

# Ouvrages D'Art

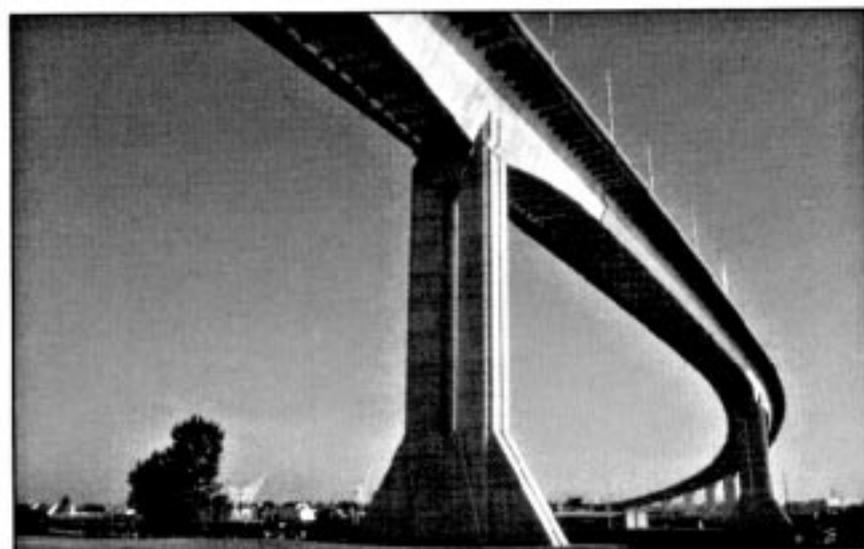
N° 11 - Janvier 1992

## Sommaire

- |  |    |
|--|----|
| <b>1 - Ouvrages à suivre</b>   | 4  |
| • Viaduc de Caramary<br>Conception d'un ouvrage en zone sismique   |    |
| <b>2 - Techniques particulières</b>  | 8  |
| • Isotension - Technique mise au point pour la tension toron par toron des câbles de haubans<br>• Ferrailage passif des bossages<br>• Les réactions d'appui des dalles biaisées<br>• Gardons nos bonnes habitudes<br>• Ouvrages mixtes     |    |
| <b>3 - Equipements et entretien</b>  | 16 |
| • Changement du joint de chaussée sur pylône rive gauche du pont suspendu d'Aquitaine<br>• Appareils d'appui autovérifiables à cellule de mesure   |    |
| <b>4 - Matériaux</b>   | 22 |
| • Alcali-réaction - Présentation des "Recommandations Provisoires"<br>• Emploi des BHP dans les ouvrages d'art - A propos de l'article de V. Le Khac paru dans le N° 10  |    |
| <b>5 - Tribune Libre</b>   | 23 |
| • Pour une utilisation optimale du guide méthodologique "Gestion des ouvrages d'art" du club RD<br>• A propos des clauses courantes pour CCAP et CCTP de tabliers métalliques<br>• Programmes de calcul pour ouvrages d'art - Libre propos |    |
| <b>6 - Informations brèves</b>   | 25 |
| • Information buses métalliques<br>• A paraître : guide pour la mise en œuvre des PAQ<br>• Quelques stages Ouvrages d'Art  |    |
| <b>7 - SETRA - Les dernières publications</b>  | 27 |
| "Ouvrages d'Art"   |    |
| <b>8 - Coordonnées des rédacteurs</b>  | 27 |

## RUBANS D'OR 91

PREMIER PALMARES PROFESSIONNEL DES PAYSAGES ROUTIERS



### RUBAN D'OR

Pont de Cheviré à Nantes (Loire-Atlantique)

*Le 28 octobre, Monsieur Paul GUILLES a procédé à la remise des trophées du palmarès des rubans d'or.*

*La création de ce palmarès, dont c'était la première année, résulte d'une initiative de Monsieur Christian LEYRIT qui a voulu par là récompenser les réalisations routières exemplaires en matière d'insertion dans le paysage.*

*Sur les 68 candidatures déposées, le jury présidé par Monsieur LEYRIT a retenu 14 réalisations classées par catégorie d'ouvrage parmi lesquelles 7 ouvrages d'art furent à l'honneur et reçurent des distinctions sous forme de "rubans" de bronze, d'argent ou d'or.*

