nervures

Pour ce type d'ouvrage, l'emploi du BHP permet les possibilités et avantages déjà évoqués pour les ponts à poutres.

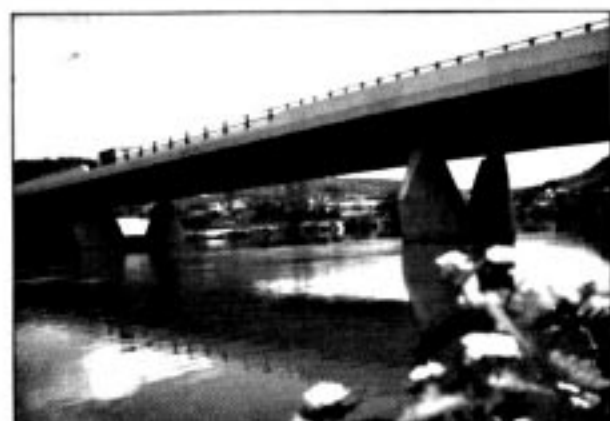
Dans les tabliers à double nervures, cas le plus courant, il est possible en particulier :

- D'envisager, pour une plus large gamme de portées, des tabliers à hauteur constante. Cela simplifie le coffrage et favorise l'aspect, surtout lorsque l'ouvrage est biais ou en pente. En outre, la hauteur constante permet de faciliter le poussage, lorsque ce mode de construction est prévu.
- D'alléger et de simplifier la forme des sections. La réduction du poids mort permet de diminuer les efforts dans le tablier et dans les fondations, en situation d'exploitation ou en situation de construction (qu'il s'agisse de la construction sur cintre ou par poussage).

d) Assemblage des pièces préfabriquées

Certains ouvrages de type dalle, cadre et portique sont constitués d'éléments préfabriqués qui sont assemblés à travers un certain nombre de joints. L'emploi d'un micro-béton résistant, compact et à faible retrait (BHP) pour ces noeuds de clavage constitue un facteur très favorable à leur comportement mécanique, ainsi qu'à leur durabilité.

V. LE KHAC



A propos de l'article 1.03.2, relatif au contrôle extérieur, du guide pour la rédaction d'un CCTP d'ouvrage courant en béton

Cet article envisage deux sortes de "points d'arrêt" (ceux liés aux essais de convenue et ceux liés à l'exécution) et les "délais de préavis" qui s'y rapportent (délais au delà desquels, l'entreprise peut poursuivre l'exécution en l'absence de manifestation du maître d'œuvre).

Dans le cas des grands ouvrages et même dans celui des ouvrages courants, cet article ne me paraît pas satisfaisant pour les raisons suivantes :

Premièrement :

Il n'est pas sain, en particulier pour la qualité, qu'un maître d'œuvre, sous prétexte d'éviter un arrêt des travaux correspondants, écrive dans un marché : "qu'en cas de défection de sa part l'entreprise, peut continuer les travaux !".

Le contrôle interne étant une obligation de l'entrepreneur et le contrôle extérieur une prérogative du maître d'œuvre, un "point d'arrêt" doit être l'occasion de fixer clairement les responsabilités de chacun :

- l'entrepreneur doit informer le maître d'œuvre qu'un "point d'arrêt" va être atteint puis, il exerce son "contrôle interne" dont il porte les résultats à la connaissance du maître d'œuvre. Ici deux cas se présentent :

- Premier cas, le maître d'œuvre se satisfait du contrôle interne. Il le fait donc savoir, par écrit, à l'entrepreneur qui peut alors continuer les travaux ;
- Deuxième cas, le maître d'œuvre exerce son contrôle extérieur et, si les résultats en sont satisfaisants, il donne l'autorisation de poursuivre les travaux en ayant bien soin de préciser sur quels points a porté le contrôle extérieur.

Bien entendu :

- d'une part, les délais fixés au marché doivent être respectés et, dans le cas où le maître d'œuvre ne donnerait pas son autorisation, dans les délais impartis, il s'en suivrait un "arrêt des travaux correspondants".

