

OUVRAGES D'ART

N° 19 - Novembre 1994

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

PONT DE NORMANDIE

Le tablier métallique

Bien que les travaux sur l'ouvrage fussent loin d'être considérés comme terminés, le clavage réalisé entre les extrémités des deux consoles métalliques à la fin du mois de juillet, a marqué l'accomplissement d'une grande étape de la réalisation du pont de Normandie.

Désormais les engins de chantier pouvaient passer d'une rive à l'autre, mais le plus important pour les réalisateurs de l'ouvrage, c'est le passage de la situation de vulnérabilité de grandes consoles en porte-à-faux, à une situation de sécurité quasi complète avec la continuité de la structure. Les amortisseurs dynamiques, installés par sécurité en extrémités des fléaux pour contrer les effets de grandes tempêtes, étaient devenus inutiles.

Le clavage

Pour en arriver là, il a fallu assurer le succès de l'opération délicate du clavage en s'entourant de précautions et en utilisant des moyens à la dimension de la tâche.

Tout d'abord l'opération a été réalisée de nuit pour pouvoir minimiser les effets difficilement contrôlables de gradient thermique dans la structure mais aussi pour réduire son niveau global de température. En effet en été, l'ouvrage se trouvait porté à une température supérieure à sa température de référence et les deux consoles s'étaient allongées; il a donc fallu prévoir la possibilité d'écarter les deux extrémités des fléaux pour effectuer le clavage. L'écartement réalisé a été de l'ordre de dix centimètres avec un effort d'environ 1 000 T, valeurs d'autant plus élevées que l'ouvrage est plus chaud.

Ensuite, bien que les grosses tempêtes soient rares à cette période estivale, le dimensionnement des appareils provisoires de clavage a été entrepris sans réduction de la valeur de base du vent de calcul prévu pour de tels dispositifs. Par contre, leur importance qui dépend aussi de l'ampleur du vide à combler, car c'est le bras de levier des efforts de vent, a pu être minimisé par le choix d'une longueur assez réduite de l'élément de clavage. Cette longueur a été finalement de 2,70 m, pour aussi évi-

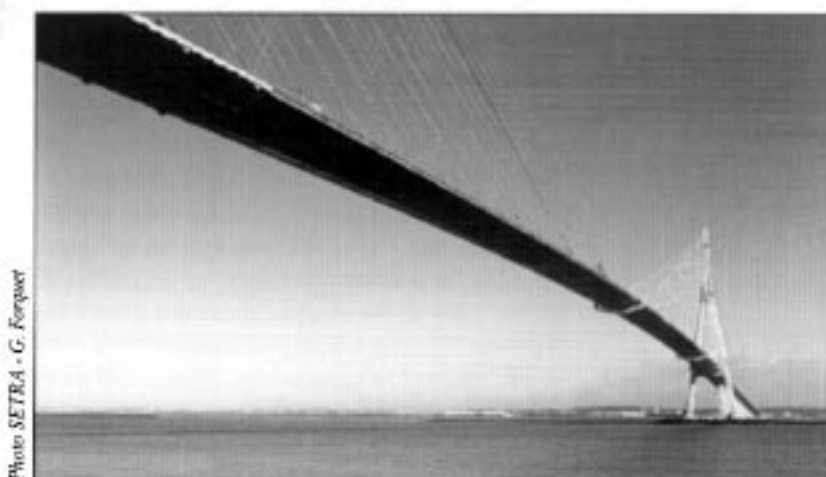


Photo SETRA - G. Forquet

Vue générale de l'ouvrage, après clavage.

ter de rencontrer un diaphragme qui aurait compliqué inutilement les travaux pour le clavage.

Enfin, une bonne conception des appareils de clavage due à Monberg et Thorsen et SDEM, a permis un arrimage des deux extrémités relativement aisé et rapide. En effet, tous ces appareils étaient préparés et installés aux extrémités des derniers voussoirs de chaque rive avant leur hissage. Ce sont trois triangles pouvant pivoter autour d'un de leur côté comme axe de rotation; après rabattement, leur pointe d'extrémité atteint une cavité prévue dans le voussoir d'en face pour s'y loger. Deux d'entre eux ont été placés dans la section d'extrémité du voussoir côté Sud, avec leur axe de rotation vertical et ont servi au réglage en hauteur. Le troisième a été placé sur le dessus du voussoir côté Nord, avec son axe de rotation dans le sens transversal et a servi au réglage latéral.

Triangle de clavage sur le voussoir Nord.



Photo N. V. Bui

PARTIE MÉTALLIQUE

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
Chambre de Commerce
et de l'Industrie du
Havre

Maîtrise d'œuvre:
DCE 76 - Mission Pont
de Normandie

Conception:
SETRA, concepteur du
projet et conseil du
maître d'œuvre pour le
contrôle des études
d'exécution, assisté de
SOFRESID

Réalisation:

- titulaire du marché
métal: Monberg et
Thorsen
- bureau d'études
conseil de l'entreprise
M & T: Cowi-Consult
- fabrication du tablier
métallique: Munch et
Lozai
- montage du tablier
métallique: SDEM
- habillage du
tablier: Freyssinet
- hissage des
voussoirs: Vsi
- formage des augets:
Pri
- poussage de la
barge: CFT
- peinture: Prezoso
- revêtement de
chaussée: Jean Lefebvre

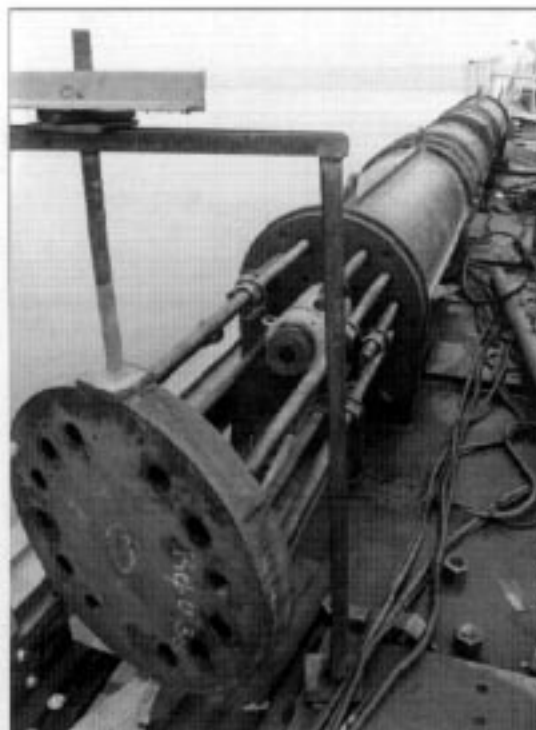


Vue de l'extrémité d'un fléau. À noter la position basse du voussoir côté Nord due à une mise en tension partielle de ses haubans, qui permet, dans cette position, de bien distinguer les appareils de clavage (entretoises cylindriques et triangles).



Extrémités des fléaux.

Ce dispositif a été complété par six « entretoises » de forme cylindrique, positionnées au droit des bandeaux de rive et aux deux coins inférieurs de chaque caisson. Au moment du clavage, entre ces pièces en vis-à-vis, quatre vérins de 400 T et deux de 250 T étaient interposés pour introduire la poussée nécessaire à la correction des dilatations des consoles. Un serrage par barres Dywidag autour de chaque cylindre assurait la résistance au vent de l'appareillage provisoire.



Entretoise cylindrique

Avec toutes ces précautions et ces moyens, le clavage s'est réalisé sans difficulté notable, parachevant le long processus de réalisation du tablier métallique, et dont les grands principes sont rappelés dans la suite, de la conception à l'exécution.

Principe de conception

Les premiers choix de base s'imposaient d'eux même pour franchir une portée de l'ordre de 900 m pour laquelle les deux exigences fondamentales sont la légèreté et la stabilité au vent ; une structure en caisson donne une bonne rigidité de torsion tout en assurant un bon écoulement d'air face au vent ; ces deux caractéristiques favorisent une bonne tenue au vent ; des platelages supérieur et inférieur en dalle orthotrope assurent quant à eux, la grande légèreté requise.

Ensuite les dimensions générales du caisson étaient obtenues en respectant les impératifs généraux qui étaient les suivants :

- le profil en travers de la voie portée,
- une hauteur de tablier compatible avec la structure en béton à laquelle il faut s'adresser,
- un contour de la section transversale convenable vis-à-vis de la stabilité aérolastique.

Le choix définitif dépendait en dernier lieu des résultats des essais en soufflerie. Il ne restait plus alors qu'à affiner, en précisant divers éléments locaux, pour définir complètement la coupe transversale de l'ouvrage. Ces précisions ont principalement concerné :

- 1 - La dalle orthotrope avec augets filants selon les habitudes françaises et qui ont fait leurs preuves, avec comme seule modification l'utilisation d'une tôle de 14 mm sur les voies de circulation de poids lourds.
- 2 - Les épaisseurs des augets, choisies en fonction des critères d'élancement pour éviter le risque de voilement local de leur paroi, critères inspirés du projet d'Eurocodes et des *British Standards* de l'époque.
- 3 - La stabilité du fond de caisson justifiée avec le concept de largeur participante de tôle ; le raidissage en résultant a été réalisé par des augets plus

larges et plus espacés, qui permettaient cependant de conserver le même principe de fabrication des panneaux utilisé pour le platelage supérieur.

4 - L'introduction en rives du caisson de tôles d'épaisseurs plus fortes, 20 et 30 mm, pour placer de la matière et résister aux vents transversaux. Leur raidissage est ainsi réduit au minimum et a permis de moins encombrer ces zones déjà peu accessibles pour le soudage.

5 - Le report à l'extérieur du caisson de la fonction « attache des haubans » en utilisant un système d'oreilles en saillie des tôles de rives, associées à des chapes-étriers. La fabrication des rives exigües du caisson en a été énormément simplifiée. L'emploi d'axes et de chapes a aussi supprimé le risque d'erreur d'orientation en élévation des ancrages. Par contre, la fabrication des chapes-étriers qui sont des pièces spéciales a été assez coûteuse.

Principe de fabrication

L'organisation de la fabrication d'un tablier métallique en caisson orthotropique de grande largeur passe par une étude des méthodes prenant en compte diverses contraintes. Le résultat est un compromis obtenu entre plusieurs exigences à satisfaire :

- le produit livré au montage doit bien évidemment s'intégrer dans le processus général de la construction de l'ouvrage qui a été retenu dès les premières études de conception et dont la fabrication est une des composantes. Ici, le procédé de construction à l'avancement et les conditions d'exécution qui y sont liées, ont conduit à un montage de voussoirs entiers, d'une longueur de 19,65 m, afin de réduire au minimum la part de travail d'assemblage et de soudage en position sur le chantier ;

- la fabrication doit être adaptée aux moyens propres de l'entreprise ;

- les dimensions maximum en largeur, hauteur et longueur des éléments susceptibles d'être préfabriqués par l'usine sont dépendantes des possibilités de transport existant entre l'usine et le chantier.

C'est généralement cette dernière contrainte qui fait la différence entre les procédés de construction proposés par les entreprises.

Ainsi un constructeur, dont l'unité de fabrication se trouve opportunément reliée directement au chantier par une voie d'eau navigable à grand gabarit, a la faculté de choisir une préfabrication complète des voussoirs dans son usine, c'est le cas idéal.

Plus souvent par contre, et ce fut le cas pour l'entreprise Munch dont l'usine, bien que située à Frouard à proximité de la Moselle, n'est reliée au fleuve navigable que par un parcours sur route limitant la largeur à 5 m environ, la seule liaison avec le chantier dont dispose le constructeur passe par un transport routier. Le gabarit admissible en largeur est alors très contraignant et ne permet pas de dépasser de beaucoup les 5 m, tandis que la condition de hauteur, en fonction du type de remorque choisie et des tirants d'air à respecter sur le parcours, limite le colis à moins de 4 m de hauteur.

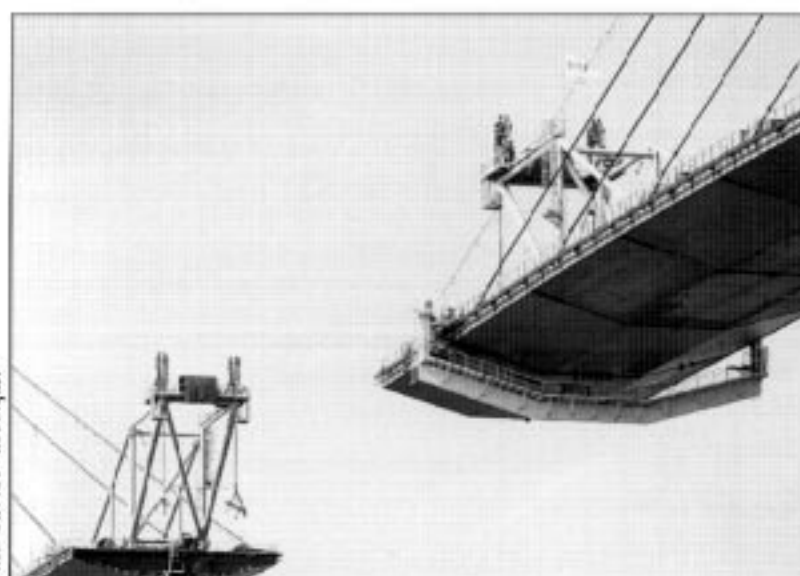
Ici, avec une largeur de caisson de 21,20 m, la seule issue pour l'entreprise Munch a été de préfabriquer en usine des sous-ensembles de largeur transportable économiquement sur remorques et de les assembler sur une aire reliée directement au chantier du pont par voie d'eau navigable.



Assemblage d'un voussoir.



Chargement du voussoir sur la barge.



Chèvre prête au hissage.

QUELQUES CHIFFRES**Structure en béton**

Béton	80 000 m ³
Aciers BA	11 600 tonnes (145 kg/m ³)
Précontrainte	800 tonnes
Haubans	400 tonnes

Structure en métal

Acier tablier	5 700 tonnes
Acier haubans	2 000 tonnes
Peinture	16 600 m ²

Coût de la partie métallique

	350 MF HT
Tablier	27 %
Suspension	34 %
Montage	9 %
Équipements	5 %
Études et installations	25 %

Les quais de Radicatel situés sur la Seine en amont du franchissement de Tancarville, offraient la surface nécessaire aux installations et la possibilité d'un chargement et d'un transport sur barges; ils ont été choisis pour y aménager l'atelier forain de construction des voussoirs.

Mais en fin de compte, quelle que soit l'option choisie par le constructeur et le lieu où est fabriqué l'ouvrage, la construction d'un caisson de grande largeur procède toujours par assemblage de panneaux élémentaires raidis et plans. Les grands panneaux voient leur dimension limitée en largeur par différents facteurs: les formats des tôles fournies par les forges, les considérations d'outillage de l'usine et les conditions de transport. L'étude de découpage transversal du caisson est menée par le bureau des méthodes.

Pour revenir au caisson du pont de Normandie, en fonction de ses moyens propres, l'entreprise a décidé de fabriquer les éléments de rive du caisson ainsi que les diaphragmes dans son usine de Frouard. Par contre, les panneaux raidis, qui ne nécessitent pas d'installation importante, sont constitués dans un atelier couvert, spécialement équipé pour cette production, directement sur les quais de Radicatel, à proximité de l'assemblage des voussoirs.

Selon leur position, les panneaux ont une largeur variant entre 3,70 m et 4,80 m. Ils sont fabriqués en longueur de 19,65 m correspondant au pas du haubannage.

Les raidisseurs en augets d'épaisseurs 7 et 8 mm ont été fabriqués par profilage à froid à l'aide d'un train de galets à partir de tôles de 20 m de longueur. Cette fourniture a été sous-traitée à la société Prie.

Principe de montage

Le principe d'un transport par barge jusqu'au site et d'un hissage des voussoirs par engin spécial appelé «chèvre», disposé en extrémité de la partie déjà construite pour un montage du tablier métallique à l'avancement en porte à faux et en haubanant au fur et à mesure, était suggéré dans le Dossier de Consultation des Entreprises. Ce choix était pleinement justifié par le fait que l'ensemble du tablier métallique, sur toute la longueur, est à l'aplomb d'une zone du fleuve accessible à une barge de transport, même aux plus basses eaux. De cela a découlé le principe de fabrication du tablier en tronçons de pleine largeur, appelés voussoirs et raboutés par soudage.

Le choix de tronçons pas trop courts, pour ne pas multiplier les raboutages *in situ* qui sont coûteux en délai et plus difficiles en niveau de qualité, ni trop

QUELQUES DATES

Nature des travaux		Début	Fin
Fondations	Nord Pylône	sept. 1990	août 1991
	Viaduc	sept. 1991	1992
	Sud Pylône	août 1991	déc. 1991
	Viaduc	sept. 1990	juillet 1991
Pylônes	Nord	sept. 1991	août 1993
	Sud	janv. 1992	août 1993
Viaducs poussés	Nord	sept. 1992	août 1993
	Sud	août 1991	août 1992
Partie béton en encorbellement	Nord	oct. 1992	oct. 1993
	Sud	oct. 1992	oct. 1993
Tablier métal		janv. 1992	août 1994

longs pour ne pas écarter *a priori* des entreprises moyennes avec des moyens plus limités, nous avait conduit à choisir une longueur de base de 16 m, tout en restant ouverts à une longueur de 20 m, voire plus si cela pouvait être envisageable par les entreprises.

Le choix final d'une longueur de l'ordre de 20 m a résulté de discussions avec Eiffel et surtout Freyssinet, qui furent les deux entreprises pressenties suite à l'appel d'offres pour réaliser respectivement les lots de construction du tablier métallique et de haubannage.

L'offre de Freyssinet en câbles avec torons parallèles était plus intéressante financièrement que celle de Tréfilunion en câbles clos. Mais les torons parallèles avaient cependant l'inconvénient d'offrir une prise au vent plus grande que les câbles clos. Une augmentation de l'entraxe des haubans avait pour conséquence de réduire cette prise au vent globale

car le diamètre croît moins vite que la section de hauban. C'est ainsi qu'une étude comparative a été faite en parallèle par le SETRA et Freyssinet pour évaluer les efforts de vent à l'encastrement tablier-pylône, en câbles clos et à torons parallèles, pour des entraxes de haubans de 16, 20 et 24 m. Il est apparu que l'optimum correspondait à un entraxe de 20 m; cette valeur convenait aussi parfaitement au constructeur métallique qui y a vu, comme nous le pensions, une réduction de joints à réaliser *in situ*, sans pour autant nécessiter une augmentation importante des moyens de hissage. Ce qui n'était pas le cas d'un entraxe de 24 m, qui en outre, aurait posé des problèmes de transport.

Mise à part cette modification sur la taille des voussoirs, le principe général de montage développé dans le projet a été adopté et mis en œuvre avec succès par les entreprises de construction métallique. ■

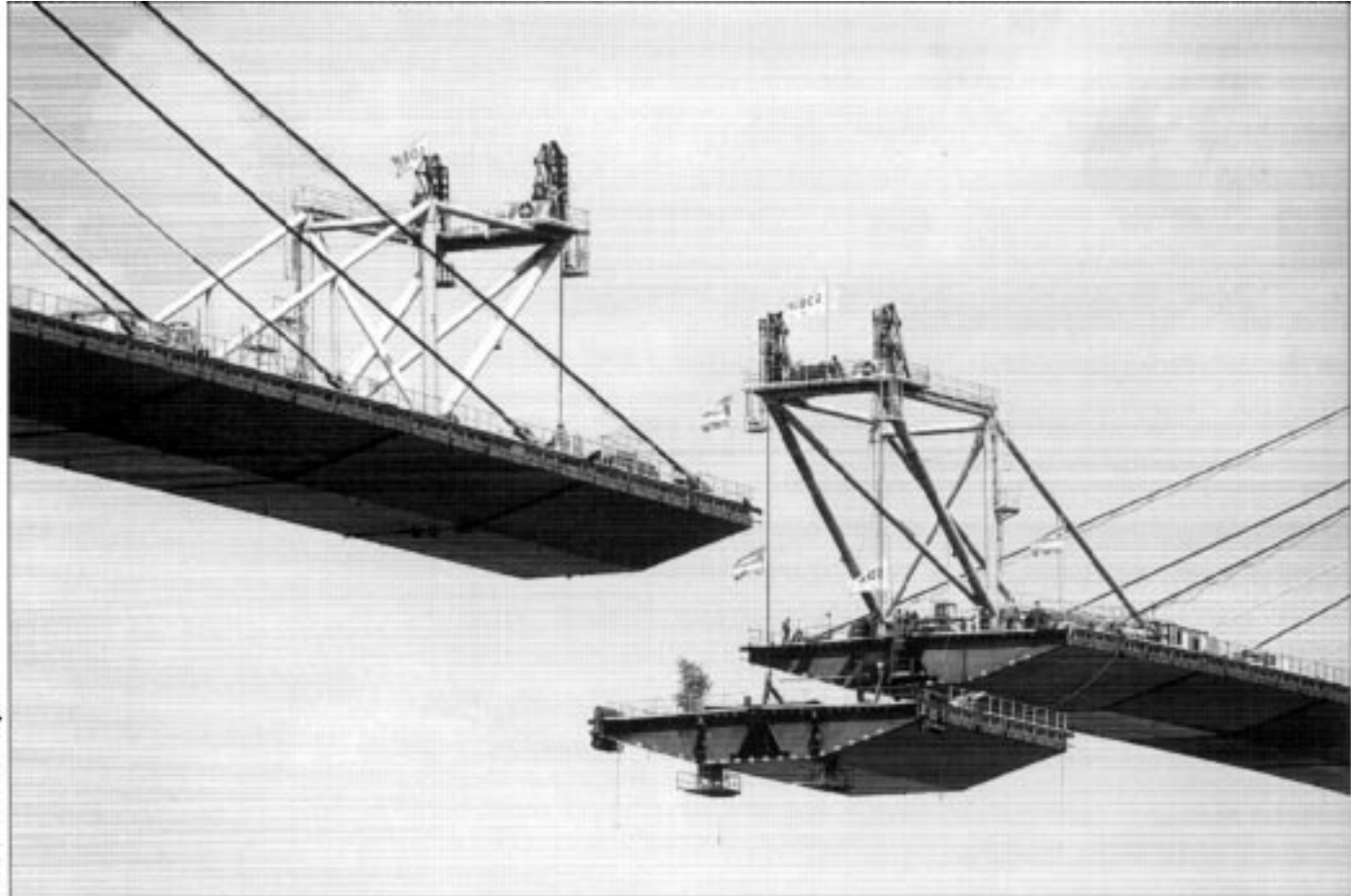
Ngoc Vu Bui

NDLR : un article plus détaillé sur la conception et la construction du tablier métallique du pont de Normandie paraît dans le bulletin « Ponts métalliques » de l'OTUA n° 17.