*Au cours de la cérémonie, Monsieur LEYRIT indiqua que le prochain palmarès aurait lieu en 1993 : les maîtres d'œuvre à qui revient le privilège de recevoir le trophée peuvent s'y préparer. ..*

C. BINET



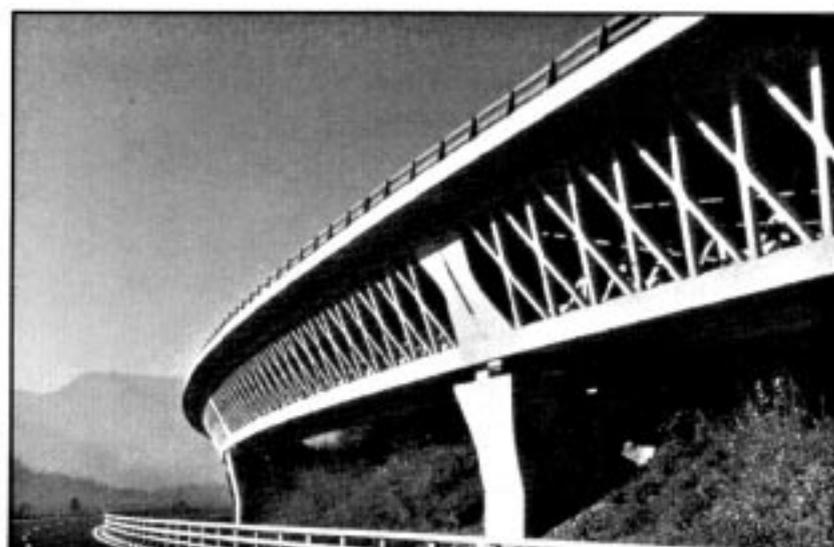
Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du  
SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 Bagneux cedex - FRANCE  
Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Télex : 260763 F

**RUBAN D'OR**  
*Viaducs de Nantua  
 et de Sylans*  
 A 40 (Ain)

Nantua ►

Sylans ▼



Lauréats du premier palmarès  
 des paysages routiers  
 "Rubans d'or 1991"

**GRANDS OUVRAGES D'ART**

**RUBAN D'OR : PONT DE CHEVIRE**

Rocade Ouest de Nantes

Maître d'ouvrage : Etat - DDE de Loire-Atlantique: MM. GAUDEMER, CHANTEREAU

Maître d'œuvre : DDE de Loire-Atlantique : MM. DEVAUCHELLE, LACAVE

Subdivision de Cheviré :

MM. LAUDE, TARRIEUX

Concepteurs : SETRA : MM. VIRLOGEUX, BOUCHON, BUI, MARTIN, LEFEVRE, ROCHE

SEEE : MM. MAURY, GUYOT

SETEC : M. RYCKAERT

Architecte : M. FRALEU

Entreprises : QUILLERY - VEZIN

BAUDIN CHATEAUNEUF - PAIMBEUF

Bureaux d'études :

SECOA : MM. MATHIVAT, LENOIR

QUILLERY : M. POTTIER

BAUDIN CHATEAUNEUF : M. EPINOIX

**RUBAN D'OR : VIADUCS DE NANTUA ET DE SYLANS**

**Viaduc de Nantua**

Maître d'ouvrage : SAPRR

Maître d'œuvre : Scetauroute :

MM. GAILLARD, GIACOMELLI

Concepteurs : Scetauroute :

MM. GEORGES, CEZARD

Architecte : M. NOVARINA

Entreprise : GTM

Bureau d'études : GTM-BTP Marseille : M. PALACCI

**Viaduc de Sylans**

Maître d'ouvrage : SAPRR

Maître d'œuvre : Scetauroute :

MM. GAILLARD, GIACOMELLI

Concepteur : BOUYGUÉS

Contrôle : Scetauroute :

MM. GEORGES, GREVNERAT, VALENCE

avec l'assistance du SETRA :