- d'autre part, le maître d'œuvre doit organiser ses contrôles en créant les "documents de suivi" du contrôle extérieur et, en cas d'absence, il doit prévoir les "délégations" nécessaires pour éviter l'arrêt des travaux.

Deuxièmement :

L'analyse des opérations du contrôle interne et du contrôle extérieur lors de quelques phases classiques d'un chantier (le bétonnage, la mise en tension, l'injection... montre que :

- premièrement, le "délai de préavis" recouvre en fait différentes opérations, plus ou moins imbriquées, effectuées par les deux parties ;

- deuxièmement, qu'une "épreuve de convenue" n'est pas un "point d'arrêt" mais un "point critique". En effet, par exemple, s'il est nécessaire que les résultats de l'épreuve de convenue des bétons soient favorables, cela n'est pas suffisant pour que le maître d'œuvre donne l'autorisation de bétonner. Il lui faut, en plus, les résultats favorables du contrôle interne sur les étalements, les coffrages... et même, ceux du contrôle extérieur s'il exerce celui-ci. C'est donc "l'autorisation de bétonner" qui constitue le "point d'arrêt" et non "l'épreuve de convenue"!

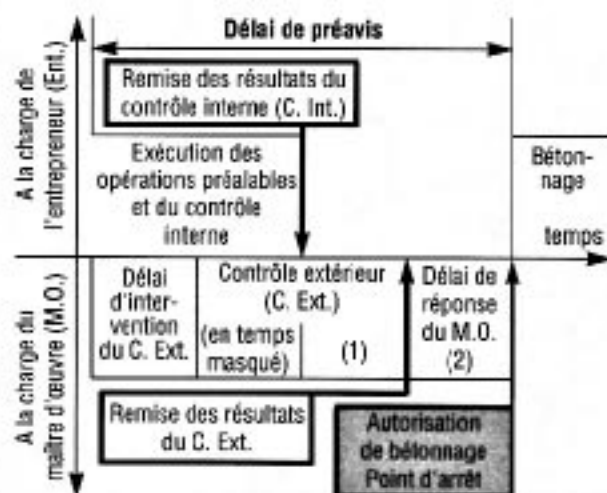
- troisièmement, que le contrôle extérieur n'intervient pas qu'au niveau des "points d'arrêt". En effet, le maître d'œuvre peut intervenir :

- pour contrôler, par sondage, l'efficacité du contrôle interne à l'occasion, par exemple, d'une livraison ;
- pour contrôler l'exécution d'une épreuve de convenue et pour, ensuite, contrôler les résultats des essais effectués à cette occasion ;
- pour effectuer certains contrôles, par exemple une gammagraphie, qui peuvent nécessiter une arrêt partiel ou total des travaux sans pour cela constituer un "point d'arrêt".

Il y a donc lieu de prévoir au marché d'autres "délais" que ceux dits de "préavis". Les schémas, ci-après, relatifs à certaines opérations courantes de chantier explicitent clairement cette obligation.

- Cas des points d'arrêt :

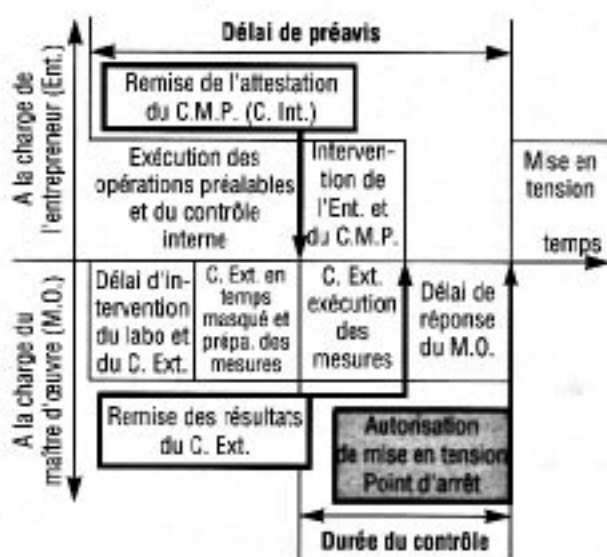
• **L'autorisation de bétonnage** (s'il s'agissait d'un premier bétonnage il y aurait lieu de tenir compte des délais relatifs à l'épreuve de convenue).