Hissage d'un voussoir.



Photo SETRA - G. Forquet



Hissage de l'avant-dernier voussoir.



Photo SETRA - G. Forquet



Le clavage - Réalisation du platelage inférieur.

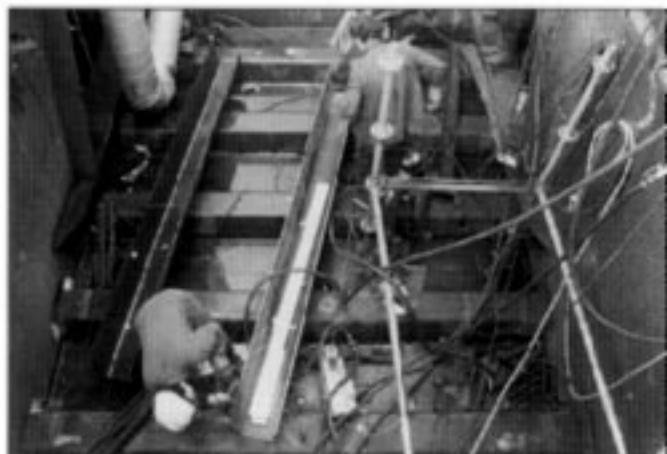


Photo SETRA - G. Forquet

Vue du tablier après clavage.

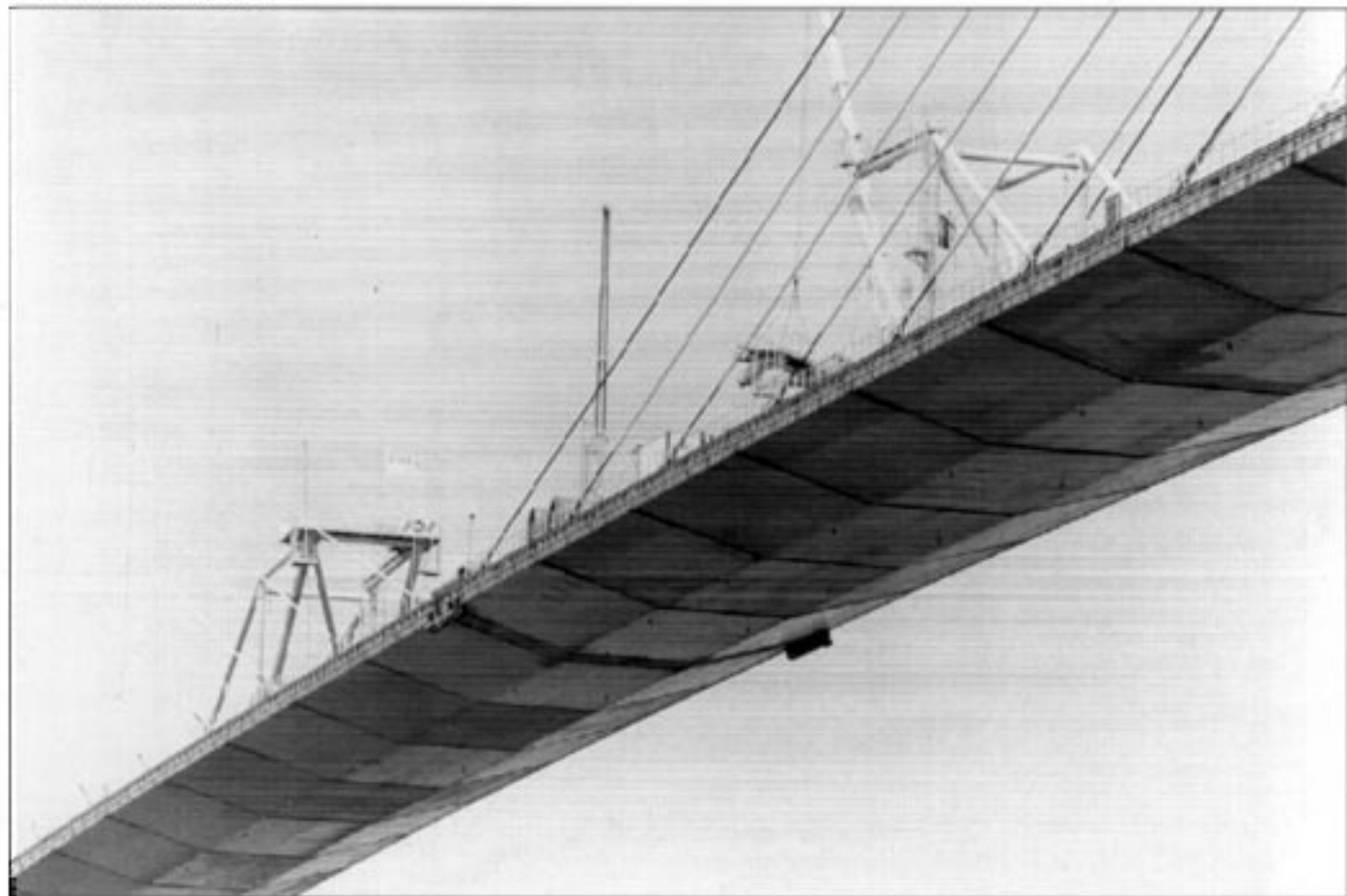


Photo SETRA - G. Forquet

PONT DE TANUS

Les études des effets du vent

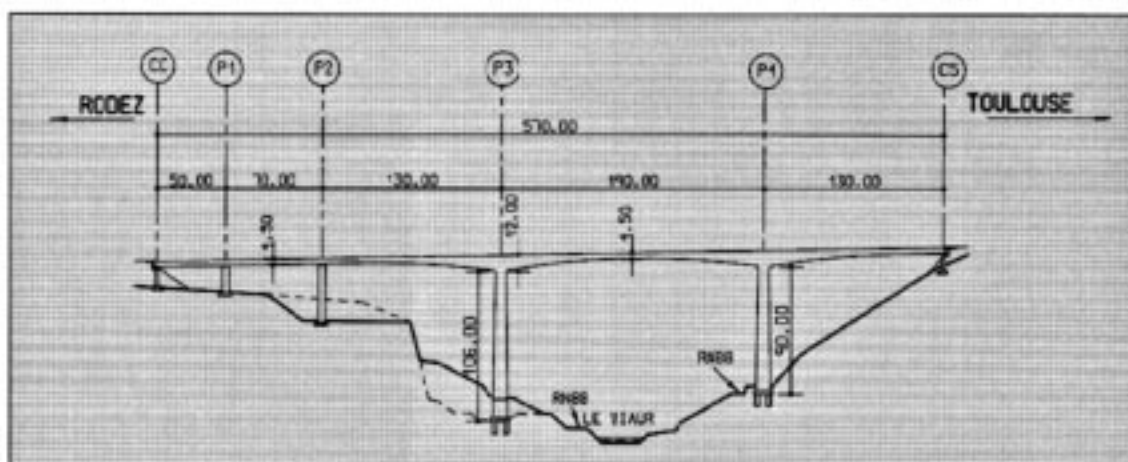


Figure 1: coupe longitudinale de l'ouvrage.

Le viaduc de Tanus permet le franchissement de la vallée du Viaur par la RN 88 entre Albi et Rodez. Le Maître d'Ouvrage de l'opération est l'État et la maîtrise d'œuvre est assurée par la Direction Départementale de l'Équipement de l'Aveyron.

L'étude d'une solution à deux voies de circulation, menée par Europe Études Toulouse avec les conseils du SETRA, a conduit en 1992 à un appel d'offres. Cet appel d'offres n'a néanmoins pas abouti et le projet a été revu sur la base d'une solution à quatre voies de circulation pour laquelle les études du tablier ont été réalisées par Europe Études Toulouse et les études des piles et des effets du vent par le SETRA, avec l'aide du CSTB.

L'ouvrage, en béton précontraint, a une longueur totale de 570 mètres et comporte 5 travées. La travée principale, de 190 m de portée, est encadrée sur les piles principales. L'ouvrage est de hauteur variable sur la travée principale et les deux travées adjacentes. La hauteur du tablier est de 12 mètres sur pile principale et de 4,50 mètres à la clé (figures 1 et 2).

Les piles ont une section transversale en caisson, constante sur les piles secondaires P1 et P2, et variable sur les deux piles principales P3 et P4. Les piles principales P3 et P4 ont des hauteurs respectivement égales à 106 mètres et 90 mètres.

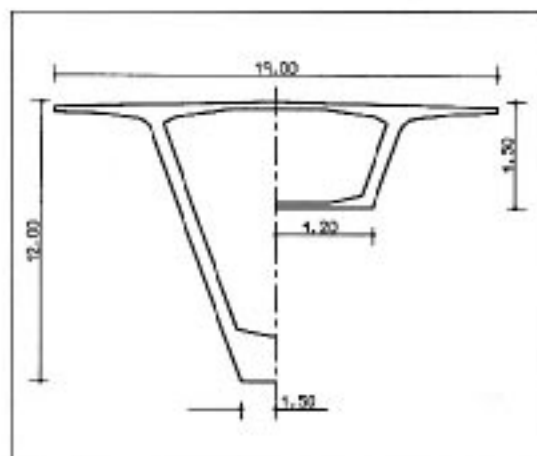


Figure 2: coupe transversale.

Étude de la solution à deux voies

En raison de la grande hauteur des piles nous n'avons pas voulu nous contenter des règles du Fascicule 61 Titre II, qui risquent de sous-estimer largement les effets du vent. Nous avons donc utilisé les «Recommandations de la Convention Européenne de la Construction Métallique» pour le calcul des effets du vent sur les constructions (règles CECM). Selon ces règles, et en cumulant volontairement des hypothèses considérées comme pessimistes, la pression statique équivalente à appliquer sur le tablier et les piles a été estimée à 350 kg/m² en service (hors coefficient 1,5). Pour les justifications en construction, cette pression était réduite à 200 kg/m², ce qui cor-

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
État

Maîtrise d'œuvre:
DDE de l'Aveyron -
Service des Routes et
Ouvrages d'Art

Bureaux d'études:
EFG Toulouse
SETRA-CTOA - Division
des Grands Ouvrages
d'Art

Organisme associé:
CSTB

respond sensiblement au rapport 125/200 du Fascicule 61 Titre II.

Ces calculs ont conduit à prévoir des piles assez massives et fortement armées à la flexion. Nous pensions que les hypothèses faites plaçaient l'ouvrage largement en sécurité et que la détermination des caractéristiques du vent dans le site et des coefficients aérodynamiques du tablier pourrait permettre de réduire les dimensions et les quantités d'armatures. Pour des raisons de délais et de coût, ces études n'ont pas été entreprises.

Études d'APOA de la solution à quatre voies

Pour l'étude d'APOA de la solution à quatre voies, l'étude des effets du vent a été réalisée à l'aide du programme RAFALES, élaboré par SOGELERG et dont dispose le SETRA. Ce programme permet d'évaluer par une analyse spectrale, l'amplitude des oscillations induites par le vent dans une structure souple.

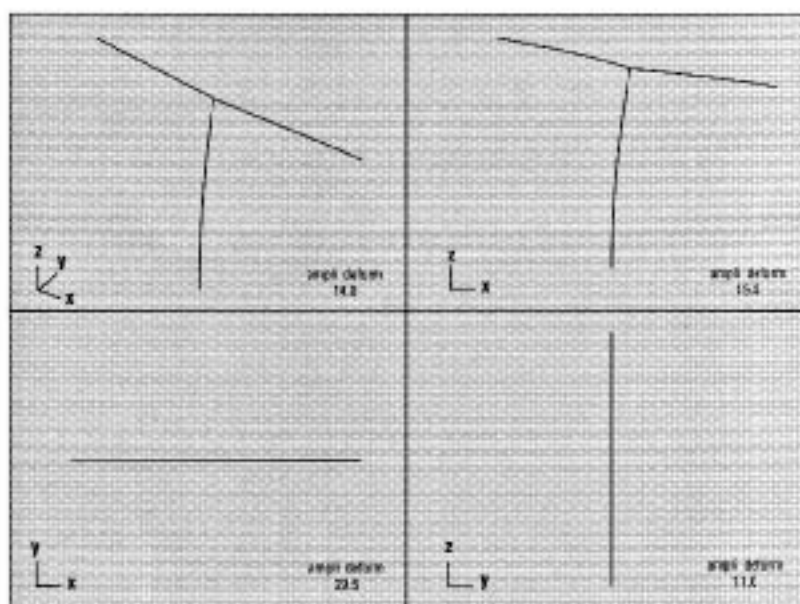
Cependant, nous ne disposons pas d'un modèle de vent ni des caractéristiques aérodynamiques du tablier. Les calculs ont donc été menés avec des valeurs approchées égales à celles retenues pour les études préliminaires du pont de Millau. Par ailleurs, l'adoption de valeurs de calcul de la vitesse et de la turbulence du vent plus faibles pour les justifications en construction que pour celles en service n'est fondée sur aucun élément objectif. Contrairement aux études antérieures nous avons donc retenu les mêmes hypothèses qu'en service, soit un vent de période de retour égale à 50 ans.

Les résultats des calculs ont montré que la justification de la résistance des piles principales ne posait pas de problème en service : un ferrailage constitué de barres HA32 au pas de 25 centimètres, sur chaque face des voiles, est amplement suffisant et donne un ratio de ferrailage inférieur à 1%.

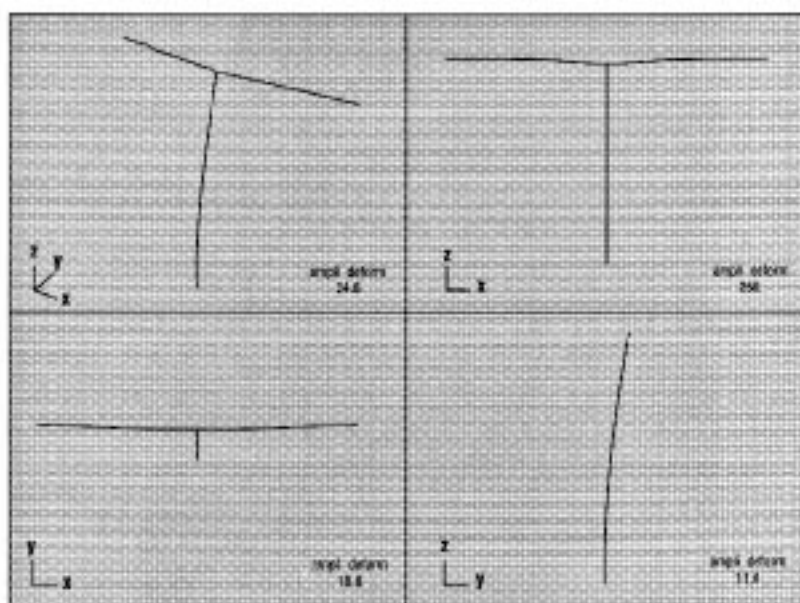
Par contre, la justification en construction nécessitait la mise en place d'un ferrailage de l'ordre de 3%, soit deux barres HA32 au pas de 12 centimètres sur chaque face, hors zone de recouvrement.

La figure 3 montre les deux modes propres de la structure dont l'excitation par le vent turbulent entraîne de fortes sollicitations dans le fût de pile. Le mode n° 1 est un mode de flexion de la pile, de type déséquilibre de fléau, le mode n° 3 est un mode de flexion de la pile, dans le sens du vent.

On peut remarquer que la contribution du mode numéro 1 n'est pas prise en compte par les règles de la CECM.



Mode n° 1 - Fréquence = 0.13844.



Mode n° 3 - Fréquence = 0.26894.

Les résultats de ces calculs nous ont donc amené à rechercher une solution technique de stabilisation du fléau, permettant de garder le coffrage de la pile et de limiter le ferrailage à environ 1%.

Étude du CSTB

Parallèlement à ces calculs d'APOA, une commande a été passée au CSTB pour :

- déterminer le modèle de vent au moyen d'un recalage climatologique et d'une étude sur maquette topographique en soufflerie ;
- déterminer les caractéristiques aérodynamiques du tablier.

Figure 3 : Tanus - Viaduc sur le Vieux - Construction de la pile P3 - Modes propres.

	Viaduc de Tanus AFOA	Viaduc de Tanus DCE	Pont de Normandie Vent du Sud-Ouest
Vm (m/s) au niveau du tablier	39,0	34,3	36,5
σ_u (m/s)	5,3	6,3	5,0
σ_v (m/s)	4,7	6,0	4,3
σ_w (m/s)	2,9	4,7	3,2

Tableau 1 : principales caractéristiques du vent.



Mode n° 1		$\frac{X1_{DCE}}{X1_{AFOA}} = \frac{1,45}{0,83} = 1,75$
Mode n° 3		$\frac{X3_{DCE}}{X3_{AFOA}} = \frac{0,14}{0,20} = 0,70$

Tableau 2 : calculs RAFALE - Coordonnées généralisées.

Le tableau 1 présente les principales caractéristiques du vent dans le site, résultant de cette étude :

- vitesse moyenne Vm au niveau du tablier, en réduction de 12% ;
- σ_u , σ_v , σ_w , écart-type des composantes longitudinale, latérale et verticale de la fluctuation.

On constate, par rapport au modèle approché, une augmentation de plus de 60% de l'écart-type de la composante verticale de la fluctuation, donc une augmentation prévisible de l'excitation du mode 1. Par contre, la réduction de la vitesse moyenne du vent tend à diminuer l'excitation du mode 3.

Les mesures des caractéristiques aérodynamiques du tablier ont également montré que la dérivée du coefficient de portance par rapport à l'incidence du vent était plus importante d'où une augmentation encore prévisible de l'effet du mode 1.

Les coordonnées généralisées des modes 1 et 3, obtenues à l'aide du programme RAFALES (tableau 2), confirment ces orientations :

- mode n° 1 : augmentation de 75% des sollicitations dues à la turbulence du vent ;
- mode n° 3 : réduction de 30% des sollicitations dues à la turbulence du vent.

DCE - Mise au point du projet

Compte tenu des résultats précédents le problème de la stabilisation du fléau en construction subsistait et a donc nécessité la mise au point d'un système de stabilisation.

La démarche du calcul a consisté à déterminer la longueur maximale de fléau pour laquelle il n'est pas nécessaire de mettre de dispositif particulier, en limitant le ferrailage à 1%. Passée cette longueur qui s'avère égale à 52,30 mètres, la mise en place d'un système de stabilisation est nécessaire.

Deux grands types de solutions ont été étudiés :

- système de stabilisation par câbles uniquement ;
- ou système de stabilisation par palée (avec ou sans câble).

Pour chacun de ces deux types de solutions, plusieurs possibilités ont été envisagées. Finalement les deux systèmes de stabilisation les plus intéressants se sont révélés être :

- la solution avec 4 câbles 37T15 verticaux ancrés dans des massifs au sol (fig. 4) ;
- la solution avec mise en place d'une palée métallique en Profils Reconstitués Soudés (PRS) (fig. 5).

La première solution est plus simple de mise en œuvre même si elle impose un renforcement du câblage de fléau par 4 câbles 27T15 extérieurs. La solution PRS pose plus de problème pour le suivi géométrique : l'inclinaison de la palée induit des efforts horizontaux sous l'effet des charges verticales correspondant à la fin de la construction du fléau.

Nous avons donc retenu la solution 4 x 37T15 pour l'appel d'offres.

Par ailleurs ces études nous ont conduit à ancrer les piles dans le rocher par quatre puits marocains de trois mètres de diamètre pour éviter des décompressions excessives de la semelle.

Conclusion

Pour conclure, on peut noter que les études des effets du vent sur le viaduc de Tanus ont conduit à mettre en œuvre des dispositions relativement lourdes et coûteuses ; mais on peut toutefois faire quelques remarques.