MM. VIRLOGEUX, CAUSSE, LE FAUCHEUR

Architecte : M. SERAPHIN

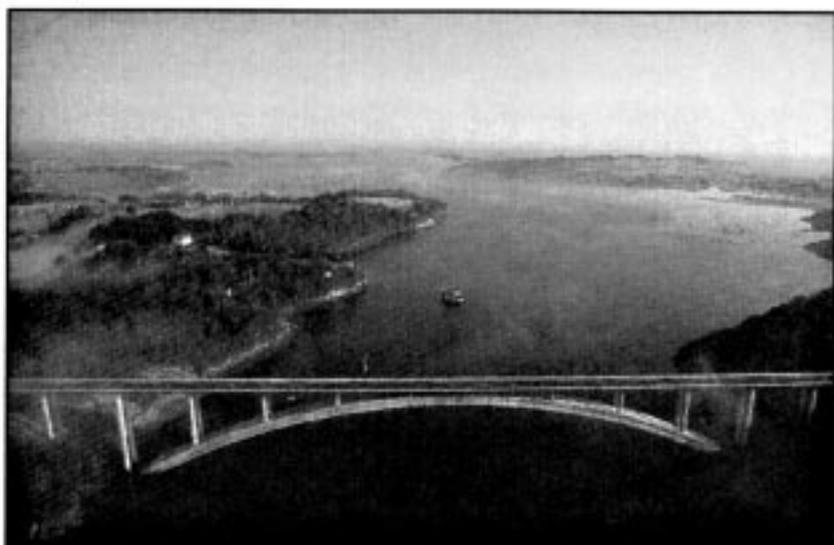
Entreprise : BOUYGUES

Bureau d'études : BOUYGUES :

MM. BOUDEAU, PHAN THAO, RADIGUET

**RUBAN D'ARGENT**

*Pont de Chateaubriand  
 sur la Rance*  
 (Ille-et-Vilaine)