Le délai (1) recouvre la fin des opérations du contrôle extérieur sur les étalements, le coffrage, le ferrillage... et les mesures de consistance du béton frais de la première livraison (ou fabrication).

Le délai (2) recouvre le temps nécessaire pour effectuer la synthèse des résultats puis pour élaborer et transmettre l'autorisation. Il est à noter que dans un tel cas, le délai total (1) + (2) ne bouleverse pas le calendrier d'exécution des travaux. Il n'est donc pas nécessaire d'indiquer au marché la durée du contrôle extérieur et le délai de réponse du maître d'œuvre.

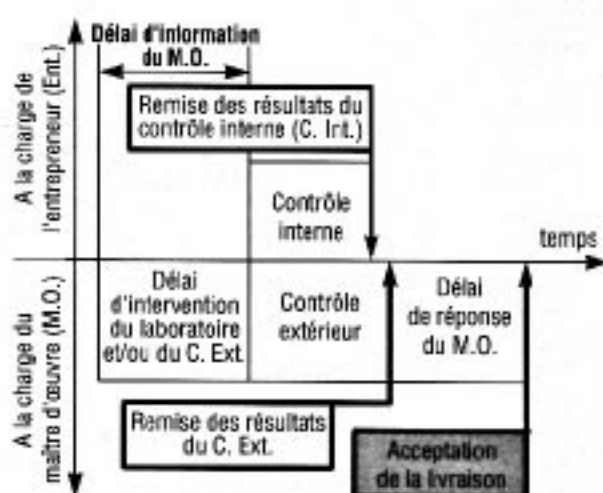
• **Autorisation de mise en tension avec mesure des coefficients de transmission** (cette mesure est une épreuve de convenance ou de contrôle à la charge du contrôle extérieur).



Dans un tel cas, le "délai de préavis" englobe le délai (en temps masqué) qui s'écoule avant l'intervention du laboratoire du maître d'œuvre ainsi que la durée des mesures et le délai de réponse du maître d'œuvre qui, ici, influent sur le calendrier d'exécution des travaux. Ces deux derniers délais doivent donc figurer dans le marché.

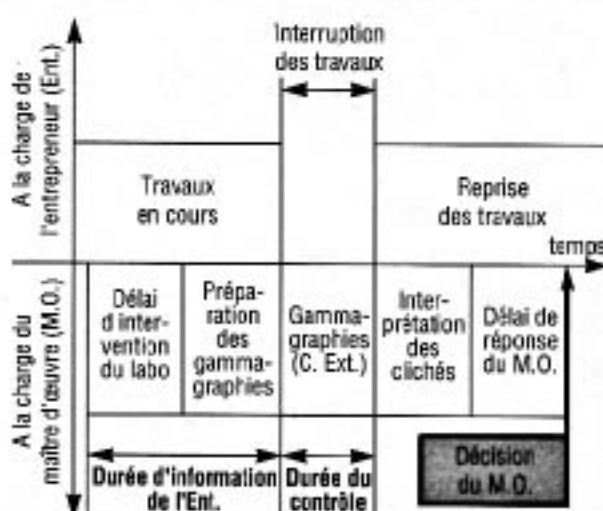
- **Autres cas :**

• **La livraison** (d'un matériau, d'un produit ou d'un composant mais pas de béton car une telle livraison est liée au point d'arrêt de l'autorisation du bétonnage).



Dans un tel cas, il y a lieu de prévoir un "délai d'information" du maître d'œuvre par l'entrepreneur afin de le distinguer du "délai de préavis" relatif à un point d'arrêt. Sauf dans des cas très particuliers, il est possible ici de considérer que la durée du contrôle extérieur et le délai de réponse du maître d'œuvre n'influent pas sur le calendrier des travaux.

• **La gammagraphie** (contrôle du remplissage des conduits de précontrainte).



Dans un tel cas, il y a lieu de prévoir un "délai d'information" de l'entrepreneur par le maître d'œuvre et de tenir compte de la durée du contrôle sur le calendrier des travaux.