Tout d'abord, le viaduc de Tanus est un cas particulier de par la taille des fléaux et la hauteur des piles, mais aussi de par la forte turbulence du vent. L'importance des sollicitations nous a d'ailleurs conduit à nous demander si nous n'avions pas été exagérément prudents et à faire un calcul sur un fléau plus classique. Nous avons fait ce calcul avec

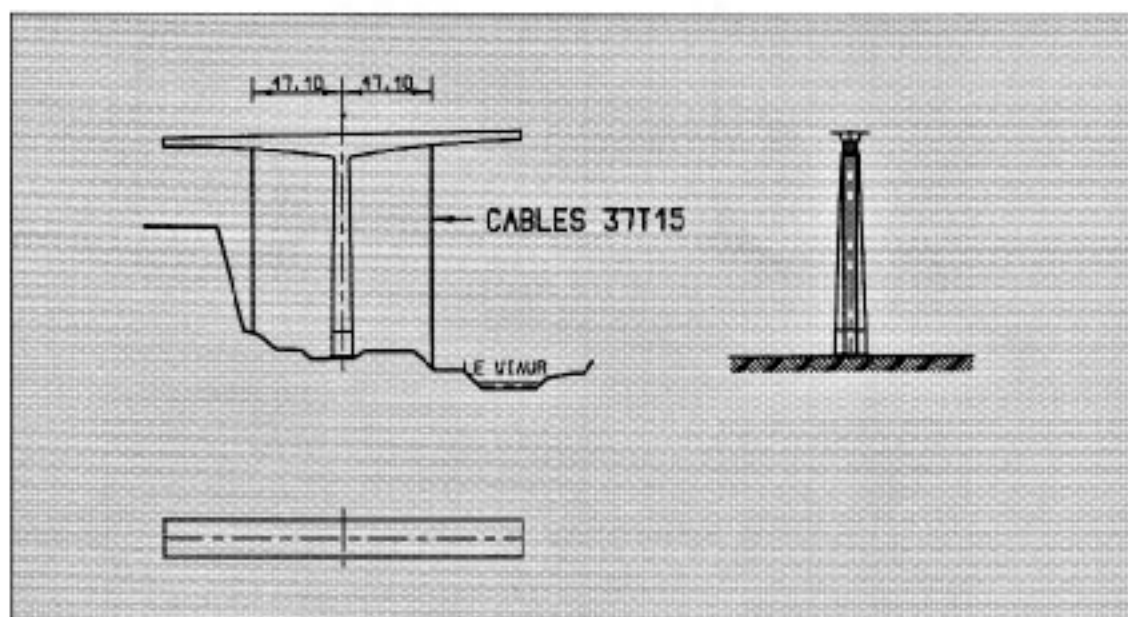


Figure 4 : solution avec 4 câbles 37T15 verticaux ancrés dans des massifs au sol.

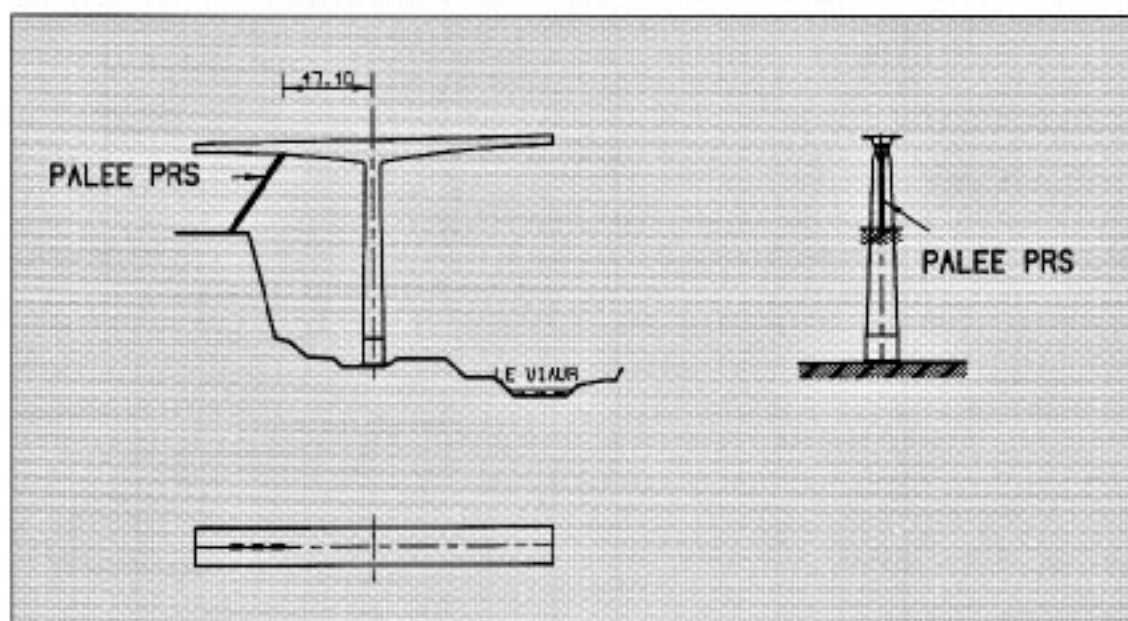


Figure 5 : solution avec mise en place d'une palée métallique en Profils Reconstitués Soudés (PRS).

un fléau d'environ 100 m de long, une pile de 40 m de hauteur et un vent un peu moins turbulent (le vent du Sud-Ouest sur le site du pont de Normandie). Les résultats montrent que dans ce cas plus courant on n'observe pas de problème particulier.

On notera également que la linéarisation et le cumul quadratique des efforts conduisent à un résultat défavorable; on considère simultanément les moments de flexion maxima dans les deux directions. Des solutions à ce problème sont le calcul par

pas de temps avec simulation numérique du vent ou la réalisation de maquettes aérodynamiques.

Enfin, nous avons retenu les mêmes caractéristiques de vent en construction et en service en l'absence d'élément permettant une réduction, et il peut donc paraître intéressant d'étudier plus avant ce problème. ■

E. BOUCHON
J. LEFEVRE

PONT DE LA CORNICHE

à Dole



Fin de construction du fléau sur pile P6.

Les études préliminaires et projets de définition

La nouvelle liaison de l'agglomération doloise entre les deux rives du Doubs, nécessite pour sa construction, la réalisation d'un ouvrage important de franchissement de la vallée du Doubs.

À côté du franchissement de la rivière, qui sera recalibrée pour accueillir ultérieurement le Canal à Grand Gabarit de liaison Rhin-Saône-Méditerranée, le pont de la Corniche a pour fonction complémentaire, le franchissement du canal latéral du Rhône au Rhin et la montée au plateau dolois.

La longueur de brèche entre bord du plateau et la crête de berge gauche de la future voie d'eau est égale à environ 450 mètres.

En partant de la plaine, les différentes contraintes du site étaient les suivantes :

- la rivière : 90 mètres de largeur portée à 160 mètres après l'aménagement du Canal à Grand Gabarit ;
- deux chemins de desserte locale ;
- le canal du Rhône au Rhin : 22 mètres de largeur entre crêtes de berge, bordé par une voirie de desserte locale (pas d'appui possible sur environ 40 mètres) ;
- un chemin de desserte locale ;

— la falaise : le plateau calcaire de la rive droite domine la plaine du Doubs de plus de trente mètres et se termine par un à-pic (butoir sur lequel s'appuie l'ouvrage).

Compte tenu du caractère plutôt urbain de l'ouvrage, il a été décidé de limiter la valeur de la rampe à 3,5%. Cela a conduit à la réalisation d'un remblai de 17 mètres de hauteur en rive gauche.

En fonction des différentes contraintes d'implantation des appuis, l'étude préliminaire proposait deux types de tablier pour l'élaboration du projet de définition général :

- tablier en forme de caisson en béton précontraint de hauteur variable, construit par encorbellements successifs avec 5 travées intermédiaires de 80 mètres de longueur et des travées de rive de 48 mètres ;
- tablier à ossature mixte acier-béton à 9 travées dont la longueur varie de 38 m à 72 m, de hauteur variable sur les deux travées de franchissement du futur Grand Canal et de hauteur constante sur les autres travées.

L'Appel d'offres et la dévolution des travaux

Un Dossier de Consultation des Entreprises a été établi par la DDE du Jura, à qui la Ville de Dole a confié la maîtrise d'œuvre de l'opération, avec le

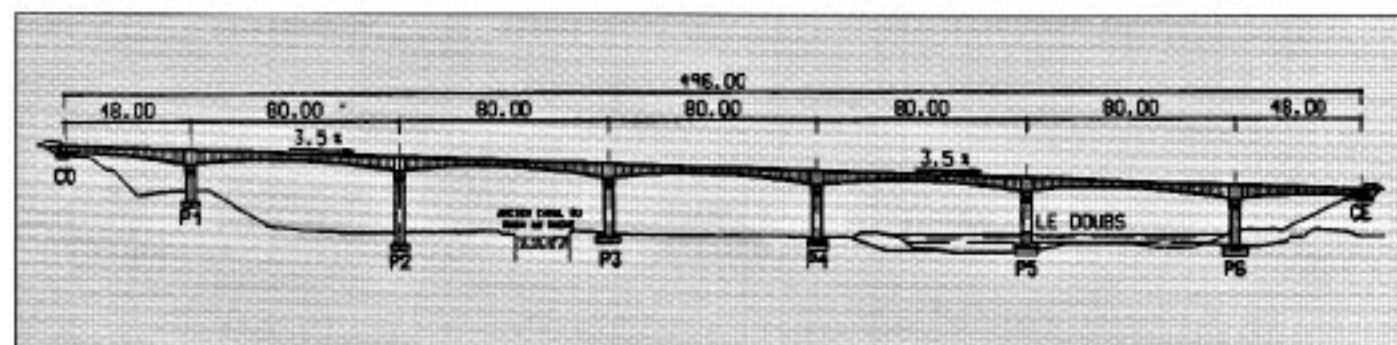
INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
Ville de Dole

Maîtrise d'œuvre :
DDE du Jura -
Arrondissement
Polyvalent de Dole,
assistée :
— du CETE de Lyon,
— d'Alain Spielmann,
architecte

Réalisation :
Groupement
d'entreprises :
— CAMPERON
BERNARD RÉGIONS
— ROUX

Études d'exécution :
— CAMPERON
BERNARD
— EUROPE ÉTUDES
GECT



Coupe longitudinale.

concours de la Division Ouvrages d'Art du CETE de Lyon et de M. SPIELMANN, Architecte.

Ce Dossier comportait l'étude des deux solutions mentionnées ci-dessus.

Après l'analyse des différentes offres, c'est le groupement d'Entreprises Campenon Bernard-Roux qui a été retenu sur la base d'une solution technique originale pour la construction du tablier.

Cette solution reprenait la solution en béton précontraint du DCE, en remplaçant les âmes en béton du caisson, par des âmes métalliques plissées.

Caractéristiques générales de l'ouvrage

L'ouvrage est droit, a une longueur totale de 496 m (48 m - 5 x 80 m - 48 m) et est en pente longitudinale constante égale à 3,5 ‰.

Le tablier porte une chaussée à 3 voies dont la largeur est égale à 10m50, bordée par deux trottoirs de 1m50 de largeur.

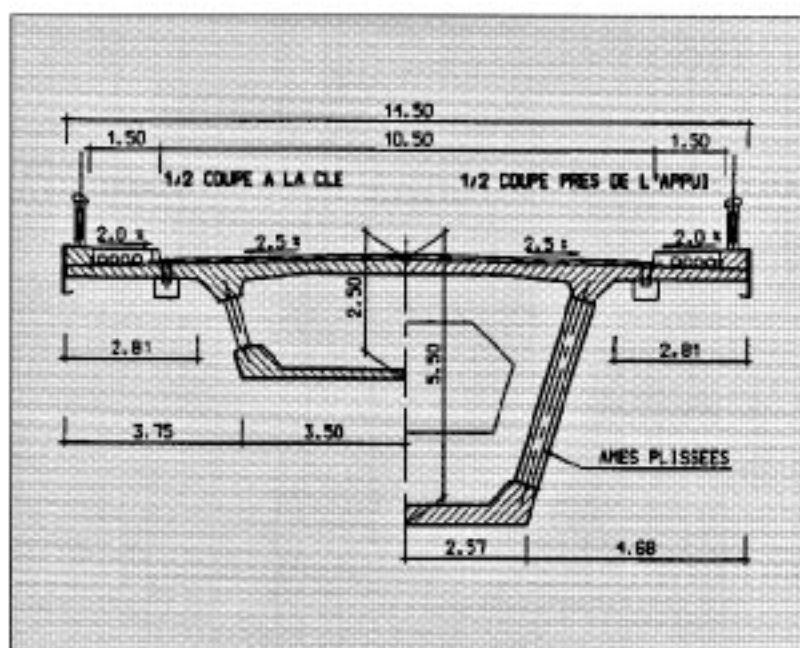
La largeur utile du tablier est égale à 13m50 pour une largeur de dalle égale à 14m50.

Les dispositifs de retenue situés en bordure de trottoir, sont des garde-corps renforcés vis-à-vis des chocs de véhicules.

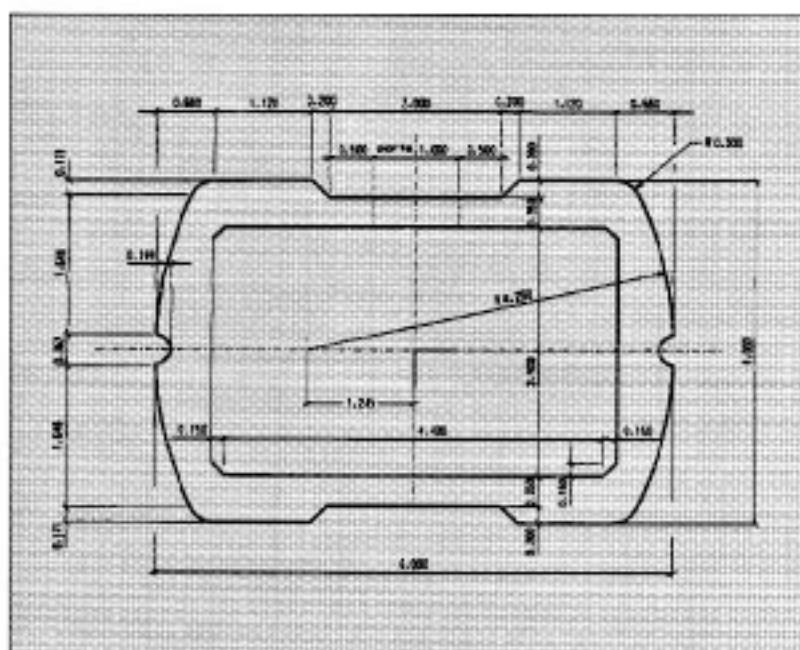
Caractéristiques des appuis

Le tablier s'appuie sur :

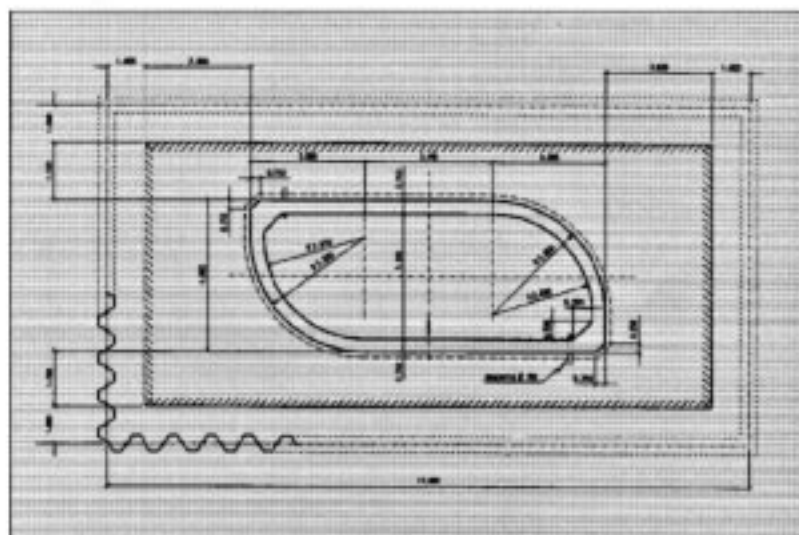
- une culée amont, fondée superficiellement sur le calcaire, en crête de « Corniche » ;
- des piles courantes fondées sur le calcaire, soit directement, soit à l'aide d'un massif en gros béton. Le fût dont la hauteur varie de 13m23 à 26m80 est constitué d'une section en forme de caisson creux, inscrit dans un rectangle de 4m x 6m ;



Coupe transversale.



Coupe transversale des piles courantes.



Coupe transversale de la pile P5 en rivière.

- une pile en rivière fondée sur le calcaire, à l'aide d'un massif en gros béton. Le fût, d'une hauteur de 18m93, est constitué d'une section en forme de caisson creux, inscrit dans un rectangle de 4m x 9m40. La partie vue de la pile a été habillée par un parement pierre;
- une culée aval, fondée superficiellement en tête d'un remblai de grande hauteur (hauteur entre

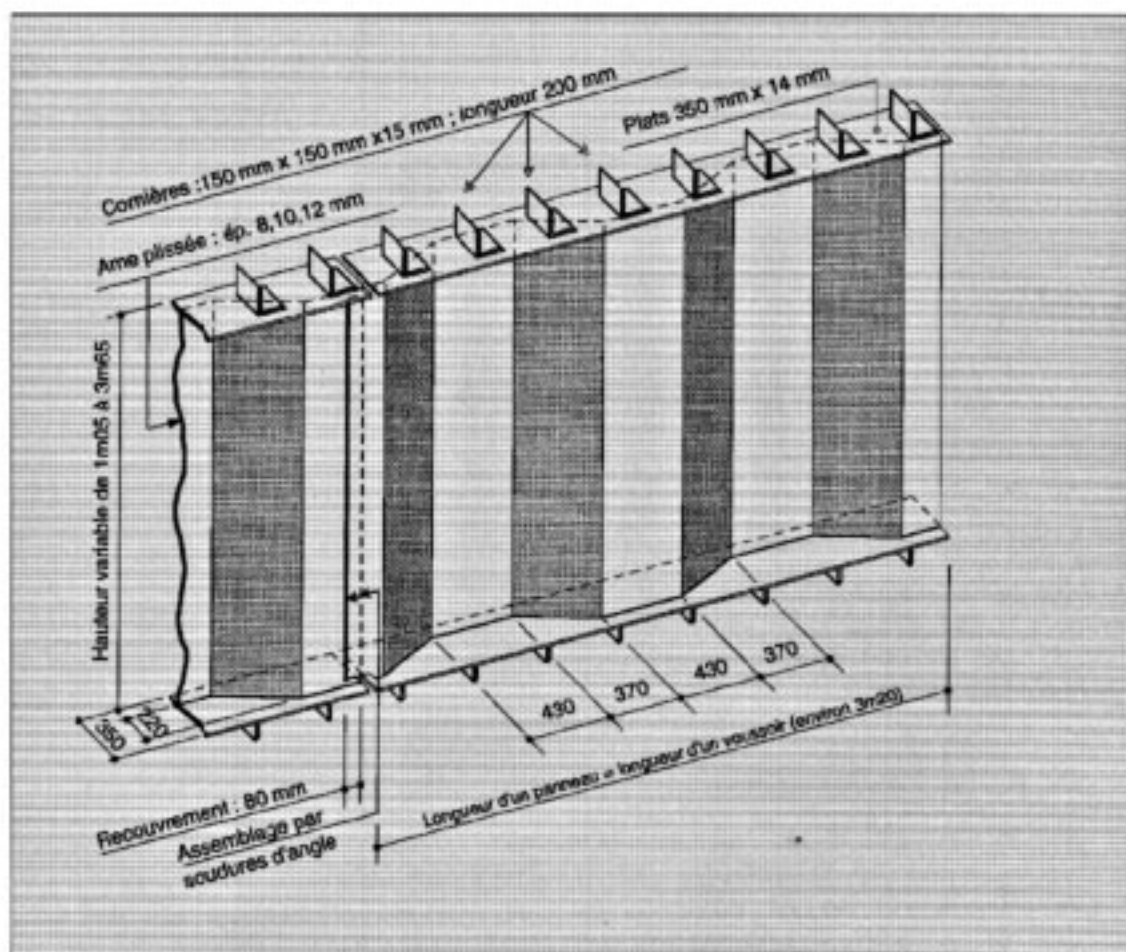
ligne projet et TN égale à 17 mètres environ). Afin d'assurer la stabilité, ce remblai a été réalisé par avance avec des pentes de talus égales à 2/1 (2 de base pour 1 de hauteur).

Caractéristiques du tablier

Le tablier est un caisson précontraint, à âmes plissées, de hauteur variable construit par encorbellements successifs. Les voussoirs sur piles et sur culées sont entièrement en béton.

Caractéristiques géométriques du caisson

- hauteur sur pile : 5m50;
- hauteur à la clé : 2m50;
- inclinaison des âmes : 17°;
- largeur du hourdis supérieur : 14m50;
- épaisseur du hourdis supérieur : variable de 0m22 à 0m38;
- largeur du hourdis inférieur : variable de 5m15 à 7m00;
- épaisseur du hourdis inférieur : variable de 0m20 à 0m40.



Panneaux d'âme plissée.

Les âmes plissées

Les âmes ont une hauteur variant de 1m05 à la clé, à 3m65 près des piles. L'épaisseur de ces âmes est variable de 8 à 12 mm.

L'amplitude de l'ondulation est de 220 mm et la distance entre plis égale à 430 mm.

Elles sont ancrées dans les hourdis par l'intermédiaire de connecteurs de type cornière. Des plats de liaison de 14 mm d'épaisseur permettent la transmission des efforts entre connecteurs et âmes.

La précontrainte

La précontrainte comprend 3 familles de câbles :

— La première famille est constituée des câbles de fléau de type 12T15, mis en place dans le hourdis supérieur et ancrés dans les goussets du hourdis supérieur.

Après chaque bétonnage d'une paire de voussoirs symétriques, deux câbles de fléau sont mis en tension (1 câble par âme).