**RUBAN D'ARGENT : PONT CHATEAUBRIAND** sur la Rance (Ile-et-Vilaine)

Maître d'ouvrage : Etat - DDE Ile et Vilaine

Maître d'œuvre : DDE Ile et Vilaine : MM. DE WISSOCQ, LE LEUCH, SERINET

Concepteurs : SETRA : MM. VIRLOGEUX, CAUSSE, KRETZ,  
LEFAUCHEUR, DUBOIS, CORFDIR  
SECOA : MM. MATHIVAT, KIRSCHNER

Architecte : M. LAVIGNE

Entreprises : CAMPENON BERNARD, EIFFEL

Bureaux d'études : CAMPENON BERNARD : MM. COMBAULT, LEVEILLE  
EIFFEL : MM. LECROQ, COGNY, DUBOIS

**RUBAN DE BRONZE : VIADUC DE BOURRAN** à Rodez (Aveyron)

Maître d'ouvrage : Etat - DDE de l'Aveyron

Maître d'œuvre : DDE Aveyron : MM. GAL, GACHITEGUY, VIDSSANGES

Concepteurs : SETRA : MM. VIRLOGEUX, BOUCHON, LECOINTRE

Architecte : M. FRALEU

Entreprise : DODIN SUD

Bureau d'études : EUROPE ETUDES TOULOUSE : M. BOY

**PETITS OUVRAGES D'ART**

**RUBAN D'ARGENT : PONT DES BIZARDIERES** à Laval (Mayenne)

Maître d'ouvrage : Etat - DDE de la Mayenne

Maître d'œuvre : DDE Mayenne : MM. LAURENT, BETTON, LE BLOAS

Concepteur : M. BELLOUARD

Architecte : M. VALLEE

Entreprise : CITRA

**RUBAN DE BRONZE : PONT DE JARNAC** (Charente)

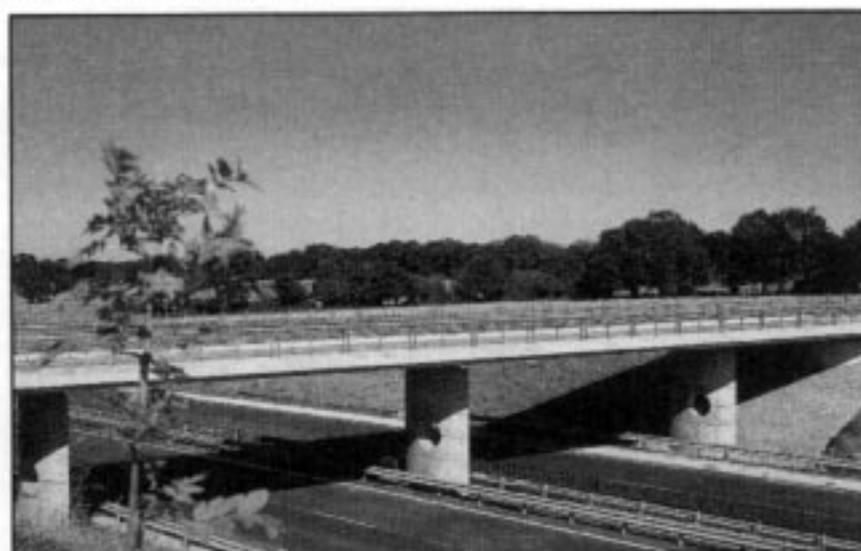
Maître d'ouvrage : Etat - DDE de la Charente

Maître d'œuvre : DDE de la Charente : MM. DIFFER, BRODU

Concepteurs : CETE : MM. PEREZ, BRU, LEDOUX

Entreprises : CHANTIERS MODERNES - BALINEAU

Bureau d'études : CHANTIERS MODERNES - BALINEAU



▲  
**RUBAN DE BRONZE**  
*Viaduc de Bourran*  
à Rodez  
(Aveyron)

**RUBAN D'ARGENT**  
*Pont des Bizardières*  
à Laval  
(Mayenne)

**RUBAN DE BRONZE**  
*Pont de Jarnac*  
(Charente)



## Viaduc de Caramany Conception d'un ouvrage en zone sismique

Le Conseil Général des Pyrénées Orientales a décidé en 1986 la construction d'un barrage sur l'Agly, fleuve côtier qui arrose Rivesaltes. La vallée de l'Agly présente en effet des caractéristiques favorables pour la réalisation d'un ouvrage de retenue qui permettra l'écrêtement des crues ordinaires et le soutien des étiages. La maîtrise de cet ouvrage, à la fois utile pour l'agriculture, et le tourisme dans la vallée de l'Agly, a été concédée à la Compagnie du Bas-Rhône, Maître d'Ouvrage délégué.

Le VIADUC DE CARAMANY est le pont le plus important construit pour rétablir les communications sur la voirie départementale. La Maîtrise d'Oeuvre de ces rétablissements a été confiée à la D.D.E. des Pyrénées Orientales.

La totalité du Département est classée en zone 1 de faible sismicité dans le texte AD 4-3 révisé en 1982 en vue de l'application des règles parasismiques. De plus, le Maître d'Ouvrage a considéré le site du barrage et sa retenue comme une zone sensible du département : en montagne, la géologie y est en effet tourmentée, et le pendage des roches métamorphiques est parfois presque à la verticale. De ce fait, le Maître d'Ouvrage a demandé que soient menés des calculs sismiques tant pour le barrage que pour le viaduc de CARAMANY.

La D.D.E. a fait appel au SETRA pour la conception du viaduc de Caramany. La Division des Grands Ouvrages du CTOA a imaginé deux solutions :

- 1) Un pont à trois travées en ossature mixte acier-béton, bien adapté aux contraintes sismiques grâce à sa légèreté, sa souplesse, la ductilité de l'acier, et l'amortissement obtenu avec la dalle de béton armé. La hauteur des piles, de 33 mètres environ, et leur souplesse permet de disposer des appareils d'appui fixes en tête de chacune des piles, ce qui réduit leur longueur de flambement.

- 2) Un pont en béton précontraint, construit par encorbellements successifs de voussoirs coulés en place. Sur le modèle des ponts de Magnan, (A8 - contournement Nord de Nice, ponts étudiés vis-à-vis du séisme par la SETEC) ou du pont de Rodez conçu récemment par le SETRA, le tablier est encastré sur des piles dédoublées. La hauteur des piles et leur dédoublement confère à ces appuis une souplesse suffisante pour que l'encastrement du tablier sur les piles n'introduise pas trop de moments dans l'ouvrage, notamment sous l'action des effets thermiques.