En conclusion, je propose :

- D'une part de supprimer l'autorisation de poursuivre les travaux en l'absence de manifestation du maître d'œuvre lors d'un point d'arrêt.

- D'autre part, d'inclure dans les CCTP un tableau récapitulatif des différents délais détaillés ci-avant. Il y a lieu de prévoir que ces délais seront affinés lors de la mise au point du marché et adaptés, le cas échéant, en cours de chantier.

Exemple de tableau : (les délais sont donnés à titre indicatif)

Contrôle extérieur					
Contrôles	Cas des points d'arrêt		Autres cas		
	Délais de préavis	Durée du contrôle y compris délai de réponse du M.O.	Délais d'information du Maître d'Œuvre (M.O.)	Délais d'information de l'Entrepreneur	Durée du contrôle y compris délai de réponse du M.O.
Livraison des matériaux, produits et composants sauf les bétons			≥ 24 h		
Bétonnage sans épreuves de convenue	≥ 24 h				
Mise en tension avec mesure des coefficients de transmission	≥ 10 jours	1 jour			
Gammagraphie				≥ 8 jours	2 jours

D. POINEAU

Sur la réception des ouvrages

Première partie :

Maître(s) d'ouvrage(s), maître d'oeuvre et entreprise(s) :

Depuis une vingtaine d'années, je participe à des expertises techniques d'ouvrages présentant des désordres et je suis également amené à connaître de certaines qui ont été effectuées par les DDE et les CETE.

Quelques unes de ces expertises ont débouché sur des requêtes en "responsabilité décennale" auprès des tribunaux administratifs compétents.

J'ai donc été amené à participer ou à suivre des expertises judiciaires qui se sont soldées par des jugements en première instance qui ont ensuite été confirmés ou infirmés par des arrêts en Cour d'Appel voire des décisions du Conseil d'Etat.

Dans un certain nombre de cas, le maître d'ouvrage, demandeur, a été débouté parce que "les désordres étaient apparents au moment de la réception".

L'insertion de réserves au procès-verbal de réception n'aurait peut-être pas changé grand chose aux décisions (?) du fait que "les origines de tels désordres étaient connues à l'époque de la réception, et que ceux-ci avaient un caractère évolutif".

Cette jurisprudence classique pose le problème de la "réception" visée par l'article 4.1. du CCAG, par l'article n°6 du chapitre N du guide à l'intention des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'oeuvre et par le numéro spécial du bulletin d'informations générales d'Octobre 1984 du Conseil Général des Ponts et Chaussées (BIG 84). En effet, ces trois documents ne précisent pas dans quels cas "la réception doit être refusée".

Un article de Monique François - Attaché d'administration centrale à la CCM - , paru dans le numéro 212 de la revue "Marchés Publics, la Revue de l'Achat Public", rappelle clairement les principes à suivre, qui peuvent se résumer ainsi :

En matière de réception la façon de procéder est la suivante:

- si l'ouvrage est conforme aux stipulations contractuelles, la réception est prononcée sans réserves ;
- en présence de malfaçons mineures dont les risques connus d'évolutions sont faibles ou inexistant, la réception est prononcée avec réserves ;
- dans le cas contraire la réception est refusée.

Dans le cas d'un refus de réception, le maître d'oeuvre applique l'article 39 du CCAG en assortissant son ordre de service d'un "délai de réponse" afin d'éviter que certains "ne jouent la montre". En outre, il me

paraît indispensable qu'il recherche de son côté, en s'appuyant sur le réseau des compétences, l'origine des désordres et les moyens d'y remédier.

A la fin du délai de réponse, si un accord ne peut être trouvé entre les parties, le maître d'ouvrage peut entamer une procédure en "responsabilité contractuelle".

Pour terminer cette première partie de ce point de vue sur la "réception et les garanties", je signale que les points ci-dessous devraient être abordés lors de la révision du CCAG ou du BIG 84 :

- celui du rôle des cours administratives d'appel suite à la loi du 31 Décembre 1987 ;
- celui de l'interruption du délai décennal par une procédure de référé, compte tenu du nouvel article 2244 du code civil, suite à la loi du 5 Juillet 1985 ;
- celui de la responsabilité décennale lorsque surviennent de nouveaux désordres ;
- celui du règlement amiable et de ses pièges ;
- celui de la prescription trentenaire...