— La deuxième famille est constituée des câbles « éclisses » de type 12T15, mis en place dans le hourdis inférieur, et ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

Ces câbles, au nombre de 5 par âme en travée courante, assurent la continuité de l'ouvrage. Ils sont mis en tension partiellement après réalisation d'un clavage, et entièrement après exécution de tous les clavages.

— La troisième famille est constituée des câbles de continuité de type 19T15, extérieurs au béton.

Ces câbles, au nombre de 4 par âme, sont mis en tension en fin de construction du tablier. Deux diaphragmes déviateurs en béton permettent de donner à la précontrainte un tracé trapézoïdal. Ce câblage est rendu continu par recouvrement de la moitié des câbles au droit des voussoirs sur pile. Ces câbles sont placés dans des gaines polyéthylène haute densité, injectés au coulis de ciment. Au droit des déviateurs et des voussoirs sur piles et culées, les gaines passent dans des tubes métalliques qui permettent le remplacement d'un câble.

Construction du tablier

Le tablier est construit par voussoirs symétriques de 3m20 de longueur à l'aide d'un équipage mobile.

Les éléments d'âme plissée d'une longueur de 3m28 environ sont mis en place avant bétonnage des hourdis, en recouvrement des éléments précédents, et reliés au ferrailage des hourdis par l'intermédiaire d'armatures traversant les connecteurs.

La continuité de l'âme ne sera réalisée qu'après avancée de l'équipage pour exécution du voussoir suivant.

Aucune liaison des semelles métalliques n'a été réalisée entre voussoirs.

Le bétonnage commence par l'exécution symétrique du hourdis inférieur, et finit par l'exécution du hourdis supérieur.

Dimensionnement de l'ouvrage

Les études d'exécution ont été réalisées par les bureaux d'études EEC Lyon pour les appuis et Campenon Bernard-Son pour le tablier, et leur vérification menée par le CETE de Lyon.

Flexion longitudinale

Le tablier a été dimensionné par un calcul classique de pont en béton précontraint construit par phases, en supposant que les âmes ne reprennent aucune contrainte normale.

Pour le calcul des sollicitations, les caractéristiques mécaniques ont été définies en ne tenant compte que de la section béton des hourdis. La section réduite vis-à-vis de l'effort tranchant a été définie en fonction de la section d'âme métallique.

La loi de fluage prise en compte est celle du BPEL 91.

L'ouvrage pourra livrer passage aux charges civiles et militaires définies dans le fascicule 61 titre II du Crc.

■ Contraintes normales

La justification a été établie en classe II.

■ Contraintes tangentes

Les contraintes tangentes ont été calculées selon les formules classiques de la RdM (Résistance des Matériaux) avec prise en compte de la torsion.

■ Vérification des âmes plissées

— Voilement local

Il s'agit de vérifier la stabilité locale sous cisaillement seul, d'un élément plan de panneau d'âme plissée.

La contrainte critique τ_{cl} de voilement local, a été prise égale à une fraction de la valeur critique τ_{cr} donnée par Timoshenko pour un élément de longueur infinie articulée sur les bords.

— Voilement global

Il s'agit de vérifier la stabilité globale sous cisaillement seul, de l'ensemble du panneau d'âme plissée. La contrainte admissible τ_a vis-à-vis du voilement global, a été prise égale à la moitié de la contrainte critique de voilement global τ_{cg} évaluée par Bergfeld pour une plaque anisotrope encastrée sur des semelles rigides et fixes.

— Voilement mixte

La contrainte admissible τ_m vis-à-vis du voilement mixte, a été prise égale aux 2/3 de la contrainte critique du voilement mixte τ_{cm} évaluée en tenant compte des contraintes critiques de voilement local et global par la formule :

$$1/\tau_{cm} = 1/\tau_{cl} + \tau_{cg}$$

— Stabilité au voilement

La stabilité au voilement des âmes plissées peut être considérée comme assurée, si la contrainte de cisaillement τ_a calculée en état-limite ultime est inférieure à :

— la contrainte de cisaillement limite de l'acier utilisé : $\tau_y = 0,6 f_y$

(f_y est la limite d'élasticité de l'acier utilisé)

— la contrainte critique de voilement local : τ_{cl}

— une contrainte de calcul égale à $\frac{0,9}{1,1} \sqrt{\tau_{cl} \tau_y}$

— la contrainte limite vis-à-vis du voilement global : $\tau_g = 0,5 \tau_{cg}$

— la contrainte limite vis-à-vis du voilement mixte : $\tau_m = 0,67 \tau_{cm}$

Pour tous les panneaux dont l'épaisseur est égale à 10 mm et 12 mm, la valeur minimale limite a été obtenue pour la première condition,

soit $\tau_y = 0,6 f_y = 213 \text{ MPa}$.

Pour les panneaux dont l'épaisseur est égale à 8 mm, la valeur minimale limite a été obtenue pour la dernière condition,

soit $\tau_m = 0,67 \tau_{cm} = 198 \text{ MPa}$

pour une hauteur de panneau égale à 1m46.

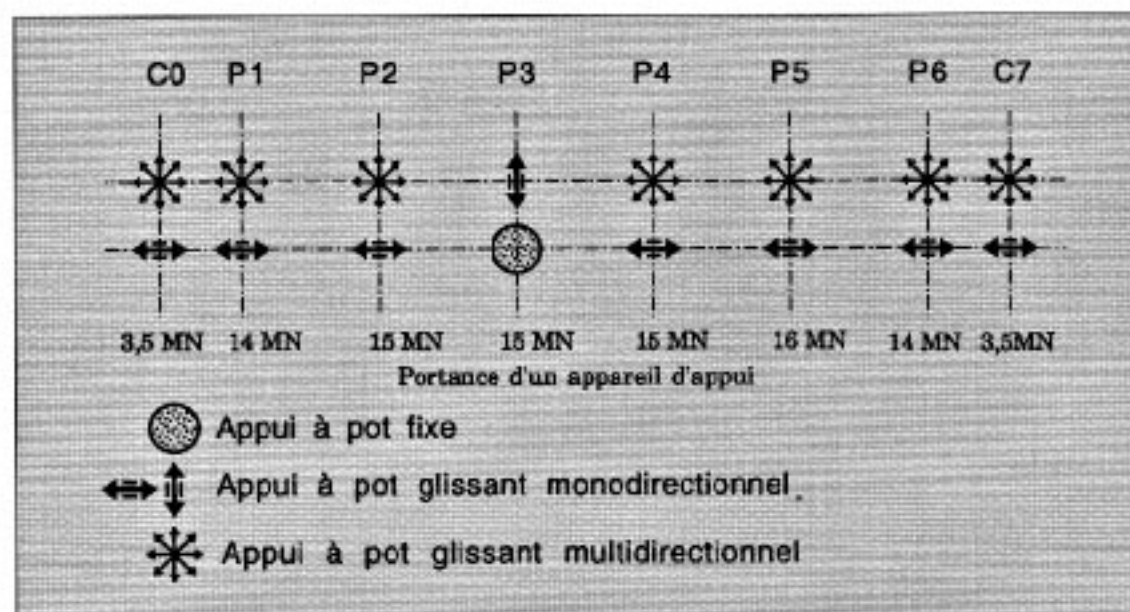
La contrainte de cisaillement maximale atteinte dans les âmes plissées du Pont de la Corniche ($\tau_u = 135 \text{ MPa}$), est obtenue à environ 25 mètres des piles pour une âme de 1 400 mm x 12 mm.

En supposant que l'âme seule, reprenne l'effort tranchant, cette contrainte maximale atteinte sans l'ouvrage τ_u serait égale à 211 MPa, ce qui est encore admissible.

■ Connecteurs

La connexion a été réalisée à l'aide de cornières 150*150*15 de 200 mm de longueur, espacées de 32 cm en moyenne.

La justification des connecteurs a été effectuée conformément au règlement de calcul des ponts mixtes, sauf pour la vérification en état-limite ultime.



Disposition des appareils d'appui.

La notion de sections remarquables n'est pas adaptée aux ouvrages dont la précontrainte n'est pas exclusivement appliquée aux abouts.

En conséquence, la justification en état-limite ultime a été effectuée de façon analogue à la justification en état-limite de service.

Flexion transversale

Le hourdis supérieur a été justifié en section courante comme simplement appuyé sur les âmes distantes de 7m50, avec des encorbellements de 3m50 de largeur.

Ce mode de fonctionnement augmente notablement la quantité d'aciers passifs mis en place dans le hourdis supérieur par rapport au fonctionnement d'un caisson béton avec encastrement partiel du hourdis sur les âmes.

Appuis

Le tablier repose sur les piles et culées par l'intermédiaire d'appuis spéciaux (voir schéma ci-contre).

L'effort horizontal induit, par variation de longueur du tablier, dans les piles courantes et culées, sauf P3 (fixe), a été borné à 5% de la charge verticale sur l'appui.

Pour P3 (fixe), l'effort horizontal induit, par variation de longueur du tablier a été calculé en prenant un coefficient de frottement de 5% pour les appuis situés d'un côté de P3 et 3,5% pour les appuis situés de l'autre côté de P3.

Les piles ont été justifiées en tenant compte d'une chute éventuelle d'un équipage mobile de 45 tonnes et du choc de bateaux sur la pile P5 implantée

dans le cours d'une voie d'eau navigable de catégorie A (grand gabarit).

Les fondations superficielles des appuis ont été justifiées selon le fascicule 62 titre V du CCTG. La contrainte de référence (σ_{3d}) atteinte en service sous combinaison rare est égale à 0,85 MPa sous la pile P1 et à des valeurs inférieures sous les autres piles.

Conclusions

L'ouvrage est actuellement en cours de finition. La construction du tablier n'a pas posé de problèmes majeurs.

L'aspect esthétique du tablier est un plus, pour cette ossature, dont la partie métallique casse la monotonie d'une surface plane, et peut être traitée par couleurs. La partie visible et d'épaisseur variable du hourdis inférieur, souligne le galbe de la structure.

Cette ossature permet également une simplification et un allègement de l'équipage de bétonnage, et évite les difficultés de mise en place du béton à travers et dans les âmes inclinées traversées de gaines, d'un caisson «classique» en béton.

Le ratio d'aciers passifs est relativement important dans les hourdis en zone courante en raison du non encastrement du hourdis sur les âmes vis-à-vis de la flexion transversale, et de l'importance des cadres situés dans les goussets vis-à-vis des efforts de glissement transmis par les connecteurs.

Le gestionnaire de l'ouvrage devra prévoir un entretien ultérieur et régulier de protection des âmes contre la corrosion.

Le Pont de la Corniche est le quatrième pont à âmes plissées construit en France après le Pont de Cognac, le Viaduc de Maupré (déviations de Charolles) et le Pont d'Astérix. C'est le premier pont à âmes plissées construit par encorbellements en France.

Compte tenu du gain de poids possible avec une telle ossature (environ 20% de gain sur les charges permanentes en travée pour le pont de la Corniche), c'est dans le domaine des portées plus importantes que les âmes plissées seront les plus économiques. Ce gain de poids est très atténué pour la justification des appuis et est pratiquement nul pour la justification des fondations.

J.-M. REINHARD



QUELQUES CHIFFRES

TABLIER :

Béton	4 100 m ³
Précontrainte	150 tonnes (47 kg/m ³ de béton)
Aciers passifs	850 tonnes (217 kg/m ³ de béton)
Acier pour panneaux	
âmes plissées	240 tonnes (dont 75 t pour semelles)
Acier pour connecteurs	41 tonnes

APPUIS :

Gros béton de fondation	1 200 m ³
Béton	2 400 m ³
Acier passifs	200 tonnes (83 kg/m ³ de béton)

PONT JEAN ZUCCARELLI

à Montpellier

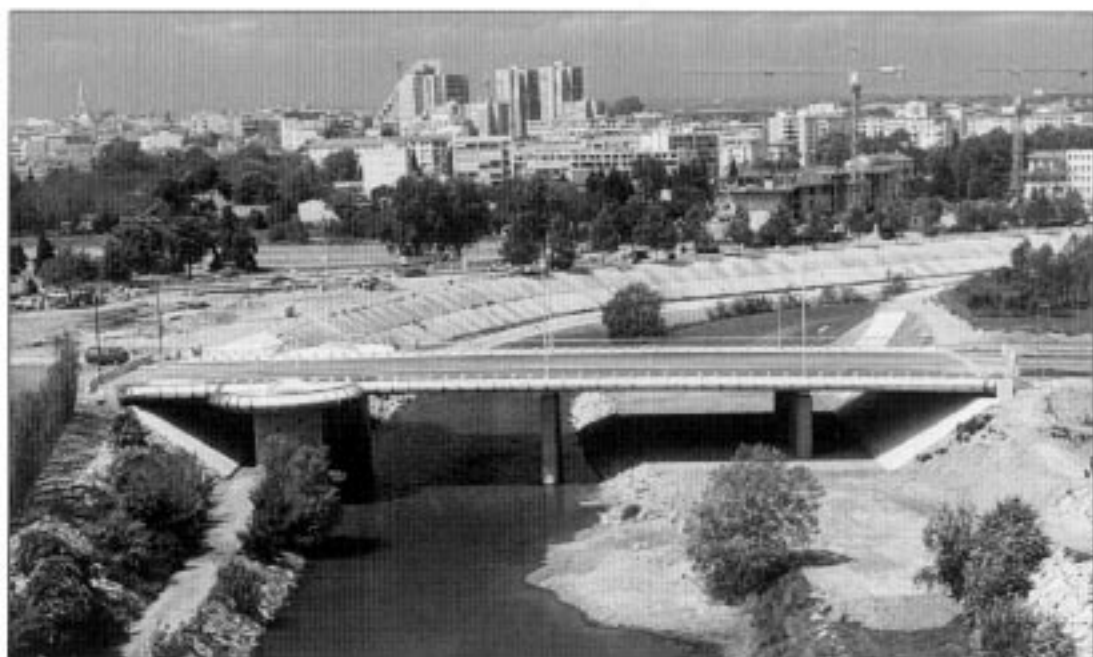


Photo Patrick Chapiro

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
District de
l'agglomération de
Montpellier

Maîtrise d'œuvre :
Dne de l'Hérault,
Études :
Daniel LABORDE,
ingénieur TPE, assisté
du Bureau d'Études
TONELLO
Suiv. travaux : Jean-
Pierre ROCH, ingénieur
TPE

Architecte :
Vincent BELLORTIER

Génie civil :
Grosjean : SOGIA-
Bric
Bureau d'Études :
Europe Études GECT

Serrurerie :
SATI

Éclairage :
Conception :
Architecture Lumière
Réalisation : CECELEC-
SOMER

Définition de la commande

Le District de l'Agglomération de Montpellier a décidé la réalisation d'un Deuxième Axe Prioritaire permettant la circulation des Transports en Commun en Site Propre (Tcsp), dans le but de maintenir le niveau de service du réseau à court terme, en assurant la desserte de l'extension de l'urbanisation. Cet itinéraire constitue également un des corridors d'étude de la première ligne du futur Tcsp de l'agglomération.

Le Pont Jean Zuccarelli constitue l'ouvrage de franchissement du Lez sur ce tracé. Outre la circulation des transports en commun, il assure les liaisons interquartiers véhicules particuliers, cycles et piétons et permet la déviation d'un trafic de transit en contournement du Centre Ville.

Ce pont de 30 mètres de large (au centre 2 voies de transport en commun de 3,50 m, et de part et d'autre un séparateur de 0,50 m, 2 voies pour véhicules légers - 6,50 m - et un trottoir de 4,50 m accueillant les deux roues sur une bande réservée) pour 80 mètres de long, composé d'une dalle de section lenticulaire en béton précontraint, repose

sur des piles constituées de quatre fûts elliptiques de 1,50 m x 1,20 m fondées sur pieux.

Dans la perspective d'un futur Tcsp de surface, l'ouvrage doit être dimensionné en considérant les caractéristiques géométriques et physiques d'un tramway.

Le programme de la mission de conception architecturale a énoncé les 3 principes devant présider à la définition de l'ouvrage :

- assurer le lien entre des quartiers à l'architecture contrastée. Consuls de Mer en rive droite présentant un front bâti continu et Richter en rive gauche séparé du Lez par un parc urbain de 8 ha sur lequel est implantée la faculté de Droit et des Sciences Économiques ;
- continuer à aménager les transparences visuelles sur le Lez en cohérence avec l'obligation hydraulique de réduire au minimum le nombre d'appuis ;
- à moyen terme, accueillir les animations à définir en fonction des activités organisées sur le cours d'eau réaménagé.

Dès ses premiers croquis, M. Bertollier, architecte du projet, a souhaité concentrer sa réponse sur la

forme du tablier: «J'ai imaginé un pont de section transversale lenticulaire, le plus mince possible, et de sous-face lisse: ceci afin que l'air passe le mieux possible sous l'ouvrage, et de sorte que la lumière, réfléchiée par le futur plan d'eau, éclaire ce "plafond" bombé, sans aucun effet d'ombre».

Les avantages résultant de ce choix furent par ailleurs:

- d'offrir un ouvrage très mince en rive, pour les perceptions latérales lointaines,
- d'offrir aux usagers du pont une surface bombée; propice aux vues vers le Lez,
- de permettre, en partie centrale, la création d'un décaissé destiné à l'encastrement des rails dans l'hypothèse éventuelle d'un transport en commun de type tramway.

L'article décrit la particularité du tablier qui a nécessité une précontrainte transversale et longitudinale.

La réponse de l'Ingénieur

La Direction Départementale de l'Équipement de l'Hérault, Maître d'œuvre du projet, a souhaité voir intervenir le Bureau d'Études Tonello pour l'étude du tablier.

Celui-ci a eu trois préoccupations.

Répondre à la commande

Les objectifs d'aspect et les données fonctionnelles étant acquis, il s'est interrogé sur la meilleure façon de les satisfaire sur le plan mécanique. Malgré la modestie des portées dans le sens longitudinal: 15,60 m - 23,40 m - 23,40 m - 15,60 m, il était convaincu que:

- les proportions du tablier en plan (30 x 79,80) étaient inhabituelles et que la direction transversale méritait autant de soins que la longitudinale;
- les épaisseurs étaient importantes (1,20 maximum) générant un gros volume de béton à mettre en œuvre (2 300 m³);
- le poinçonnement de la dalle par des appareils d'appuis en nombre réduit méritait l'attention, compte tenu de l'écartement transversal inhabituel de ceux-ci: 7,50 m;
- la forme lenticulaire avec ses variations de 0,35 m à 1,20 m pouvait conduire à des difficultés:
 - par les conséquences de l'exothermie et du retrait du béton sans doute très variables entre les bords et le centre,
 - par la tendance qu'ont les zones épaisses à vouloir «porter» les zones minces dans des conditions que le «meilleur calcul» ne saurait révéler.



Vue générale de l'ouvrage de nuit.

Toutes ces raisons combinées ont incité à préconiser une précontrainte «généralisée» du tablier, tant longitudinale que transversale en utilisant au mieux les effets de celle-ci. Pour cela le dessin en plan du câblage a fait l'objet d'une recherche.

Il est en effet habituel de procéder par câblages longitudinaux parallèles en distribuant ensuite les actions descendantes des câbles, d'appui à appui, au prix de flexions qui restent modestes si l'on s'en tient à des portées de 3,0 à 4,0 m. Pour réaliser 7,50 m il a fallu «transporter» la charge permanente par les câbles longitudinaux en les étalant en travée autant qu'il est possible et en les faisant converger sur les points d'appuis (figure 1). Ce faisant, la réaction de chaque appui a été opposée à la contre-courbure de tous les câbles longitudinaux. On obtient ainsi une réduction très sensible de l'effet de «chevêtre incorporé» dans l'état permanent.

Bien entendu les charges permanentes situées sur une ligne d'appui (précisément entre les appuis) ne sont pas soumises à un contre effet de câble longitudinal. Une précontrainte transversale s'avère

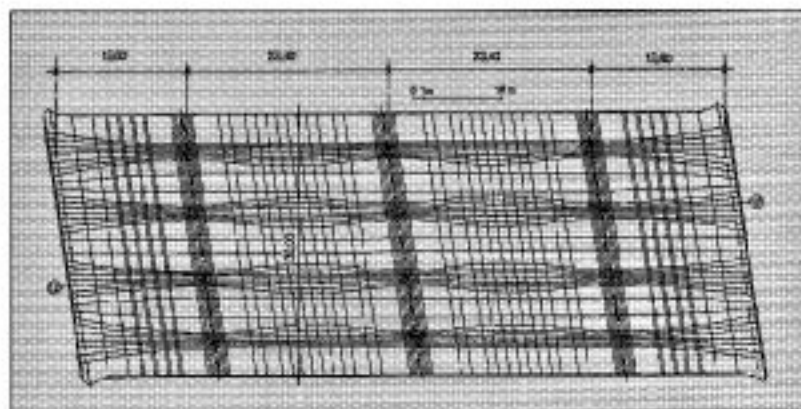


Figure 1: précontrainte - Vue en plan.

Mais la forte courbure des rails (25,0 m) et la fatigue qui en résultera à l'exploitation a inquiété les techniciens du tramway qui, sans douter du bien fondé du raisonnement, ont souhaité sur la ligne d'appui en rive droite, avoir plus de garanties quant au soufflé minimal du joint de chaussée. Cette demande a été satisfaite en se réservant la possibilité dans l'avenir de fixer le tablier en rive droite et de localiser sur cet axe peu chargé verticalement les actions horizontales de freinages tant routier que ferroviaire. Des réservations pour tirants actifs (4 x 12 T 15) ont été ménagées; des plaques acier en attente permettront la liaison recherchée.