La photographie ci-contre montre une partie du pont de Rodez également conçu et vérifié par le SETRA. L'allure du Viaduc de Caramany eût été très semblable à celle de ce dernier ouvrage si, à l'issue de l'appel d'offres, la solution en béton précontraint avait pu être retenue. On notera la finesse de chacun des fûts indépendants qui constituent chaque pile : c'est l'encastrement des fûts dans le tablier qui rend un grand élancement possible en réduisant la longueur de flambement des fûts.



Photo C. Bousquet - D. Lecoindre

### Caractéristiques principales de la solution retenue après l'appel d'offres

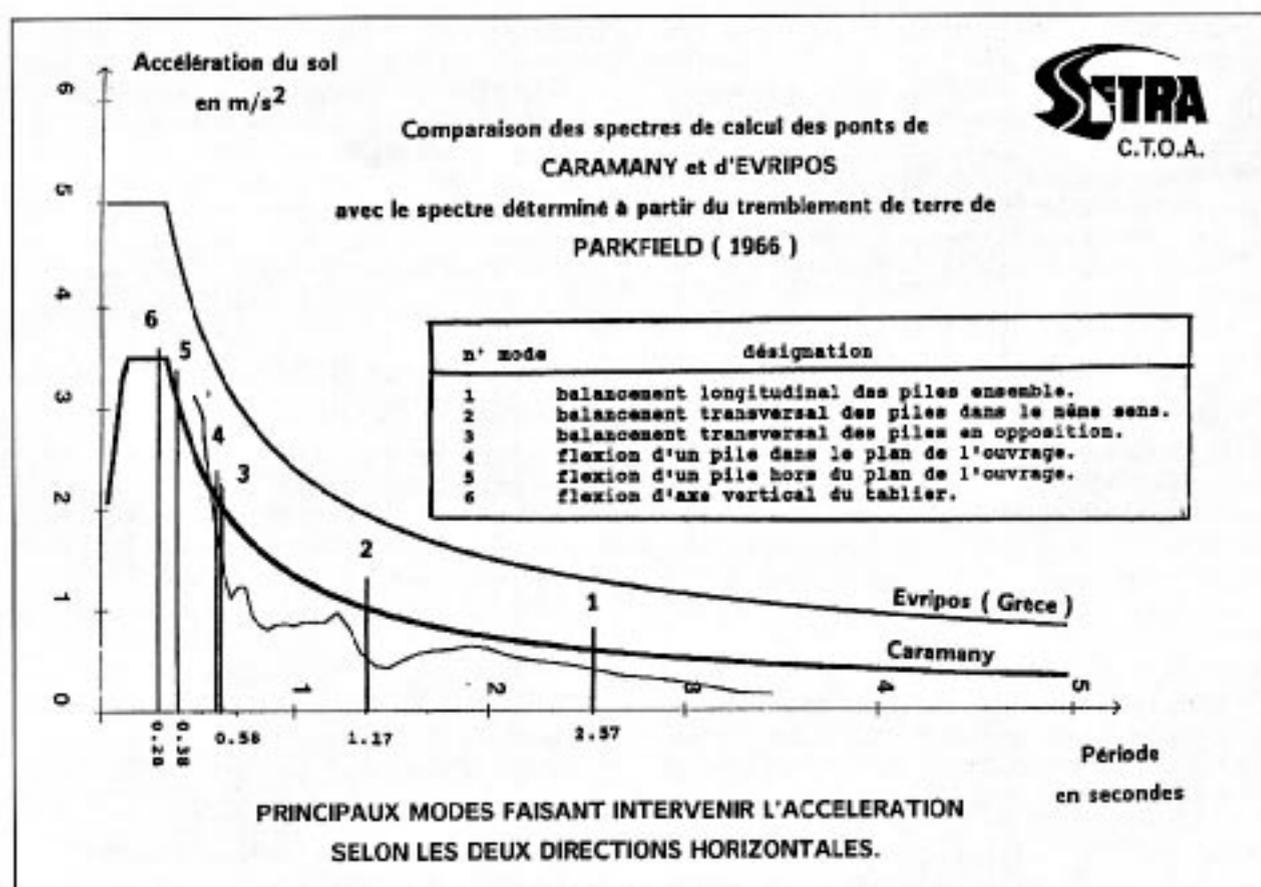
L'ouvrage symétrique se compose de trois travées de 93,5 mètres pour la travée centrale et 65 mètres pour les travées de rive. Les solutions à quatre et cinq travées envisagées dans l'étude préliminaire n'ont pas été retenues en raison de la difficulté de réalisation des fondations et du coût des piles. Il s'agit d'une structure à deux poutres métalliques sous chaussée portant une dalle de béton armé participante. La travée centrale est élancée à 1 pour 29.