Deuxième partie :

Maître(s) d'ouvrage(s), maître d'oeuvre et gestionnaire(s)

L'expérience m'a également montré que la remise des ouvrages par le maître d'oeuvre, sous le couvert du maître d'ouvrage, au gestionnaire ne s'effectuait pas toujours avec la rigueur nécessaire. De nombreux problèmes pouvaient en découler, en particulier, lorsqu'il y avait dualité de financement et/ou de gestion.

Une procédure telle que celle qui est décrite ci-après devrait être suivie par les maîtres d'oeuvre :

- A l'amont de l'opération

En cas de dualité de financement et/ou de gestion, faire établir par le(s) maître(s) d'ouvrage(s) une **conven-**

tion (1) qui fixera en particulier le(s) futur(s) gestionnaire(s) et les règles financières et techniques relatives à la gestion de l'ouvrage (surveillance, entretien, réparation, remplacement, en précisant ce qui est inclus (gros oeuvre, étanchéité, équipements).

(1) Dans le cas d'un croisement ou de la juxtaposition d'une route nationale et d'une voie ferrée, se reporter à la circulaire 85-70 du 10 Octobre 1985.

- Au moment de la définition du projet d'ouvrage d'art (fixation des données et contraintes)

Rencontrer le(s) futur(s) gestionnaire(s) pour fixer avec lui, en particulier, les dispositions à prévoir pour la visite et l'entretien de l'ouvrage et des réseaux des concessionnaires.

- Au moment de la réception

Associer le(s) futur(s) gestionnaire(s) aux opérations de réception.

- Après la réception (cas d'une réception sans réserves)

Remettre au(x) gestionnaire(s) le "dossier de l'ouvrage" qui lui est destiné, accompagné du "document signalétique" donnant en particulier :

- les particularités administratives de la gestion ;
- la périodicité des actions de surveillance ;
- les points à surveiller et à entretenir tout particulièrement ;
- les dates des fins de garanties et de responsabilités ;
- le lieu d'archivage du dossier original de l'ouvrage...

Cette remise de l'ouvrage doit faire l'objet d'un "procès-verbal" à insérer au dossier de l'ouvrage.

D. POINEAU

Photos des lecteurs

Le récent hiver, plus rigoureux que les précédents, m'a permis de faire la photo ci-contre.

Elle me paraît parfaitement illustrer le fait qu'un tablier de pont a une plus faible inertie thermique que le remblai adjacent.

Il ne faut pas négliger ce phénomène dans la politique de viabilité hivernale.



M. FRAGNET

Ferrailage passif des bossages

Les bossages d'ancrage de précontrainte existent depuis pratiquement les débuts du béton précontraint. Ce sont des éléments considérés comme si connus que l'on en oublie leur spécificité et leur complexité... jusqu'au jour de leur exécution.

La fréquence de demandes de renseignements sur la manière de les ferrailier, aussi bien que le nombre de modifications qu'il faut parfois imposer pour les réaliser correctement nous ont conduit à la rédaction d'une note précisant ce sujet.

En effet, l'application rapide de textes disparates et de dates de parution différentes entraîne bien souvent le projeteur à des ferrailages mal disposés et surtout inutilement denses dans certaines zones. Cette densité aboutit à

des difficultés de bétonnage qui, finalement, nuisent à la qualité de l'ouvrage allant à l'encontre de l'esprit de sécurité ayant présidé au calcul de ces éléments.

Une note d'information, rappelant les principes de fonctionnement de ces bossages, est à paraître en 1991.



D. LECOINTRE
D. LE FAUCHEUR

Construction métallique

Raidisseurs verticaux intermédiaires en simples plats

Les raidisseurs verticaux courants anti-voilement en simples plats doivent être ajustés à la hauteur de l'âme et soudés aux membrures supérieures et inférieures.