Assurer la faisabilité de la solution retenue

Le mode de réalisation par demi tablier s'est vite avéré « incontournable » si l'on voulait exécuter cette plaque de 2 300 m³ dans des conditions:

- d'une part réalistes conduisant à une structure intègre en tout point,
- d'autre part économiques par le réemploi d'un cintre réduit à 50%.

La réalisation successive de deux tabliers séparés transversalement par une bande de clavage a nécessité qu'un câble transversal sur deux soit équipé d'un coupleur bien « isolé » du béton. Il a été ainsi possible de:

- précontraindre transversalement le premier demi tablier à 50%,
- précontraindre ensuite transversalement la totalité du tablier.

Satisfaire aux conditions réglementaires

■ À la conception

Afin de ne pas alourdir l'analyse du comportement en investissant dans un modèle trop lourd, une grille de poutres d'inerties variables dépourvues volontairement de rigidité de torsion a été construite.

C'est, au sein du Cabinet Tonello, Alain Chabert (aujourd'hui IPC au SETRA) qui s'est consacré au montage du modèle, à son chargement et à son exploitation. Les précontraintes ont été choisies au cours de corrections successives conduisant au Dossier de Consultation des Entreprises qui a précisé l'obligation contractuelle de réaliser deux demis tabliers successifs (figure 5).

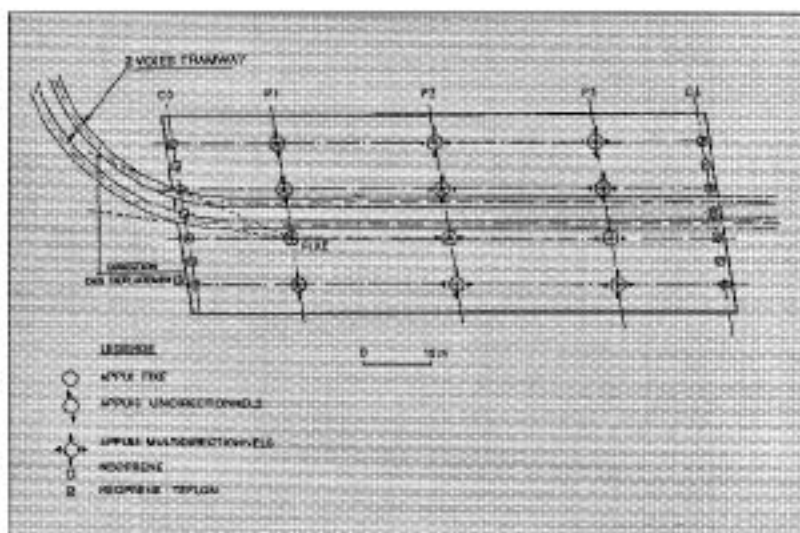


Figure 4: dispositions des appuis. Mouvements transversaux.

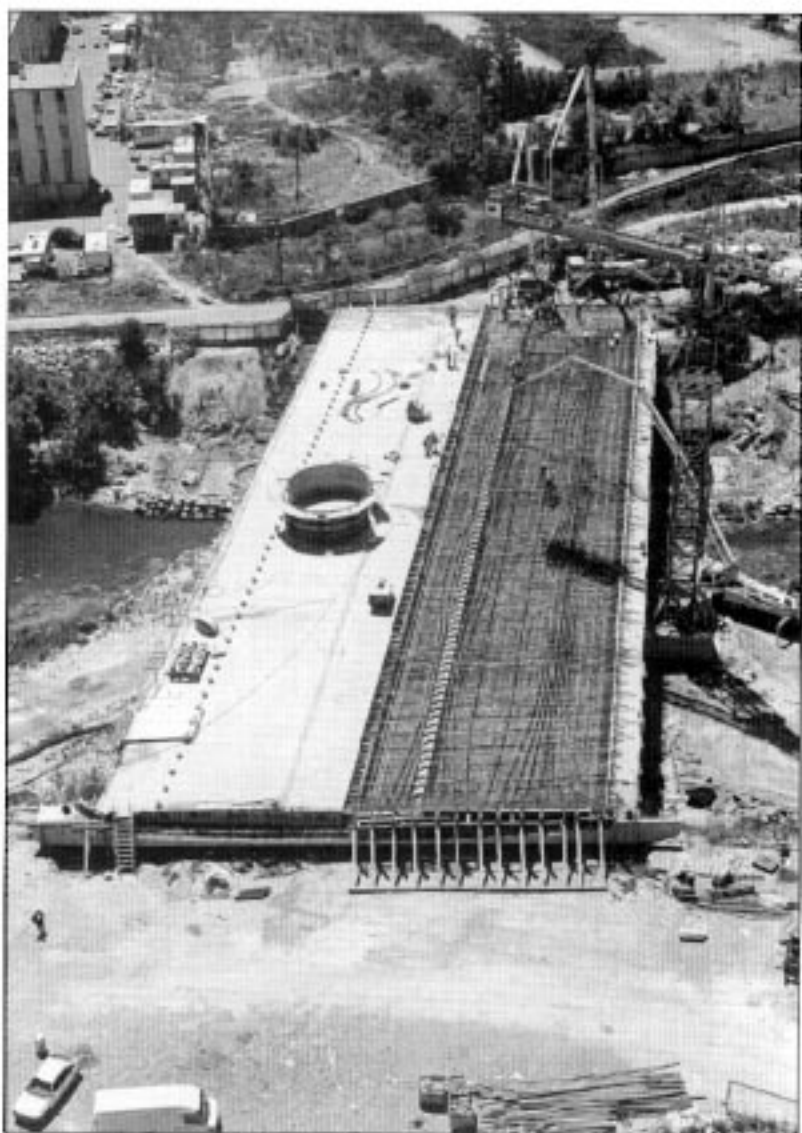


Figure 5: réalisation par demi-tablier.

■ À l'exécution

Europe Études GECTI a procédé avec HERCULE à la vérification des dispositions proposées.

Le rapprochement des résultats a été tout à fait satisfaisant. Nous donnons ci-après quelques valeurs de contraintes, d'efforts et de déformations :

- compression moyenne longitudinale : 5,9 MPa
- précontrainte transversale moyenne : 1,1 MN/m
- déformation verticale permanente max. : 3 mm
- fibres supérieures longitudinalement
 - compression max. : 10,5 MPa
 - compression min. : 0,9 MPa
- fibres supérieures transversalement
 - compression max. : 6,5 MPa
 - traction : 1,0 MPa rare
 - traction : 0,5 MPa fréquent
- fibres inférieures longitudinalement
 - compression max. : 10,7 MPa
 - compression min. : 0,46 MPa
- fibres inférieures transversalement
 - compression max. : 5 MPa
 - traction : 3,8 MPa rare
 - traction : 1,7 MPa fréquent.

On relèvera :

- la modestie des compressions,
- les tractions élevées atteintes sous gradients (3,8 MPa),
- le fait que toutes ces valeurs sont toujours atteintes sur des appuis et n'affectent pas les câbles quand il s'agit des fibres inférieures.

Les performances du B 50 préconisé trouvent leur justification dans :

- la valeur $f_{ct28} = 3,6$ MPa qui assure la classe II ;
- la résistance au poinçonnement du tablier (réactions de 8,5 MN dans 0,95 m d'épaisseur et de 6,5 MN dans 0,90 m d'épaisseur).

Jean TONELLO
Jean-Luc PALLE

QUELQUES CONSIDÉRATIONS SUR LE CALCUL DES PLAQUES EN BÉTON ARMÉ OU À PRÉCONTRAÎTE PARTIELLE (J. TONELLO)

La recherche des armatures passives après fissuration résulte d'une transformation de :

M_x, M_y, M_{xy}
en

M_1, M_2 selon les directions d'armatures avec « supplément » de celles-ci pour compenser la non capacité de résister au gauchissement (torsion).

Cette non capacité est le fait des zones où les moments de torsion sont élevés. Ailleurs le béton seul acceptera le gauchissement. Ce phénomène est vérifiable si l'on mesure les déformations des grandes dalles et que l'on constate qu'elles dépassent les valeurs des modèles. Ceci n'est pas que le fait des inerties de sections fissurées en flexion, mais aussi le fait des « gauchissements » transformés en « flexions ».

Nous voyons donc de réels mérites à analyser certaines plaques par des grilles orientées selon les directions d'armatures ; selon les capacités de certaines zones à rester non fissurées sous torsion, nous donnons aux barres des rigidités de torsion. Dans les autres, les barres sont dépourvues de cette rigidité.

Bien sûr, ces zones sont spécifiques à chaque chargement et la difficulté est de les choisir pour l'ensemble des cas de charge.

Reste ensuite à vérifier que l'inertie de flexion de la section en béton armé s'éloigne ou ne s'éloigne pas de celle du modèle comme on le fait dans les poutres lorsque l'on veut mieux approcher les déformations.

$$\left(\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_s + \epsilon_h}{d} \right)$$

MONTANT DE L'OPÉRATION - FINANCEMENT

MONTANT	
— Génie civil	18 011 000 F HT groupement Sosea/Bec
— Serrurerie	977 000 F HT SATI
— Éclairage	750 000 F HT groupement Cegolec/Somel
— Divers VRD, essais	1 065 000 F HT
TOTAL	20 803 000 F HT
FINANCEMENT	
• DISTRICT	18 053 000 F
• ÉTAT	2 750 000 F (Contrat de modernisation des Transports en commun)

Renforcement par précontrainte additionnelle

VIADUC DE L'ÎLE D'OLÉRON

L'île d'Oléron, située au sud de La Rochelle et au nord de l'embouchure de la Gironde est la plus grande des îles côtières françaises. Cette île jouit d'un climat agréable — les mimosas y abondent — qui justifie sa vocation touristique. Au premier rang des ressources locales, on doit citer l'ostréiculture très développée dans le célèbre bassin de Marennes.

Le viaduc Oléron-continent a été réalisé entre 1964 et 1966 par l'entreprise Campenon Bernard.

L'ouvrage proprement dit présente une longueur entre culées de 2 862 mètres (2 994 m avec ces dernières). Il comporte neuf tronçons séparés par des joints. Les deux tronçons de rive sont constitués de travées de 39,50 m de portée et les sept tronçons centraux de travées de 79,00 m de portée. Au niveau des joints, l'ouvrage comporte des appuis simples en cailloutis. Les consoles courtes portées transmettent les réactions d'appui aux consoles courtes porteuses par des appareils d'appui en néoprène. Au total, le tablier repose sur 45 piles en mer. Ce pont a été réalisé à l'aide de voussoirs préfabriqués mis en place avec une poutre de lancement.

Le tablier livre passage à une chaussée de 9,00 m de largeur exploitée en deux voies de 7,00 m encadrées par des bandes cyclables de 1,00 m chacune et à deux trottoirs de 0,80 m chacun.

Ce viaduc est « le cordon ombilical » de l'île car en plus du trafic routier (plus de 25 000 véhicules/jour en été), il achemine toute l'eau potable par une canalisation de 600 mm de diamètre, toute l'énergie électrique par deux lignes triphasées de 90 000 volts

et deux lignes 20 000 volts et toutes les communications téléphoniques par câbles à fibre optique.

L'importance stratégique de ce viaduc n'échappe pas au Conseil Général de la Charente-Maritime qui a toujours consacré beaucoup d'attention et les crédits nécessaires à la surveillance, à l'entretien et aux réparations de ce viaduc exceptionnel. Cet ouvrage fait l'objet d'un suivi méticuleux réalisé en partenariat entre les services techniques du département et de la Direction Départementale de la Charente-Maritime (ETN Saintes et CDOA) assistés par le CETE du Sud-Ouest (DOA et Laboratoire Régional de Bordeaux).

Le suivi de l'ouvrage et les investigations détaillées

L'ouvrage a fait l'objet notamment :

- D'inspections détaillées - extérieur et intérieur en 1973-1974-1975 / 1982.
- De campagnes de gammagraphie en 1972 / 1980 / 1986 / 1987.
- De nivellements de précision en 1974 / 1975-1976 / 1988.
- De campagnes de réinjection en 1972 / 1980 / 1992-1993.
- De mesures sous variations de température, sous gradient thermique et sous chargements d'épreuve en 1974 et en 1979.
- D'investigations diverses : mouvements tablier/piles - fissuométrie en 1974 / 1977 / 1979.
- De changement d'appareils d'appui en 1978 (cantilever) / 1981-1982 / 1985 (cantilevers).
- D'investigations sur câbles des consoles - analyse chimiques - investigations sur acier => cachetage réinjections de 1985 à 1990.
- D'un recensement complet de l'ouvrage avec hypothèses actuelles en 1988 et 1989.
- D'un dossier de Synthèse en Mai 1989 « Viaduc d'Oléron - 25 ans de service ».

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
Conseil Général du
Département de la
Charente-Maritime

Maîtrise d'œuvre :
DDE de la Charente-
Maritime -
Études et Travaux de
Saintes - CDOA

Projet de réparation :
En partenariat :
— Direction des
Infrastructures du
Département de la
Charente-Maritime
— DDE de la Charente-
Maritime ETN
— CAMPENON
BERNARD
(constructeur)
— CETE du Sud-Ouest
DOA

Réalisation :
VSL (mandataire)
BOUYGUES

Études d'exécution :
BE TP BOUYGUES

Contrôle :
CETE du Sud-Ouest -
DOA (plans et notes de
calcul)
Laboratoire Régional
de Bordeaux et
Laboratoire
Départemental de la
Charente-Maritime
(pour les matériaux)

L'étude de confortement et le dossier d'appel d'offres

L'ensemble de ces investigations a permis d'établir un dossier de synthèse constituant en quelque sorte le bilan de santé du viaduc.

Nous le résumons en indiquant quelques chiffres qui caractérisent les déficits en précontrainte longitudinale. Ces déficits n'ont rien d'anormal pour un ouvrage conçu et réalisé en 1963/1966 donc bien avant que les phénomènes de redistribution d'efforts par fluage, de gradients thermiques, d'efforts de diffusion de précontrainte soient bien quantifiés et que leur prise en compte soit rendue réglementaire par la circulaire du 2 Avril 1975.

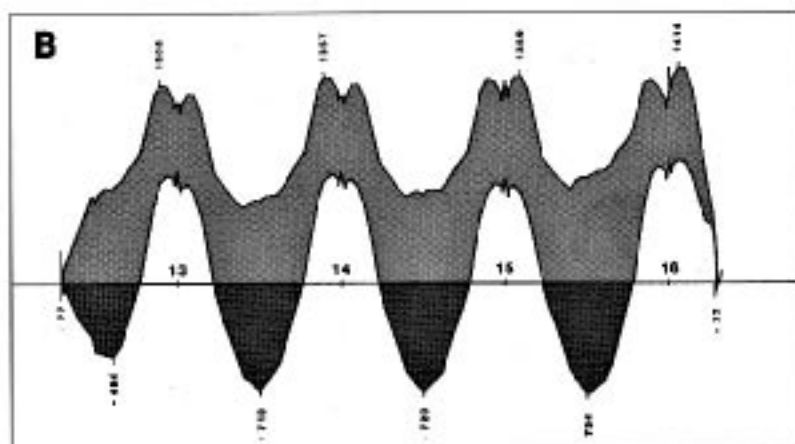
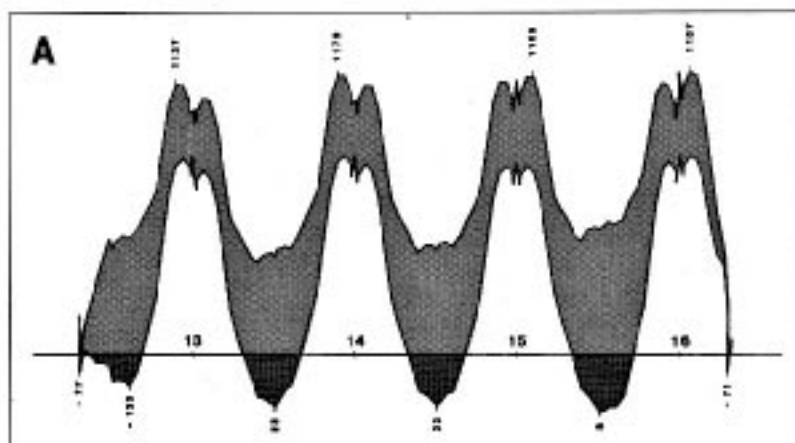
	Sous combinaisons fréquentes T/m ²	Sous combinaisons rares T/m ²
Travée de 79,00 m	200/250	600/750
Travée d'accès de 39,50 m	0/40	150/300

Les figures ci-après illustrent ces déficits pour la fibre inférieure du tronçon central de l'ouvrage :

Courbes enveloppes des contraintes engendrées sur la fibre inférieure (pour le tronçon central de l'ouvrage)

A - Combinaison fréquente.

B - Combinaison rare.



Un projet de renforcement fut établi à partir de cette étude. Les contraintes finales après renforcement ne comportent plus aucune zone tendue.

Il consistait à renforcer les 7 tronçons centraux à l'aide de 2 x 2 câbles, soit par âme 1 x 27T15 + 1 x 35T15 - 1 770 MPa - T88, déviés sur pile et déviés et ancrés dans deux blochets/déviateurs cloués par précontrainte et situés à quelques mètres de part et d'autre du voussoir de clé des travées centrales.

Les câbles du type démontable (double tubage) logés dans les gaines PEHD 6 bars injectés au coulis de ciment avaient tous une longueur inférieure à 100 mètres. Aux extrémités une précontrainte courte permettait de renforcer les consoles cantilevers portées et porteuses — ces câbles ou barres étant ancrés dans les massifs des câbles principaux. Il ne faut pas, en effet, perdre de vue que c'est la crainte d'une rupture de ces consoles tenues par câbles insuffisamment injectés et cachetés qui a initié les grosses investigations et le projet de renforcement.

Trois points importants doivent être ici, à ce propos, soulignés :

- le caractère indispensable d'une surveillance attentive et vigilante des ouvrages : on a ainsi pu voir à temps ;
- le fait que les aciers de précontrainte même insuffisamment protégés ne cassent pas forcément dans un délai rapide. Cet exemple et d'autres devraient inciter certains de nos amis et collègues étrangers à ne pas faire « un blocage » vis-à-vis de la technique de la précontrainte ;
- la nécessité quand on découvre des situations à risques majeurs d'intervenir vite et bien : les câbles de ces parties en console après de minutieuses investigations ont été recachetés et injectés sous vide dans ces zones vulnérables bien avant le projet de renforcement que nous exposons.

Les clouages des massifs étaient prévus avec des barres de précontrainte courtes de 50 mm de diamètre injectées à la cire de pétrole.

C'est cette étude détaillée qui permet de bâtir un dossier de consultation des entreprises avec une solution de base bien étudiée sur laquelle les entreprises devaient obligatoirement répondre mais avec la possibilité de présenter des variantes dans les limites bien définies au RPAO.

La mise au point de la variante Entreprise

C'est l'entreprise VSL (mandataire) associée à Bouygues BETP qui fit l'offre à la fois mieux disante et moins disante, tant sur la solution de base que sur les variantes.

La variante présentée comportait les points originaux suivants :

- câbles de renforcement d'une seule longueur par tronçon, ancrés dans des massifs situés à quelques mètres des consoles pour pouvoir être mis en tension par les deux extrémités. Ces câbles étaient plus puissants pour compenser les pertes par frottement plus importantes (environ + 10%)
2 x 35T15S - 1 860 MPa - T_{BR};
- déviateurs sur pile conçus sous forme de portiques autostables (donc non cloués à la structure) constitués de poteaux et d'une traverse préfabriquée (diminution des retraits) (voir figure 3);
- déviateurs en travée regroupés près de la clé.

Cette variante fut améliorée au cours de la mise au point du marché notamment sur les points principaux suivants :

- accrochage des consoles porteuses ou portées par un prolongement de la précontrainte en unité moins puissante courtes (voir figure 4);
- écartement des déviateurs en travée pour optimiser l'effet de la précontrainte de renforcement et clouage de ces déviateurs à la structure pour améliorer le passage des efforts et combattre les effets des retraits différentiels (voir figure 5).

Lors des études d'exécution, une nouvelle amélioration fut apportée. BE d'entreprise et BE vérificateurs (DOA du CETE) faisant chacun tourner leur programme de leur côté, stimulés par l'objectif d'arriver chacun à un mieux, nous en sommes arrivés à modifier la forme du câblage dans les travées d'extrémités en supprimant les déviateurs qui y étaient prévus — d'où une simplification et une économie — le tracé finalement retenu était meilleur pour la « correction des contraintes » et diminuait par ailleurs les réactions des tronçons renforcés sur les consoles toujours considérées comme des parties sensibles et vulnérables (voir figure 6, page suivante).

Méthodes et moyens d'exécution - Contrôles

L'accès au caisson se fait :

- soit à partir de la culée par la porte d'accès « normale »;
- soit à partir d'une ouverture réalisée dans le hourdis inférieur près de la culée par l'entreprise pour ses besoins de chantier;
- soit à partir de trous d'hommes existants au niveau de l'extrados de chaque tronçon.

Les travaux ne nécessitent aucune intervention par l'extrados.

Figure 5 : déviateurs en travée.