### Éléments à prendre en compte pour la conception et le dimensionnement

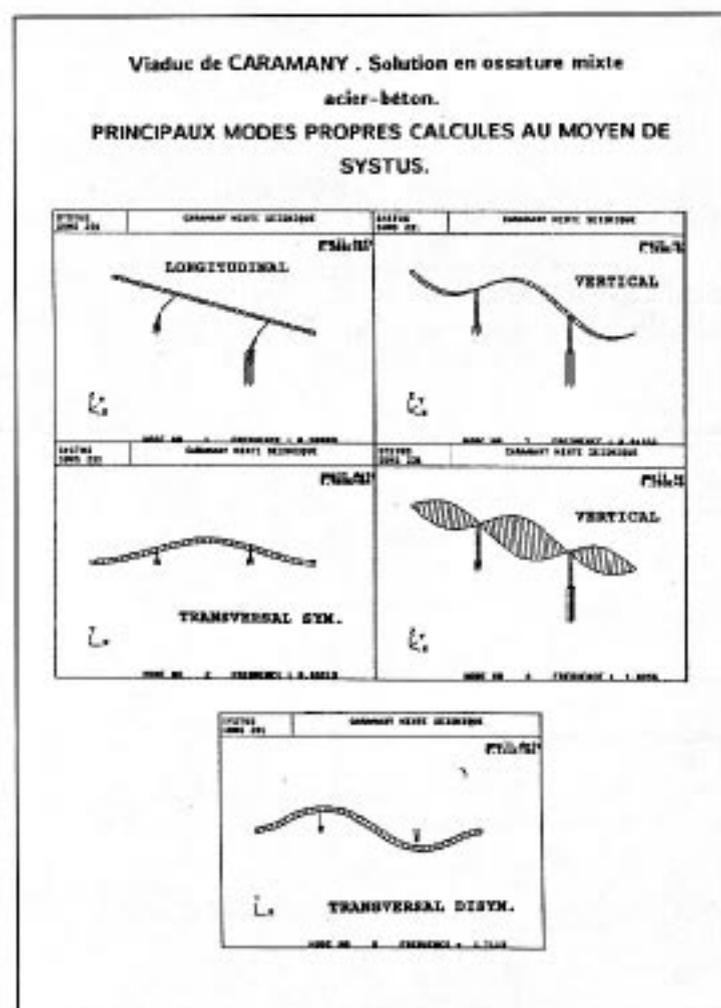
Les caractéristiques d'un séisme sont définies par le spectre des pseudo-accélérations. La pseudo-accélération à la fréquence  $N$  est l'accélération statique équivalente à la réponse dynamique maximum des modes de vibration de fréquence  $N$ . En d'autres termes, lors d'un séisme, le sol transmet à une structure des accélérations, à prendre en compte pour un calcul statique, qui varient avec la souplesse de la structure. Le spectre des pseudo-accélérations sismiques est obtenu à partir des accélérogrammes, enregistrements expérimentaux de l'accélération en fonction du temps. Nous avons reproduit le spectre des pseudo-accélérations établi à partir des accélérogrammes de Parkfield (1966).

Les périodes des mouvements propres de l'ouvrage sont directement liées à sa souplesse. Plus une structure est souple, plus elle se comporte comme une corde de guitare longue et faiblement tendue : la période propre de son premier mode naturel de vibration est grande. Il est commode de représenter le spectre en portant en abscisse la période des structures soumises au séisme, exprimée en secondes (voir panneau 1).