Il y a une vingtaine d'années aux Etats-Unis, la disposition que vient de nous proposer une Entreprise pour un ouvrage bipoutre en ossature mixte acier-béton, a déjà donné lieu à des pathologies. Les travaux du Professeur Fisher ont fait connaître les multiples cas de fissurations des soudures âmes-semelles qui surviennent si l'on cherche à économiser ces liaisons entre le raidisseur et les membrures.

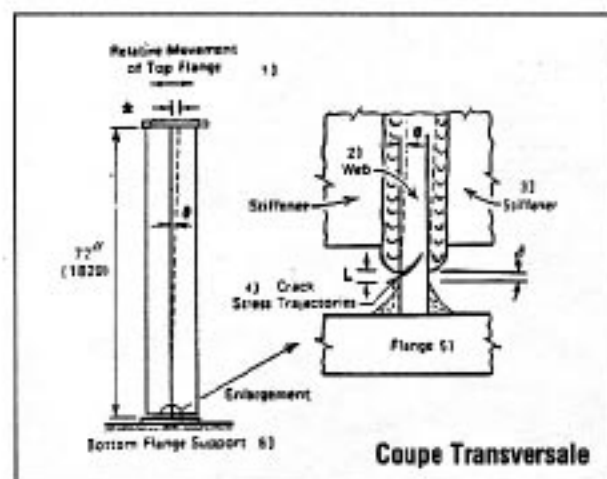
La figure ci-dessous montre la disposition à éviter.

(Interruption du raidisseur). Les fissurations illustrées sur cette figure sont intervenues en cours de transport et de manutention des éléments de poutraison. Les fissurations sont également susceptibles d'intervenir en cours de lancement et en service, car la déformation de la section transversale se concentre sur la faible hauteur d'âme non raidie.

La seconde figure montre la disposition à adopter. La préparation des plats raidisseurs par chanfreins facilite leur ajustage précis par meulage à la hauteur d'âme en réduisant l'importance du meulage nécessaire.

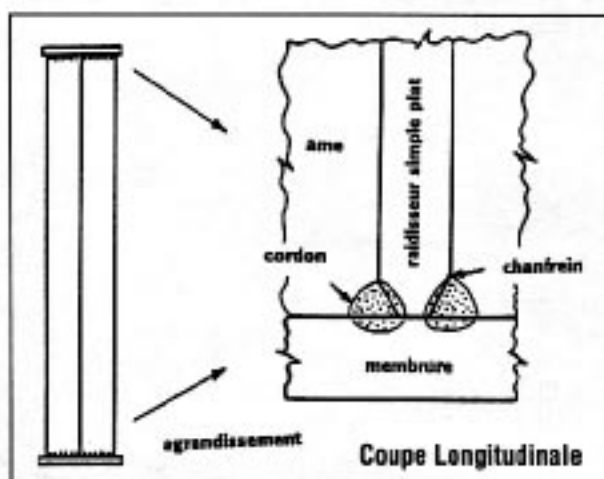
Cette préparation par chanfrein et l'ajustage précis ne sont indispensables que pour les montants d'appuis.

A EVITER



Coupe Transversale

A ADOPTER



Coupe Longitudinale

- 1) - Déplacement relatif de la membrure supérieure.
2) - Aile.
3) - Raidisseur.
4) - FISSURE, trajectoire des contraintes.
5) - Membrure inférieure.
6) - Appui provisoire sous la membrure inférieure.

Quelques stages ouvrages d'art



Pour obtenir la liste complète des stages organisés au second semestre 1991, se reporter au programme des sessions de formation continue édité par l'ENPC

L'ORGANISATION D'UN GRAND CHANTIER :

A15, les ponts de Gennevilliers
15 au 17 octobre 1991

LA QUALITE DANS LES OUVRAGES D'ART :

du concept à l'action
12 au 14 novembre 1991

CONCEPTION DES PASSERELLES PIETONNES ET DES PASSERELLES CYCLABLES

13 au 15 novembre 1991

PRATIQUE DE L'EUROCODE 2

26 au 28 novembre 1991

AGRESSION ET TRAITEMENT DE L'ACIER DANS LES OUVRAGES D'ART, LES STRUCTURES DE BATIMENTS INDUSTRIELS ET LES INFRASTRUCTURES PORTUAIRES