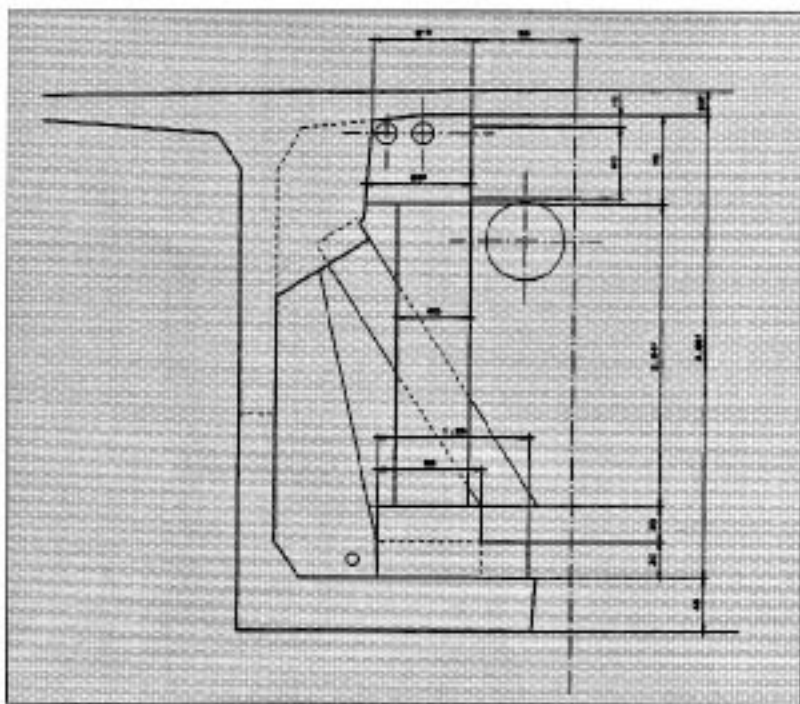


Figure 3 : déviateur sur pile.

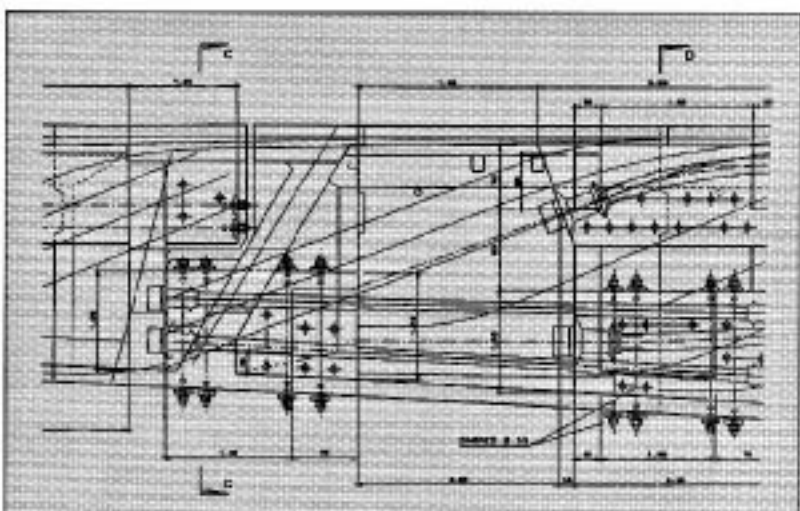
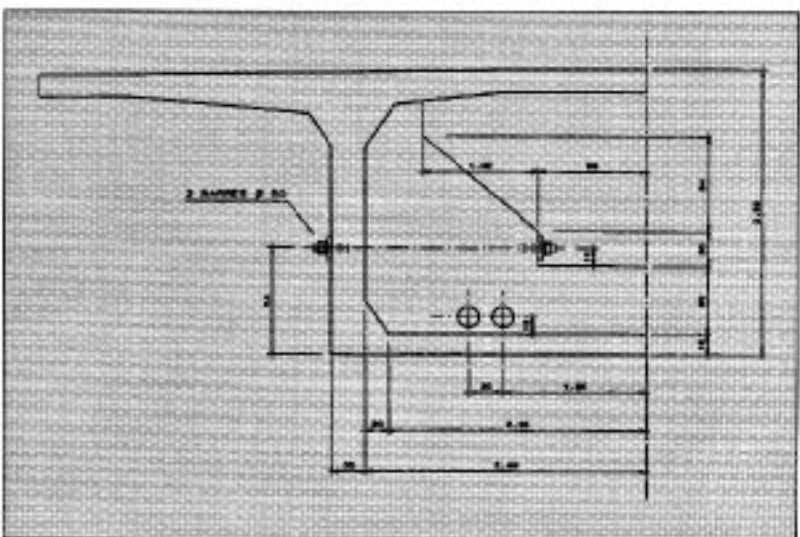


Figure 4 : massifs d'ancrage et prolongement de la précontrainte jusqu'aux consoles.



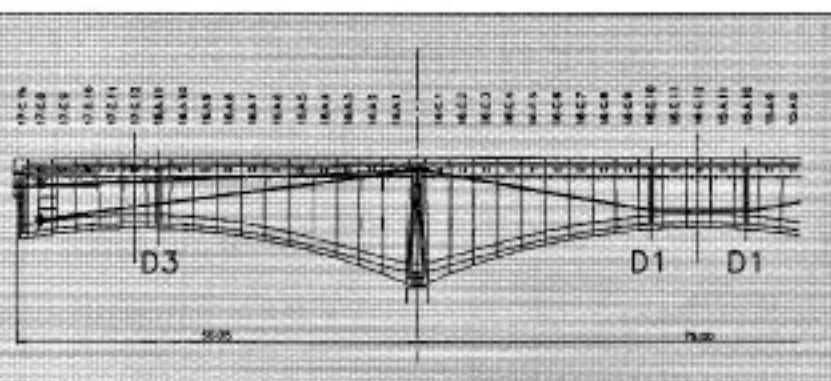


Figure 6: schéma du câblage de renforcement.

Nous ne traitons pas ici du chantier préalable « annexe », quoique très important du déplacement de tous les câbles électriques de haute tension et de leurs suspentes et du déplacement de quelques suspentes de la canalisation d'eau. Mais il faut rappeler l'existence de ces réseaux qui compliquent fortement le chantier même quand toutes les contraintes ont bien été communiquées au départ à l'entreprise.

La circulation est maintenue en permanence sur l'ouvrage à quelques courtes coupures près lors des mises en tension de câbles et des épreuves. Le béton est acheminé par toupies et pompes; les canalisations passant par divers orifices existants (joints - réservations d'origine diverses). Une passerelle spéciale déplaçable sur chemin de rail sur trottoir permet les interventions à l'extérieur (âme et sous-face) tout en maintenant un gabarit routier permettant le croisement des véhicules.

En préalable aux forages exécutés au carottier diamant de 80 mm de diamètre (pour tubes de 70 mm de diamètre) une campagne gammagraphique soignée et des repérages d'armatures passives étaient imposés au marché et rémunérés par les prix du marché.

Les barres de précontrainte sont tendues en plusieurs phases avec quelques jours d'intervalle entre la dernière et l'avant-dernière mise en tension (on gagne sur la relaxation et sur les « mises en place mécaniques »). Certaines barres munies de capteurs à demeure permettent de suivre l'effort actif dans le temps. Tout est prévu pour pouvoir relendre si nécessaire toutes les barres pendant la vie de l'ouvrage (surlongueur de barre, capot-injection à la cire de pétrole).

Des mesures de coefficient de transmission classique sont faites sur les câbles. Les résultats expérimentaux confirment les prévisions théoriques ($f = 0.15$ et $\varphi = 0$).

Des mesures par jauges en section intermédiaire ont été faites et seront interprétées.

L'injection des câbles se fait au coulis de ciment retardé sous vide.

Le chantier

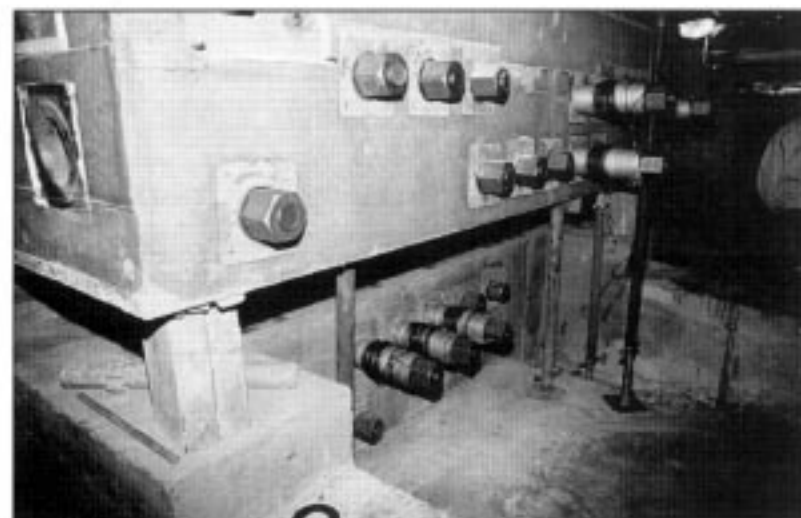
Ce renforcement qui porte sur un marché de 26 MF en chiffre arrondi se poursuit en restant dans les quantités initiales prévues.

L'œuvre comporte des records à des titres divers:

- l'ampleur du renforcement sur 2,15 km,
- la longueur des câbles (340 m douze fois déviés sur le tronçon T2),
- l'usage de barres de précontrainte Ø 50 mm pour le clouage.

Le tronçon T2 vient d'être achevé. Le « Génie Civil » de l'ensemble est terminé. Le chantier se poursuit dans de bonnes conditions. Deux journées techniques AFPC Sud-Ouest ont permis à une soixantaine de personnes de le visiter les 17 et 18 mai dernier.

Gérard DELFOSSE
Guy PÉREZ



Massifs d'ancrage - Barres de clouage Ø 50 mm.

QUESTIONS ANNEXES

Nous sommes en présence d'un renforcement fait par précontrainte dite « démontable ».

Question 1: Qui a déjà démonté ce type de précontrainte ?

Question 2: Qui peut dire comment il faut s'y prendre s'il fallait démonter ce type de précontrainte ?

Pour la question une nous attendons vos réponses.

Pour la question deux nous pensons avoir une très bonne idée... à breveter.

PONT DE BEAUCAIRE

sur le Rhône

Démolition

Construit en 1957 et 1958, le pont sur le Rhône qui relie les villes de Beaucaire et Tarascon a présenté des désordres peu après sa mise en service.

En 1973, la Direction des Routes fut alertée sur son état préoccupant. Un comité technique, créé en 1978, fut chargé d'examiner les solutions de confortement envisageables.

Après études, ce comité se prononçait en 1981 pour la reconstruction de l'ouvrage et proposait la construction d'un ouvrage neuf à l'aval immédiat de l'existant.

La Décision Ministérielle autorisant la construction d'un nouveau pont entre les villes de Beau-

caire et de Tarascon, et la démolition de l'ancien pont était prise en 1986.

Dès 1988 les travaux de construction du nouveau pont étaient lancés et la mise en service s'effectuait en mai 1990.

Un appel d'offres pour la démolition de l'ancien pont fut lancé en 1989 et déclaré infructueux en raison de l'insuffisance de ressources budgétaires. Une réévaluation de l'opération faite en 1992 permit de passer un marché négocié et d'attribuer en 1993 les travaux de démolition au groupement L'Entreprise Industrielle/Freyssinet/Simeco pour un montant TTC de 15 MF.

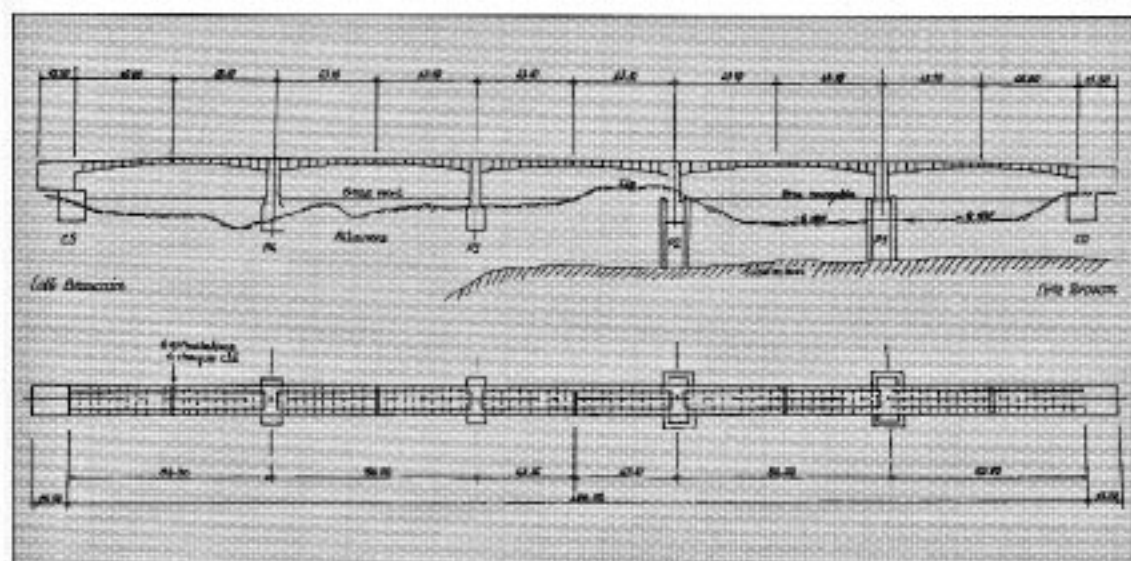


Figure 1 : coupe longitudinale et vue du dessus.

L'ouvrage à démolir

Il s'agit d'un pont en béton précontraint comportant 5 travées de 83,70 m - 86,20 m - 86,20 m - 86,20 m et 83,70 m et d'une longueur totale de 426 m (figure 1).

Le tablier est encastré sur les piles et sur les culées qui forment contrepoids. Il est articulé aux clés.

Transversalement il est constitué de deux poutres

caissons latérales de 2,75 m de largeur et d'une hauteur variant de 1,24 m à 4,11 m. Le hourdis qui les relie est une dalle nervurée. Sa largeur totale est de 13,50 m (figure 2).

Le tablier construit par la méthode des « encorbellements successifs » est précontraint longitudinalement et transversalement par des câbles de type C02 de 500 mm² de section avec ancrages à clavettes, tendus à l'origine à 65 tonnes.

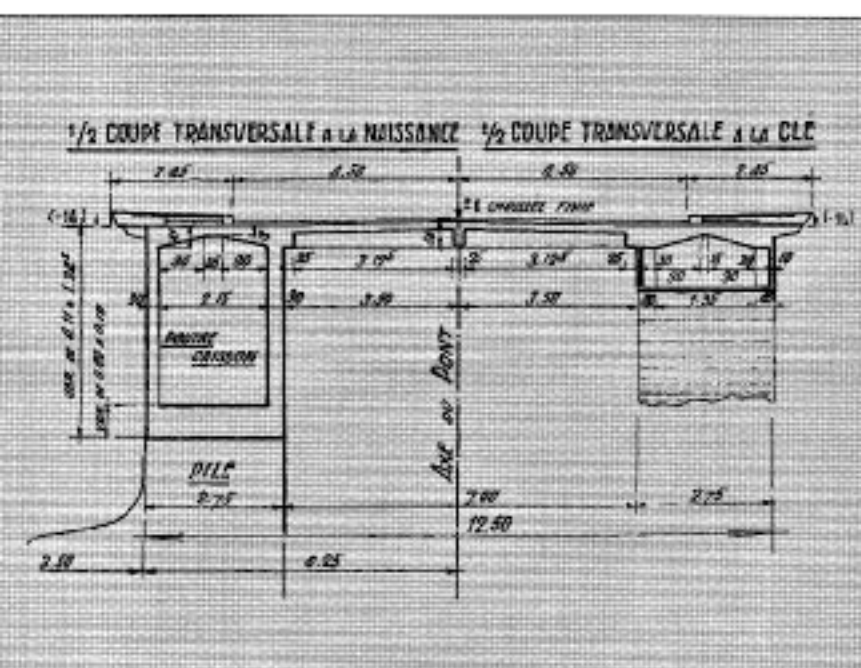
INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
Département du Gard

Maîtrise d'œuvre:
Conseil Général du Gard - Direction
Départementale des Routes

Études:
Conseil Général du Gard - Direction
Départementale des Routes
CHRT

Travaux:
Groupement:
— L'ENTREPRISE INDUSTRIELLE,
mandataire
— FREYSSINET, démolition tablier
— SIMECO, minage des piles
Sous-traitants:
— FORA, forage du tablier
— SEREA, transports fluviaux
— ROUMEAS, broyage et évacuation des produits de démolition



Depuis de nombreuses années cet ouvrage présentait des désordres évolutifs inquiétants:

- un affaissement généralisé et continu des clés qui atteignait 31 cm en 1987,
- une fissuration évolutive importante des âmes des caissons.

Les investigations menées ont d'autre part mis en évidence la quasi inexistence de l'injection des conduits de précontrainte et une circulation d'eau dans certains d'entre eux, laissant craindre une rupture brutale des câbles corrodés.

Les contraintes et la consistance des travaux

Les contraintes liées à la démolition étaient nombreuses :

- interdiction d'encombrer le chenal navigable du Rhône (rive gauche) et obligation de maintenir deux passes navigables réduites de 30 m x 7 m;
- interdiction d'aménager des pistes ou de laisser des matériaux dans le bras mort du Rhône (rive droite) pour ne pas gêner l'écoulement des crues;
- proximité immédiate du nouveau pont: 17,5 m à 35 m de distance d'axe à axe des deux ouvrages;
- difficulté d'évacuation des produits de démolition qui ne pouvait se faire que par voie fluviale;
- nécessité de poursuivre la démolition des piles jusqu'au niveau du fond du lit du bras mort (côte 0 NCF) et du plafond du canal navigable (côte - 6 NCF).

Ces différentes contraintes nous ont amenés :

- à prévoir une démolition mécanique du tablier par découpe et démontage des voussoirs un par un suivant une cinématique inverse de celle de la construction. Toute solution de minage du tablier étant exclue;
- à autoriser l'abattage des piles à l'explosif, sous réserve de précautions importantes;
- à prévoir le dragage immédiat des deux bras du Rhône après la démolition des piles.

Méthode de démolition

À partir du cahier des charges, Pierre Faure — Freyssinet International — a mis au point une méthode de démolition du tablier simple dans son concept, voire même rustique, mais dont la mise en œuvre s'est avérée délicate pour de multiples raisons que nous décrivons plus loin.

Après enlèvement des superstructures et découpage à la lance thermique des articulations (figure 3), le hourdis entre les poutres caissons est scié transversalement sensiblement tous les 4 mètres au droit d'un joint de construction (figure 4).

Des outils spécifiques (sorte d'équipage mobile) de



Figure 4 : sciage transversal du hourdis.

démolition et de manutention, au nombre de quatre pour les fléaux encastrés sur pile et de deux pour les demi-fléaux encastrés sur culée, sont fixés au tablier.

À l'aide de coins éclateurs (figure 5), mis en place dans des forages, et de vérins exerçant un effort vertical à l'extrémité du voussoir à démonter, des efforts importants sont créés entre cet élément et le reste du tablier, et conduisent à une fissuration large du béton au droit du joint inter-voussoirs.

Les coins éclateurs sont logés dans trois forages de 100 mm de diamètre réalisés dans le hourdis supérieur de chacun des caissons : deux forages au voisinage des âmes et un au milieu du hourdis. Les câbles de précontrainte et les aciers passifs sont alors coupés au chalumeau ou à la tronçonneuse à disque.

La précontrainte longitudinale étant située dans le hourdis supérieur du caisson, le maintien d'un effort important de rupture au joint par l'entremise de l'outil, conduit à la désolidarisation complète du voussoir (figure 6, page suivante).

Au besoin, des efforts alternés de poussée ou de traction verticales appliquées sur le voussoir à démolir, provoquent la rupture, par striction des aciers, peu nombreux, des âmes et du hourdis inférieur.

L'élément ainsi désolidarisé est ensuite descendu par des vérins de levage sur une barge qui le trans-



Figure 5 : coin éclateur.

porte sur l'île où il est broyé à l'aide d'une cisaille à béton (figure 7, page suivante).

Les deux outils (figure 8) sont alors déplacés de 4 m et les opérations sont répétées pour l'élément suivant, après démolition suivant le même processus du voussoir symétrique pour les fléaux sur pile.



Figure 6: désolidarisation d'un voussoir.

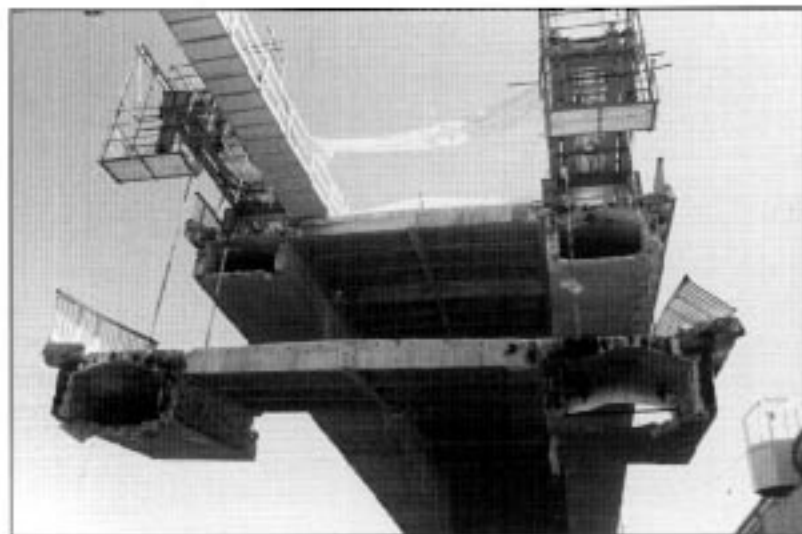


Figure 7: descente d'un élément après désolidarisation.