26 au 28 novembre 1991

DIMENSIONNEMENT, VERIFICATION ET GESTION CONTRACTUELLE DES OUVRAGES PROVISOIRES

3 et 4 décembre 1991

Journées d'étude :

LES LOGICIELS D'ETUDE DES OUVRAGES D'ART

4 et 5 décembre 1991

7

SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art"

Appareils d'appui en caoutchouc fretté pour ponts routes et rails - Avis Techniques

SETRA/LCPC/SNCF - Février 1991 - Réf. F9133

Ce document présente d'une part la procédure d'Avis Technique sur les appareils d'appui en caoutchouc fretté pour ponts routes et rails et contient, d'autre part, des avis techniques pour les produits à feuillets de 8, 10 et 12 mm.

Joint de chaussée - Avis techniques

Avril 1991 - (10 F l'unité)

- Freyssinet int. M 100
- Freyssinet int. VIAJOINT
- CIPEC WP
- SACO TP GTA 30/50

plus liste récapitulative à la date d'Avril 1991.

Construction des ouvrages d'art - Résultats statistiques année 1989

Réf. F2089 (70 F).

Ce document présente les résultats statistiques relatifs à la construction des ouvrages d'art en France en 1989. Il se compose de trois parties : ponts routiers, ponts autoroutiers, ponts S.N.C.F. Il fait ressortir entre autres, la répartition des ponts construits suivant le type, le matériau, en précisant les surfaces et les coûts correspondants.

Note d'information N°14

Éléments coffrants en béton armé utilisés comme coffrages perdus

Février 1991 - Réf. F9111 (gratuit)

Pour le bétonnage des hourdis généraux coulés au dessus de poutres préfabriquées, on a fréquemment recours à des coffrages perdus. Bien que ces éléments ne participent pas à la résistance de la structure, ils doivent cependant résister aux sollicitations qui leur sont appliquées en phase de construction et présenter ensuite une durabilité et un aspect satisfaisants.

La présente note d'information définit les actions et sollicitations appliquées à ces éléments coffrants. Elle fournit les prescriptions relatives au béton et aux armatures permettant d'assurer la durabilité des éléments dans

les trois hypothèses relatives à la fissuration et explique les raisons pour lesquelles il a été nécessaire de déroger aux règles BAEL 90. Elle présente enfin des schémas explicitant d'une part des dispositions constructives satisfaisantes et d'autre part des erreurs à éviter.

Cette note d'information a été rédigée afin de pouvoir être contractualisée dans les CCTP qui la complètent en tant que de besoin.

Ces documents sont disponibles au bureau de vente des publications du SETRA - Tél. : (1) 42 31 31 53 et (1) 42 31 31 55

Logiciels ouvrages d'art pour micro-ordinateurs :

ARMA - Logiciel de calcul d'armatures

1^{er} exemplaire : 5000 F, exemplaire supplémentaire : 500 F

ARMA est un logiciel fonctionnant pour les calculs des sections en béton armé. Il permet de :

- vérifier les efforts et les contraintes à l'ELU et à l'ELS vis-à-vis de la flexion composée non déviée.
- dimensionner les aciers d'une section en béton armé suivant le règlement BAEL 83,
- représenter graphiquement les diagrammes d'interaction.

STRAP 3.0 - Logiciel de calcul de structures à barres

1^{er} exemplaire : 6000 F, exemplaire supplémentaire : 600 F

Le programme STRAP permet le calcul sous charges statiques des déformées et des sollicitations dans les structures de type grille de poutres ou portique.

STRAP permet de calculer des enveloppes ou des superpositions de charges.

Ces logiciels, réalisés sous l'égide du CODATSI, sont disponibles au Centre Informatique Technique et Scientifique du SETRA.

ST 1 - Calculs de structures

(à paraître)

Ce programme, orienté ouvrages d'art, permet le calcul de structures à poutres 2D, 3D. Il permet d'effectuer des calculs sous chargement statique et charges d'exploitation réglementaires.