Mise au point de la méthode de démolition

Freyssinet a été amené à modifier la méthode de démolition et son mode opératoire, très détaillé en raison des risques encourus par le personnel, après le démontage des premiers voussoirs du fléau encastré sur la pile P3.

La présence de surlongueurs des câbles existants à l'arrière des ancrages du voussoir N-1, ancrées par adhérence dans le voussoir N à démolir, associée

au manque d'injection des gaines (la figure 9 est révélatrice de l'état de corrosion constatée sur certains câbles) a eu pour effet d'augmenter les efforts à développer pour assurer la fissuration du joint inter-voussoirs, du fait de la résistance intrinsèque de ces deux ou quatre câbles supplémentaires par voussoir. Les ancrages des câbles sont situés dans les âmes des voussoirs, dans une zone de fissuration moins ouverte qu'en face supérieure du hourdis et sont donc plus difficilement accessibles que les câbles filants. D'autre part le manque d'injection, pourtant connu de l'entreprise, a rendu difficile la coupe par sciage ou carottage des câbles libres dans leur gaine.

L'entreprise a donc été amenée d'une part à prévoir des forages supplémentaires dans l'axe des âmes des caissons à l'aval immédiat des ancrages pour couper ces surlongueurs et d'autre part à élargir au marteau piqueur le trait de scie sur voussoir pour accéder aux armatures tant actives que passives (figure 10), et dont les positions effectives se sont révélées parfois différentes des positions théoriques.

D'autre part, le dispositif de séparation des voussoirs par coins éclateurs a été complété par la mise en place de vérins éclateurs hydrauliques positionnés dans des forages préalables réalisés dans le hourdis supérieur.

Enfin, pour les voussoirs proches des piles, où l'épaisseur du hourdis inférieur des caissons devient importante, des forages dans ce dernier ont

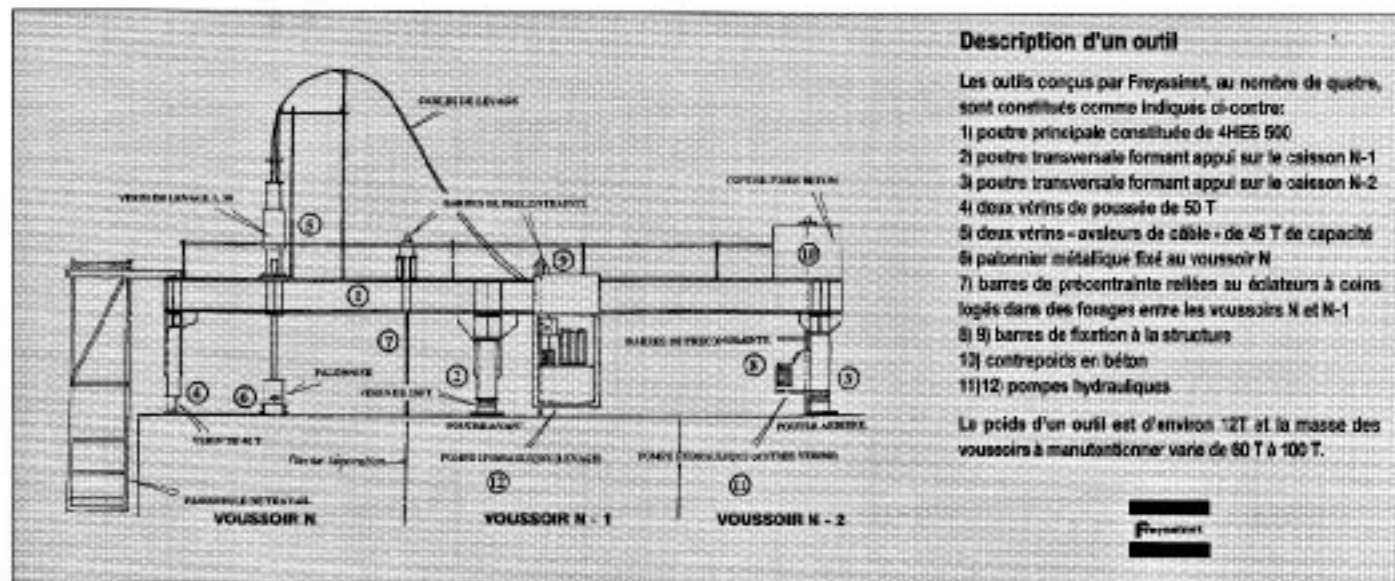


Figure 8 : outil de démolition et de manutention.

reçu des éclateurs hydrauliques qui ont permis une fissuration du béton annulant le moment résistant dû à la résistance à la traction et facilitant la séparation du voussoir après la découpe des câbles logés dans le hourdis supérieur.

Conclusion

Cette méthode de démolition du tablier s'est finalement avérée, malgré les difficultés rencontrées, assez bien adaptée aux contraintes spécifiques du chantier. La démolition s'est déroulée sans acci-

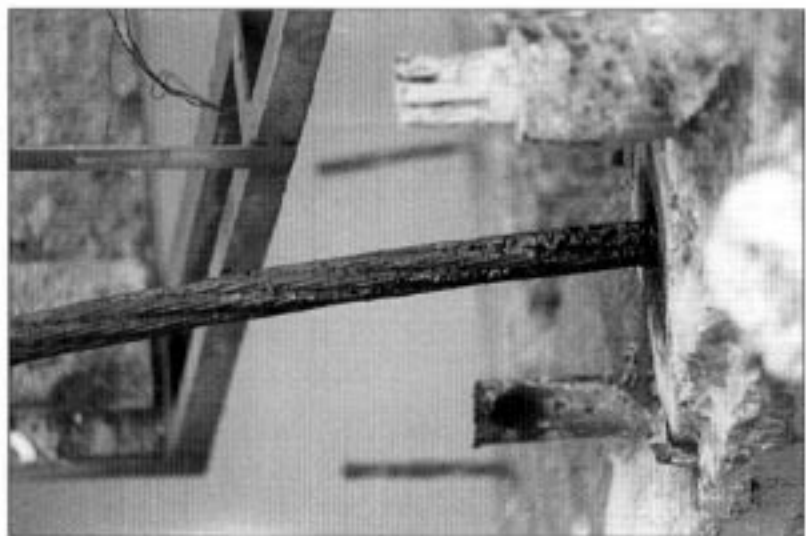


Figure 9 : état d'un câble.



Figure 10 : élargissement du trait de sole au marteau piqueur pour accéder aux armatures.

dents, ni incidents notables, dans les délais prévus. Cette méthode devrait pouvoir être étendue à tout ouvrage construit par encorbellements successifs, sous réserve d'un encastrement du tablier sur les piles, lorsque la démolition par foudroyage à l'explosif n'est pas envisageable. Il serait toutefois intéressant de savoir si l'utilisation de systèmes plus performants (découpage oxyhydrique par exemple) n'aurait pas permis des économies par gain de temps (sur le matériel flottant notamment). ■

Jean-Claude JEHAN
Jean-Louis BERNARD

LES REDISTRIBUTIONS PAR FLUAGE

Nous présentons ci-dessous le résumé d'un article qui vient de paraître dans les *Annales de l'ITBTP* [1] de septembre 1994.

Les redistributions par fluage dans les ouvrages hyperstatiques sont évaluées par une règle simplifiée, donnée dans une note de la Direction des Routes [2]. Mais cette règle s'écarte notablement des résultats du calcul scientifique dans un certain nombre de cas. L'objet de cet article est la présentation d'une formule simplifiée plus précise, mettant en évidence les principaux paramètres de la redistribution par fluage.

Afin que les conditions d'application de cette formule soient claires, nous précisons ci-après les définitions des valeurs de référence, conformes à la circulaire [2].

Définition des valeurs de référence Σ_1 et Σ_2

— Les valeurs Σ_1 de sollicitations sont calculées compte tenu des phases successives de construction; elles résultent des actions appliquées avant le clavage, prises en compte dans le schéma isostatique, et des actions appliquées après le clavage, prises en compte dans le schéma hyperstatique.

— Les valeurs Σ_2 de sollicitations sont calculées en supposant que toutes les actions ont été appliquées dans le schéma hyperstatique: elles correspondent ainsi au cas d'une structure coulée sur cintre.

Les forces de précontrainte introduites dans ces deux calculs sont évaluées après pertes totales (instantanées et différées).

Principe d'une formule simplifiée

On recherche le coefficient α permettant d'approcher les valeurs à long terme des sollicitations Σ de la structure réelle par $\Sigma = \Sigma_1 + \alpha (\Sigma_2 - \Sigma_1)$. Les sollicitations réelles sont en effet les valeurs Σ_1 , modifiées par les redistributions dans le schéma hyperstatique des actions introduites avant clavage dans le schéma isostatique.

Rappelons que la circulaire du 2 avril 1975 propose la valeur forfaitaire $\alpha = \frac{1}{2}$.

Évaluation des redistributions par calcul du fluage

Présentation du problème

Nous considérons un pont à trois travées, construit par encorbellements successifs à partir des deux piles; le clavage en milieu de travée centrale crée, pour chaque fléau, une condition d'encastrement. Le raccord consiste ainsi à bloquer, à partir de cette date $t = t_1$, ce qui était auparavant un degré de liberté δ : la rotation angulaire à la clé de chaque fléau (voir figure 1 ci-après). Ce degré de liberté aurait évolué sous l'effet des déformations différées dues au chargement; le fait d'avoir bloqué ce degré de liberté à compter de la date $t = t_1$ conduit à l'apparition progressive d'un moment de continuité à la clé qui empêche cette évolution.

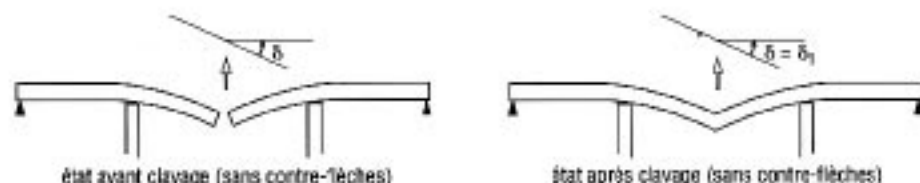


Figure 1.

Rappel sur le modèle de fluage par superposition élastique linéaire

Dans le calcul élastique linéaire d'une structure, le déplacement δ d'un point de la structure est relié à une sollicitation interne ou à une action extérieure, F , au moyen d'un terme de souplesse S , par $\delta = SF$.

Lorsque le matériau composant l'élément de structure flue, le calcul des déformations différées, et donc des déplacements différés, peut être réalisé au moyen du modèle de comportement viscoélastique linéaire, en supposant le terme de souplesse S constant dans le temps. Dans ce cadre, lorsque l'action ou la sollicitation F est appliquée instantanément à l'élément de structure à la date τ (en prenant comme origine des temps la date de création du matériau), l'évolution du déplacement δ pour des temps $t > \tau$ est donnée par :

$$\delta(t) = SN(\tau, t)F. \quad (1)$$

Dans la relation (1), la fonction $N(\tau, t)$ est nommée noyau de fluage. Dans les règlements [comme le BPEL 91], cette fonction est souvent donnée sous la forme suivante :

$$N(\tau, t) = 1 + K_R(\tau) \cdot f(t - \tau), \quad (2)$$

où la fonction K_R est une fonction décroissante du temps, et la fonction f est une fonction croissante, nulle à l'origine, valant 1 pour les temps grands. Dans le cas général d'une sollicitation $F(t)$ quelconque, le modèle de superposition viscoélastique linéaire consiste à sommer les déplacements dus à chaque accroissement de sollicitation :

$$\delta(t) = S \int_0^t N(\tau, t) dF(\tau). \quad (3)$$

Application du modèle de superposition au problème posé

Nous noterons :

- F_0 le chargement (poids propre et précontrainte) appliqué à la date $t = t_0$. **Dans ce paragraphe nous ne prendrons pas en compte les pertes de précontrainte.**
- F_h le chargement (dans notre cas, c'est un moment à la clé) qui interdit, au delà de la date $t = t_i$, l'évolution du déplacement δ .
- S_0 et S_h les termes de souplesse correspondants (dans notre cas, $S_0 < 0$ et $S_h > 0$).

Nous avons alors, en suivant le modèle de superposition viscoélastique linéaire, la relation générale suivante :

$$\delta(t) = S_0 \cdot N(t_0, t) \cdot F_0 + S_h \cdot \int_{t_0}^t N(\tau, t) dF_h(\tau). \quad (4)$$

Le problème posé est celui de la connaissance de la force F_h au-delà du temps $t = t_i$. Pour le résoudre, nous développons la relation ci-dessus, en détaillant les différentes phases d'application des efforts extérieurs à chaque demi-structure :

- à partir de la date $t = t_0$, le chargement constant F_0 est appliqué à la structure ; pour toute date comprise entre $t = t_0$ et $t = t_i$, le déplacement est alors donné par la relation (4), dans laquelle F_h est nulle :

$$\delta(t) = S_0 \cdot N(t_0, t) \cdot F_0 \quad \text{pour} \quad t_i \geq t \geq t_0; \quad (5)$$

- à partir de la date $t = t_i$, le déplacement est bloqué, et égal à $\delta(t_i)$, dont la valeur est obtenue par la relation (5) ; le chargement hyperstatique F_h se développe alors selon la relation (4), en remplaçant le membre de gauche $\delta(t)$ par $\delta(t_i)$. Cela conduit à la relation suivante :

$$S_h \cdot \int_{t_i}^t N(\tau, t) dF_h(\tau) d\tau = S_0 \cdot F_0 \cdot (N(t_0, t_i) - N(t_0, t)) \quad \text{pour} \quad t \geq t_i \quad (6)$$

Si la condition de raccord hyperstatique $\delta = 0$ avait été imposée avant l'application du chargement extérieur et de la précontrainte (cas de la structure coulée sur cintre), la valeur de F_h aurait été donnée par :

$$F_h = - \frac{S_0 \cdot F_0}{S_h} \quad (7)$$

Nous prendrons comme référence cette valeur qui majore celle obtenue lorsque le clavage est postérieur à l'application du chargement extérieur et de la précontrainte. Nous posons alors :

$$F_h(t) = -\alpha(t) \frac{S_e \cdot F_e}{S_h} \quad (8)$$

La fonction $\alpha(t)$, solution de l'équation :

$$\int_{t_i}^t N(\tau, t) \alpha'(\tau) d\tau = N(t_0, t) - N(t_0, t_i) \quad (9)$$

est donc telle que $\Sigma = \Sigma_1 + \alpha \cdot (\Sigma_2 - \Sigma_1)$.

Pour obtenir une formule approchée, il nous est nécessaire de donner une approximation du terme

$$\int_{t_i}^t N(\tau, t) d\alpha(\tau).$$

Une première approximation peut être obtenue, en supposant que la fonction $\alpha(t)$ varie instantanément à l'instant t_i entre zéro et sa valeur finale, puis reste constante. Cela conduit alors à écrire :

$$\int_{t_i}^t N(\tau, t) d\alpha(\tau) \approx N(t_i, t) \alpha(t_i).$$

Cette hypothèse permet d'obtenir une borne inférieure de $\alpha(t)$, car la valeur du noyau de fluage dans l'intervalle de temps compris entre t_i et t y est surestimée.

Pour cette raison, nous obtenons une meilleure approximation en choisissant une valeur intermédiaire du noyau de fluage, qui privilégie toutefois l'effet du fluage au jeune âge :

$$\int_{t_i}^t N(\tau, t) \alpha'(\tau) d\tau \approx \left(\frac{2}{3} N(t_i, t) + \frac{1}{3} \right) \alpha(t_i) \quad \text{pour } t \geq t_i \quad (10)$$

Ceci nous conduit alors à l'approximation suivante :

$$\alpha(t) \approx \frac{3(N(t_0, t) - N(t_0, t_i))}{2N(t_i, t) + 1} \quad (11)$$

Nous montrons dans l'article publié dans les *Annales de l'ITBTP* que l'expression (11) est une approximation très satisfaisante des valeurs obtenues par un calcul précis.

Prise en compte des pertes de précontrainte

Dans ce même article, nous montrons comment prendre en compte les pertes de précontrainte. Il faut alors distinguer :

- F_e le chargement extérieur permanent appliqué à la date $t = t_0$,
- F_p la force de précontrainte appliquée à chaque fléau à la date $t = t_0$; F_p diminue dans le temps,
- S_e et S_p les termes de souplesses correspondants.

Nous posons alors :

$$F_h(t) = -\alpha(t) \frac{S_e \cdot F_e + S_p \cdot F_p(\infty)}{S_h} \quad (12)$$

Nous montrons alors que la fonction $\alpha(t)$ peut s'écrire sous la forme :

$$\alpha(t) = a \cdot \alpha_f(t) + (1 - a) \cdot \alpha_p(t) \quad \text{pour } t \geq t_i \quad (13)$$

$$\text{avec:} \quad a = \frac{S_e \cdot F_e + S_p \cdot F_p(t_0)}{S_e \cdot F_e + S_p \cdot F_p(\infty)} \quad (14)$$

Le coefficient a est égal au rapport entre la rotation du fléau **supposé non clavé** à l'instant t_0 et cette rotation à t_∞ . Il peut être facilement calculé par un programme de calcul à barres. Une expression analytique est également donnée dans notre article des *Annales*.

Une valeur approchée généralement satisfaisante pour le coefficient a est: $a \approx 0,8$.

La fonction $\alpha_f(t)$ exprime la redistribution en l'absence de pertes de précontrainte. Nous prenons donc logiquement l'approximation (11) proposée pour la fonction $\alpha(t)$ en l'absence de perte de précontrainte:

$$\alpha_f(t) \approx \frac{3 (N(t_0, t) - N(t_0, t_1))}{2 N(t_0, t) + I} \quad (15)$$

La fonction $\alpha_p(t)$ permet de prendre en compte l'effet des pertes de précontrainte.

Une expression approchée de cette fonction est donnée dans l'article des *Annales*.

Une valeur courante pour la grandeur $\alpha_p(100 \text{ ans})$ est 0,8.

Valeurs numériques courantes du coefficient de redistribution $\alpha(t)$

Ce paragraphe est destiné à donner des exemples de valeurs de la fonction $\alpha(t)$.

Afin de mener les calculs décrits ci-dessus, nous utiliserons le noyau de fluage du BPEL, avec les données suivantes: $\rho_h = 70\%$ ou $\rho_h = 55\%$, $\rho_m = 12 \text{ cm}$, $k_s = 1$ (pas d'armatures adhérentes). Une valeur de 55% correspond aux conditions climatiques du sud de la France, 70% à celles du nord de la France. Par ailleurs nous prendrons les valeurs courantes: $a = 0,8$ et $\alpha_p = 0,8$.

Nous nous intéresserons à la valeur de $\alpha(100 \text{ ans})$, valeur très utile au projecteur. Les figures 2 et 3 donnent la valeur approchée de $\alpha(100 \text{ ans})$, en fonction de t_1 , pour une valeur constante du rapport t_0/t_1 .

Nous remarquerons que la redistribution par fluage diminue lorsque l'âge du béton au moment du clavage augmente, pour un rapport t_0/t_1 donné: cela exprime le caractère vieillissant du fluage.

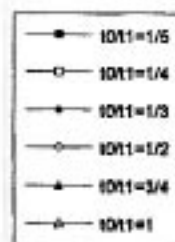
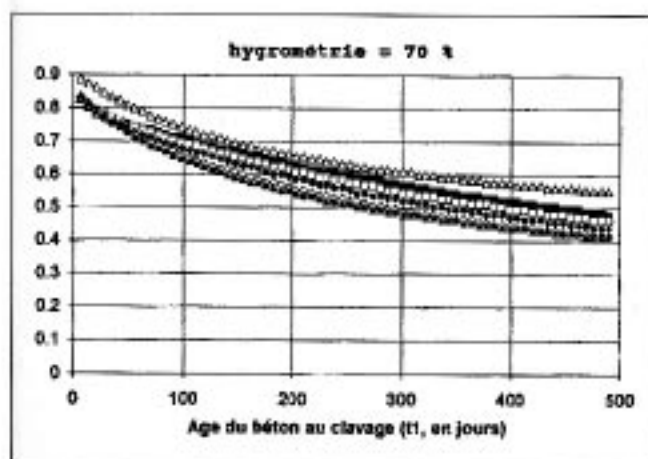


Figure 2: valeur du coefficient de redistribution en fonction de l'âge du béton au clavage, pour différentes valeurs du rapport t_0/t_1 , et pour une hygrométrie de 70%.

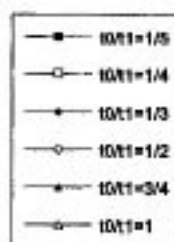
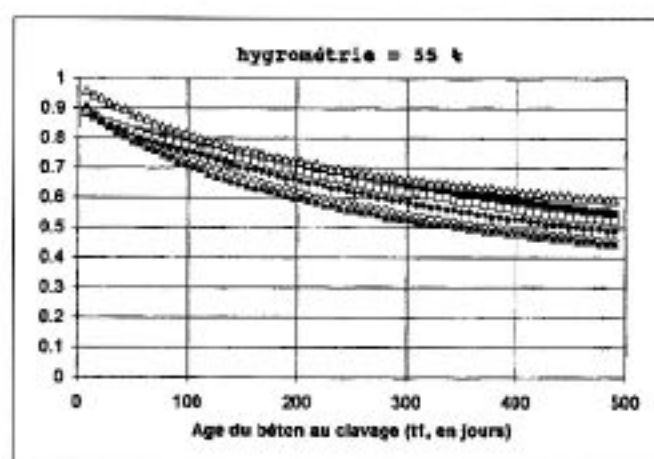


Figure 3: valeur du coefficient de redistribution en fonction de l'âge du béton au clavage, pour différentes valeurs du rapport t_0/t_1 , et pour une hygrométrie de 55%.

Application pratique

Nous considérons un ouvrage à trois travées de portées respectives 60 m, 100 m, 60 m.

Pour mener ce calcul, nous évaluerons la redistribution pour chacun des fléaux, en prenant des valeurs moyennes pour les temps de chargement et de clavage. Pour donner à ces calculs un caractère plus général, nous noterons t_f le temps de construction d'un fléau.

Nous choisirons dans chaque fléau un voussoir de référence, pour les valeurs des temps de chargement et de clavage, situé au tiers du fléau en partant de la pile. En effet, la rotation à la clé dépend environ pour moitié des voussoirs construits avant celui-là, et pour moitié des voussoirs construits après. Nous supposons qu'à partir du moment où un voussoir est coulé, son chargement augmente de manière linéaire dans le temps, jusqu'à la fin de la construction du fléau.

Pour le premier fléau, le voussoir de référence est construit à $t_f/3$, et donc chargé à son chargement moyen à $2t_f/3$, ce qui donne la valeur moyenne $t_0 = t_f/3$. L'âge du voussoir de référence au moment du clavage avec le second fléau est $t_1 = 5t_f/3$. Donc le rapport t_0/t_1 vaut $1/5$. Pour le second fléau construit, la valeur du temps de clavage vaut cette fois $t_1 = 2t_f/3$, ce qui conduit au rapport t_0/t_1 égal à $1/2$.

En considérant les valeurs courantes $\alpha_p(100 \text{ ans}) = 0,8$ et $a = 0,8$ et en prenant pour la durée de construction de chaque fléau une valeur moyenne de 115 jours, nous obtenons, avec les paramètres de fluage qui ont permis d'établir la figure 2 (sur laquelle nous pouvons lire directement les résultats):

— Premier fléau: $t_f = 192$ et $t_0/t_1 = 1/5 \Rightarrow \alpha = 0,64$

— Deuxième fléau: $t_f = 77$ et $t_0/t_1 = 1/2 \Rightarrow \alpha = 0,68$

La valeur moyenne à retenir pour le calcul est donc $\alpha(100 \text{ ans}) \approx 0,66$.

Nous devons alors commenter l'écart entre ce résultat et la valeur $1/2$ préconisée dans la circulaire du 2 avril 1975.

Cette note n'est en effet pas explicite sur le calcul des sollicitations Σ_1 , quant à la manière de prendre en compte des pertes de précontrainte de fléaux. Les résultats obtenus dans cet article sont calculés avec les hypothèses rappelées en introduction: l'effet des pertes différées est pris en compte dans le même schéma isostatique que la précontrainte elle-même.

Si, au contraire, l'effet des pertes différées est calculé dans le schéma hyperstatique final, les valeurs Σ_1 sont modifiées, et de l'ordre de $\Sigma_1' = \Sigma_1 + (1-a)(\Sigma_2 - \Sigma_1)$, on trouve alors que:

$$\Sigma = \Sigma_1' + \alpha'(\Sigma_2 - \Sigma_1') \quad \text{avec} \quad \alpha' = \frac{\alpha - (1-a)}{1 - (1-a)}$$

Ce coefficient α' vaut alors 0,58, ce qui se rapproche de la valeur forfaitaire $1/2$.

Toutefois, ces calculs montrent que, quelle que soit l'hypothèse retenue sur le calcul de Σ_1 , la valeur $1/2$ est insuffisante dans les cas courants, et que le rôle des pertes de précontrainte est primordial.

CONCLUSION

La formule simplifiée du coefficient de redistribution par fluage présentée dans cet article permet de mettre en évidence deux paramètres essentiels qui gouvernent cette redistribution:

— le premier est l'âge du béton au moment de son chargement: plus le béton est chargé jeune, plus la redistribution par fluage sera importante. En passant d'une cinétique de construction lente à une cinétique de construction rapide, le moment hyperstatique de redistribution peut augmenter de 20%;

— le second est l'importance des pertes de précontrainte dans le calcul. Nous espérons avoir levé, sur ce point, une ambiguïté de la circulaire du 2 avril 1975.

Toutefois, cette étude n'a pas permis de valider le coefficient $1/2$ proposé par cette circulaire, qui paraît optimiste dans les cas courants, même en prenant en compte précisément l'effet des pertes différées de précontrainte dans le schéma définitif. Le coefficient auquel nous arrivons est plutôt de l'ordre de 0,6. ■

R. EYMARD, T. KRETZ, D. LE FAUCHEUR

RÉFÉRENCES

[1] D. Lefaucheur, T. Kretz et R. Eymard
Les redistributions par fluage
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 526, septembre 1994.

[2] Note de la Direction des Routes, ministère de l'Équipement, 2 avril 1975.

Prescriptions à inclure dans les CPS (ou devis techniques), concernant la conception et le calcul des ponts à poutres caissons construits par encoffrement, et le cas échéant, de certains autres ponts (relevant de la Direction des Routes et de la Circulation Routière).

[3] J. Courbon
L'influence du fluage linéaire sur l'équilibre des systèmes hyperstatiques en béton précontraint.
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 242, février 1968.

Rupture d'un pont mixte lors de la démolition de la dalle



L'ouvrage était constitué d'une travée indépendante mixte de 45 m de portée construit en 1953. Le tablier avait 10 m de largeur et comportait 3 poutres principales de 2,05 m de hauteur espacées de 3,50 m.

Il était prévu de remplacer le tablier par une structure plus moderne type bipoutre. Les travaux ont commencé par la démolition de la dalle de couverture à l'aide d'un brise béton. La démolition s'effectuait à l'avancement depuis la culée RD vers la culée RG. Le tablier s'est effondré brutalement au mois de juin 1994 alors que le brise béton avait atteint le tiers de la portée de l'ouvrage (figure 1).

1. Les poutres métalliques avaient une section très dissymétrique (figure 2). La membrure supérieure était extrêmement petite (aire = 96 cm²) par rapport à la membrure inférieure (aire = 408 cm²).

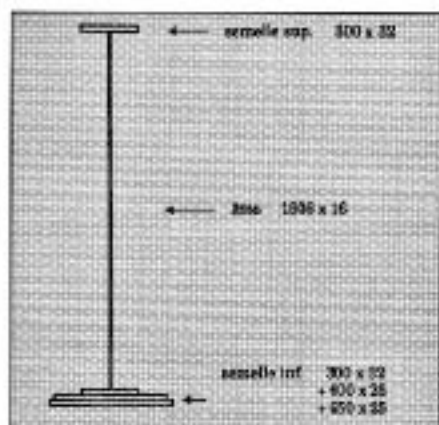


Figure 2.

La démolition partielle de la dalle a provoqué des contraintes de compression très fortes dans la membrure supérieure. L'âme étant, pour sa part, comprimée sur 70% de sa hauteur. La figure 3 montre les contraintes normales dans la semelle supérieure au moment de la rupture.

2. Aucun dispositif n'était prévu afin d'empêcher le flambement latéral des membrures comprimées. Ces membrures de dimensions 300 x 32 mm, étaient « libres » sur 15 m de longueur suite à la démolition de la dalle.

3. Le tablier ne comportait que trop peu d'entretoises. Ces dernières, de type triangulé, étaient espacées tous les 15 m et ne jouaient aucun rôle dans la zone démolie.

Quelques vérifications rapides, suivant l'Eurocode 3 et le fascicule 61 titre V, ont montré que les efforts sollicitant les poutres métalliques dépassaient largement leur résistance au déversement.

Il faut signaler que le mode d'exécution de l'ouvrage avait permis de réduire au maximum la section de la membrure supérieure. Les poutres métalliques avaient été posées sur 4 appuis : les 2 culées et 2 piles d'un ancien ouvrage. Ces poutres avaient été fixées sur culées et surélevées sur piles avant bétonnage. Elles avaient été libérées après durcissement du béton avec la démolition des piles.

Cet incident, fort heureusement sans gravité, rappelle qu'il convient de prendre un minimum de précaution lorsqu'on démolit la dalle de couverture d'un pont mixte :

- vérification de la structure en phases d'exécution et, en particulier, la stabilité de la membrure supérieure ;
- mise en place, si nécessaire, d'un contreventement en partie supérieure avant la démolition de la dalle.

Ferry TAVAKOLI

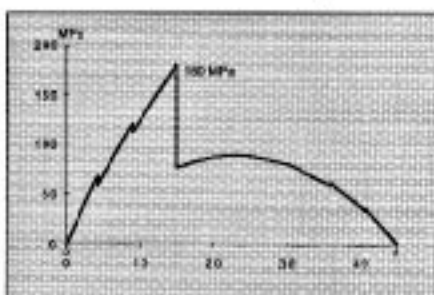


Figure 3.

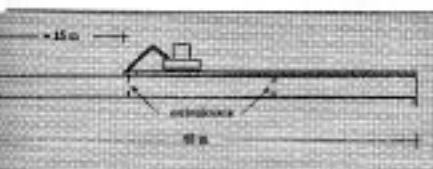


Figure 1.

La cause de cette rupture est le déversement des poutres dans la zone où la dalle avait été enlevée. Une analyse rapide de la structure métallique a permis d'expliquer ce phénomène qui est très rare dans les ouvrages mixtes.

Ciments - NF P 15-301

La norme française NF P 15-301 vient d'être révisée pour se rapprocher de la future norme européenne.

Ce qui change

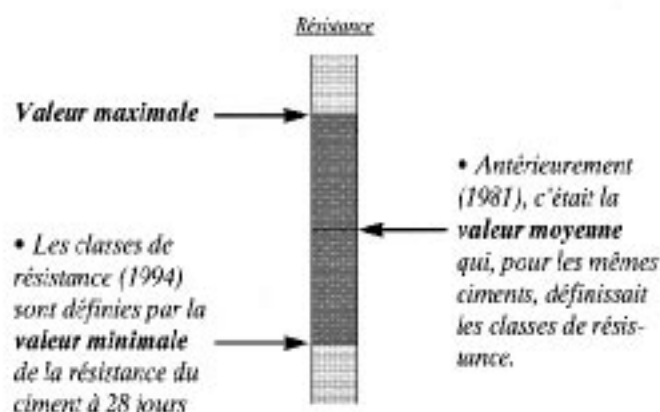
- La définition des classes de résistance.
- La désignation des ciments.

Ce qui ne change pas

- La qualité des ciments.
- Leur niveau de performance.
- La régularité de leurs caractéristiques.

Cette norme révisée est applicable depuis le 1^{er} juillet 1994 et remplacera l'ancienne à compter du 1^{er} janvier 1995.

Les classes de résistance



• Les classes de résistance sont : 32,5 - 42,5 - 52,5 et correspondent à la résistance minimale du ciment à 28 jours.

• Pour chaque classe de résistance, il existe une classe avec résistance au jeune âge élevée (2 jours) indiquée par la lettre R.

• Les ciments des anciennes classes :

45 55 HP

sont ainsi reclassés respectivement - à de très rares exceptions près - dans les nouvelles classes :

32,5 42,5 52,5

Les désignations des ciments

• Les désignations européennes sont constituées comme suit :

- CEM pour indiquer que le produit est un ciment.
- un chiffre romain : I, II, III, IV ou V pour indiquer le type de ciment.
Les ciments courants sont subdivisés en 5 types principaux en fonction de la nature et de la proportion des constituants (clinker, laitier, cendres...) qui entrent dans leur composition.
- pour les ciments de types II, III, IV et V, une lettre A, B, ou C pour indiquer la proportion des constituants.
- le nombre indiquant la classe de résistance : 32,5 - 42,5 - 52,5, suivi, le cas échéant, de la lettre R : résistance au jeune âge élevée (2 jours).

• Les nouvelles désignations françaises reprennent les désignations européennes précédées des anciennes dénominations : CPA, CPJ, etc.

Exemple
ancienne désignation : CPJ 45 → nouvelle désignation : CPJ-CEM II/B 32,5

TABLEAU DE CORRESPONDANCE

Les ciments courants sont subdivisés en 5 types en fonction de la nature et de la proportion des constituants (clinker, laitier, cendres...) qui entrent dans leur composition.

	1981	1994
I Ciment Portland	CPA [...]	CPA-CEM I [...]
II Ciment Portland Composé	CPJ [...]	CPJ-CEM II/A ou B [...]
III Ciment de Haut Fourneau	CHF [...]	CHF-CEM III/A ou B [...]
	CLK [...]	CLK-CEM III/C [...]
IV Ciment Pouzzolanique		CPZ-CEM IV/A ou B [...]
V Ciment au Laitier et aux Cendres	CLC [...]	CLC-CEM V/A ou B [...]

[...] indication de la classe de résistance et, éventuellement, de caractéristiques complémentaires : PM/ES/CP

Coulis de précontrainte adjuvantés

Malgré les progrès effectués en matière d'injection depuis la publication de la Directive Provisoire LCPC-SETRA de mars 1973 sur l'injection des gaines des ouvrages en béton précontraint, quelques problèmes récents sont apparus lors de l'injection de gaines de précontrainte avec certains types de coulis adjuvantés.

À l'occasion d'une campagne d'auscultation par gammagraphie des câbles de précontrainte extérieure d'un ouvrage en construction, câbles qui avaient été injectés avec du coulis de ciment adjuvanté, des anomalies ont été détectées en partie supérieure de gaine. Des observations réalisées après ouverture de certaines gaines ont mis en évidence un manque de remplissage et la présence d'un produit ayant la consistance d'une pâte humide et molle qui durcit par la suite à l'air... Des analyses chimiques effectuées sur ce produit ont révélé une teneur faible en ciment et une teneur élevée en sulfate.

Des essais d'injection réalisés dans des tubes translucides de 5 m de longueur et inclinés à 30°, ont permis de constater que sur 10 formules de coulis adjuvanté testées, 7 formules donnent lieu à des

phénomènes de décantation et de ressuage, avec création d'un vide de l'ordre d'une dizaine de centimètres en haut du tube. On observe en partie haute du coulis, la formation plus ou moins importante d'une couche de produit de couleur grisâtre à jaunâtre, surmonté d'un liquide plus ou moins ocre dont la hauteur peut varier entre 10 et 30 cm. On observe aussi la trace de migration de particules le long de la génératrice supérieure des tubes. Les analyses chimiques confirment les mêmes faits, à savoir une baisse de la teneur en ciment, et une augmentation des teneurs en sulfates et en chlorures dans le produit localisé en haut du tube.

Depuis ce phénomène a été constaté sur un autre chantier d'ouvrage en construction, au niveau de l'ancrage d'un câble de précontrainte (ancrage situé en partie supérieure du câble).

Les expertises continuent et il est actuellement trop tôt pour se prononcer sur le mécanisme de ce ressuage et, plus particulièrement, si ce phénomène est d'ordre purement physique ou s'il fait intervenir des réactions chimiques. Il semble, en tous cas, que l'essai de ressuage en labo-

ratoire ne permette pas toujours de détecter le phénomène.

Si, d'après les informations dont nous disposons à l'heure actuelle, il semble que les risques engendrés par ce phénomène de ressuage sur la durabilité des câbles de précontrainte soient assez limités compte tenu de la très forte basicité du produit d'exsudation, il est certainement possible d'en réduire l'importance par une méthodologie d'injection adéquate, telle que celle préconisée par le commentaire ** de l'article 65 de l'additif au fascicule 65-A, en opérant une reprise d'injection, si possible entre une demi-heure et une heure après la première injection.

Enfin, pour les chantiers importants, il peut être conseillé de procéder à un essai de convenance avant le démarrage des travaux, cet essai consistant à injecter une gaine translucide de longueur 5 mètres et inclinés d'au moins 30° (ou éventuellement de longueur 3 mètres et verticale) et à vérifier l'absence d'un ressuage excessif ainsi que l'absence de tout produit ayant une consistance anormale. ■

B. GODART

Concours pour l'utilisation des bétons à hautes performances dans les ponts courants

Les bétons à hautes performances (BHP) commencent à faire partie du paysage de la technique des ouvrages d'art. Ils ont fait l'objet de nombreuses recherches tant en France qu'à l'étranger dont certaines se poursuivent et plus d'une vingtaine de chantiers ont vu sa mise en œuvre avec succès.

Outre leur résistance mécanique élevée, les BHP offrent une série d'avantages dont une espérance de durabilité très améliorée. C'est ce qui pousse la Direction des Routes à souhaiter leur généralisation y compris pour les ouvrages courants.

Il a donc été décidé de lancer un concours pour susciter une démarche créative de la

part des entreprises et des bureaux d'études afin de tenter de faire émerger un nouveau type de structure courante en utilisant les potentialités du BHP dans un contexte économique concurrentiel vis-à-vis des solutions traditionnelles.

Un cahier des charges fonctionnel a été rédigé en ce sens, en visant un passage supérieur type (rétablissement d'une voirie quelconque au dessus d'une chaussée à 2 x 2 voies. Il s'agit là des ouvrages les plus fréquents en France. Le béton utilisé devra présenter une résistance caractéristique à 28 j comprise entre 60 et 80 MPa.

La mise au point technique, administrative et juridique de cette opération nous a

amenés à élaborer un appel d'offres sur performances (article 99 du nouveau code des marchés publics) qui s'adressera à dix groupements maximum, entreprises et bureaux d'études. Dans une première phase, les concurrents devront présenter un dossier technique détaillé sur le concept de structure type qu'ils proposent et une estimation financière pour la construction de trois ouvrages réels sur le site de la rocade Est de Bourges (Cher).

Après un premier examen, et une audition des concurrents par la commission d'appel d'offres dans laquelle figurent notamment, la Direction des Routes, le SETRA, le LCPC, l'ICOA et la DDE du Cher, trois groupements seront admis

pour une seconde phase permettant de poursuivre les études au niveau APD et de proposer un projet de marché pour les trois ponts de Bourges. Le lauréat aura alors pour mission de construire ces trois OA fin 95, début 96. On peut ensuite imaginer à l'issue de cette opération (et peut être d'autres) puis d'adaptations techniques, la mise au point par le SETRA d'un nouveau dossier d'ouvrage type.

1,2 MF de primes seront distribués lors des deux phases de l'appel d'offres. Pour les besoins de cette opération, la validité des BAEL et BPEL a été étendue aux B 80 et les règles de calcul de retrait de fluage présentées par F. DE LARRARD et R. LE ROY dans un précédent numéro ont été rendues contractuelles.

L'appel à la concurrence sera lancé pro-

chainement. Nous ne manquerons pas de vous tenir informés des suites de cette passionnante aventure !

D. BRAZILLIER
F. DE LARRARD
A.-L. MILLAN
P. BAR

BHP bis... Le nouveau projet national BHP

Les recherches et expérimentations menées dans le cadre du projet national « Voies nouvelles du béton » entre 1988 et 1993 ont très largement contribué à l'enrichissement de nos connaissances sur ces bétons puis à diffuser et faire connaître leurs caractéristiques et leurs performances dans le milieu BTP et enfin à permettre leur utilisation dans les ouvrages de Génie Civil.

En effet, ce projet a permis le pilotage des études, la coordination des actions des différents partenaires (maîtres d'ouvrage, entrepreneurs, fournisseurs, laboratoires et centres de recherche d'université ou d'école), les réalisations d'opérations expérimentales en vraie grandeur, des actions de promotion et d'obtenir la mise à jour des réglementations BAEL et BPEL en vue de l'utilisation des B 60.

En complément des résultats obtenus grâce au projet national VNB, il apparaît nécessaire de poursuivre les actions de recherche afin de compléter nos connaissances, d'ouvrir d'autres pistes d'études et d'expérimentations afin que ces bétons puissent devenir d'un usage courant dans la plupart des ouvrages non pas seulement du fait de leur haute résistance à la compression mais également pour leurs autres propriétés et performances.

L'IREX, avec le concours des anciens partenaires du projet VNB, lance un nouveau projet national de recherche de développement.

Ce programme dénommé Projet National BHP, présenterait les grandes lignes suivantes :

— Aider à la mise au point d'essais reconnus au plan international pour caractériser la durabilité de ces bétons et faire reconnaître définitivement les avantages des BHP dans ce domaine.

— Lever les dernières ambiguïtés portant sur la résistance au feu, les actions des fluidifiants ou des ultra fines à fort dosage, etc.

— Susciter et accompagner l'évolution des règlements BAEL et BPEL en vue de l'utilisation des bétons B 80 puis des B 100.

— Explorer les nouvelles voies que constituent l'association d'armatures à haute résistance aux BHP et les études des bétons à très hautes performances (BTHP).

— Poursuivre des opérations expérimentales en vraie grandeur.

D. BRAZILLIER

SETRA - Publications ouvrages d'art à paraître

■ Les ouvrages en terre armée

Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement.

■ Fascicule CORNICHES - Guide GC

Guide technique

■ Construction des ouvrages d'art

Résultats statistiques - Année 1993

■ Répertoire des textes et documents techniques essentiels ouvrages d'art

Édition n° 9 - Janvier 1995

■ Note d'information n° 18

Incidence sur le fascicule 65 A du CCTG, sur son additif et sur les CCTP de l'évolution de la normalisation et de la réglementation

■ Avis techniques - Joints de chaussée de pont route

WR 50 (CIPEC)

GTA 30/50 (RCA/SACO)

BETA 30/50 (BTIS)

ES 50 (EUROJOINT)

FREYSS P (FREYSSINET)