Les spectres sismiques présentent un maximum entre 0,1 seconde et 0,3 seconde, puis ils vont en décroissant avec la période propre de la structure concernée. Les grands ouvrages étant en général sur cette pente décroissante, le projeteur a tout intérêt à choisir les options qui rendent la structure la plus souple possible.



Panneau 1



5 Panneau 2

Le panneau 1 montre le spectre pris pour le calcul du pont en ossature mixte de Caramany tenant compte d'un amortissement moyen de 5 % pour ce type de structure. Nous n'avons pas tenu compte de la ductilité des matériaux, dans la vérification de la structure, alors que la capacité de déformation plastique des aciers va nettement dans le sens de la sécurité. Pour le calcul du barrage, un spectre plus sévère a été exigé pour tenir compte des conséquences bien plus graves d'un endommagement de barrage : le spectre du pont se déduit de celui du barrage par une affinité de 3/5. Ainsi, le spectre pris en compte pour le calcul du barrage se rapproche-t-il de celui pris en compte pour le grand ouvrage à haubans d'Evripos en Grèce en zone plus fortement sismique.

Le panneau 2 montre l'allure des principaux modes de vibration du pont. A chaque mode de vibration est associé une masse modale, quantité de matière intéressée par le mouvement du mode. Si le premier mode intéresse une fraction majoritaire de la masse du pont, les modes suivants n'intéressent que des masses de plus en plus réduites. De la même façon, la corde qui vibre selon un harmonique élevé d'ordre  $n$ , présente  $n-1$  noeuds qui ne bougent pas, ce qui réduit la masse modale. Si l'on supposait que le séisme ne vient exciter que le premier mode du pont, on pourrait calculer les efforts dans l'ouvrage en appliquant l'accélération lue sur le spectre à la masse modale qui correspond d'évidence au tablier tout entier et à la partie supérieure des piles (voir figure du mode 1 du

panneau 2) : on obtiendrait alors en fait une assez bonne approximation des principaux efforts sismiques. Remarquons que l'accélération correspondant au premier mode longitudinal est inférieure à 0,1 G, valeur communément admise pour la zone de faible sismicité. Le calcul demandé par les codes parasismiques consiste à effectuer un cumul quadratique des efforts résultant de l'étude des principaux modes propres mettant en jeu des masses modales significatives. Ces calculs ont été mis en œuvre au SETRA grâce au programme SYSTUS de FRAMATOME.

## Caractéristiques techniques particulières du tablier

Le dimensionnement de l'ossature métallique du tablier n'est pas affecté par les efforts résultant du calcul sismique. Les seuls éléments particuliers sont aux droits des appuis sur piles.

Les appareils d'appuis métalliques sont fixes. Ils sont munis de taquets latéraux soudés supplémentaires, bloquant immédiatement tout mouvement dans le sens longitudinal ou le sens transversal.

En zone courante, les poutres sont reliées par des entretoises. Sur pile chaque entretoise est doublée par une pièce de pont liée par des contreventements à l'entretoise après achèvement du hourdis. L'espace entre l'entretoise et la pièce de pont doit être suffisant pour laisser le passage au tiroir central de l'équipage mobile de l'outil coffrant. La pièce de pont n'est pas trop gênante puisque les plots sur piles sont réalisés en dernier selon la méthode classique du pianotage qui réduit notablement la fissuration du hourdis. Les efforts transversaux ELU d'origine sismique n'étant à Caramany que de 20 % supérieurs à ceux d'origine éolienne, la disposition décrite peut être raisonnablement envisagée sur piles pour tous les ouvrages en ossature mixte avec des portées importantes ( plus de 80 mètres ) et des hauteurs de poutres sur appuis de plus de trois mètres. Elle présente en effet l'avantage de créer un cadre d'entretoisement très rigide sur appuis et de

transférer dans de bonnes conditions l'effort horizontal transversal de la dalle aux appuis. Ce ne serait pas le cas avec une simple entretoise sur pile, car la connexion serait alors limitée aux semelles supérieures des poutres principales. Les connecteurs sur la semelle supérieure seraient insuffisants pour transmettre localement l'effort horizontal, et le moment fléchissant amené par les montants verticaux rigides sur appuis. Ce moment est en effet maximum au niveau de l'assemblage des montants avec les semelles supérieures des poutres.

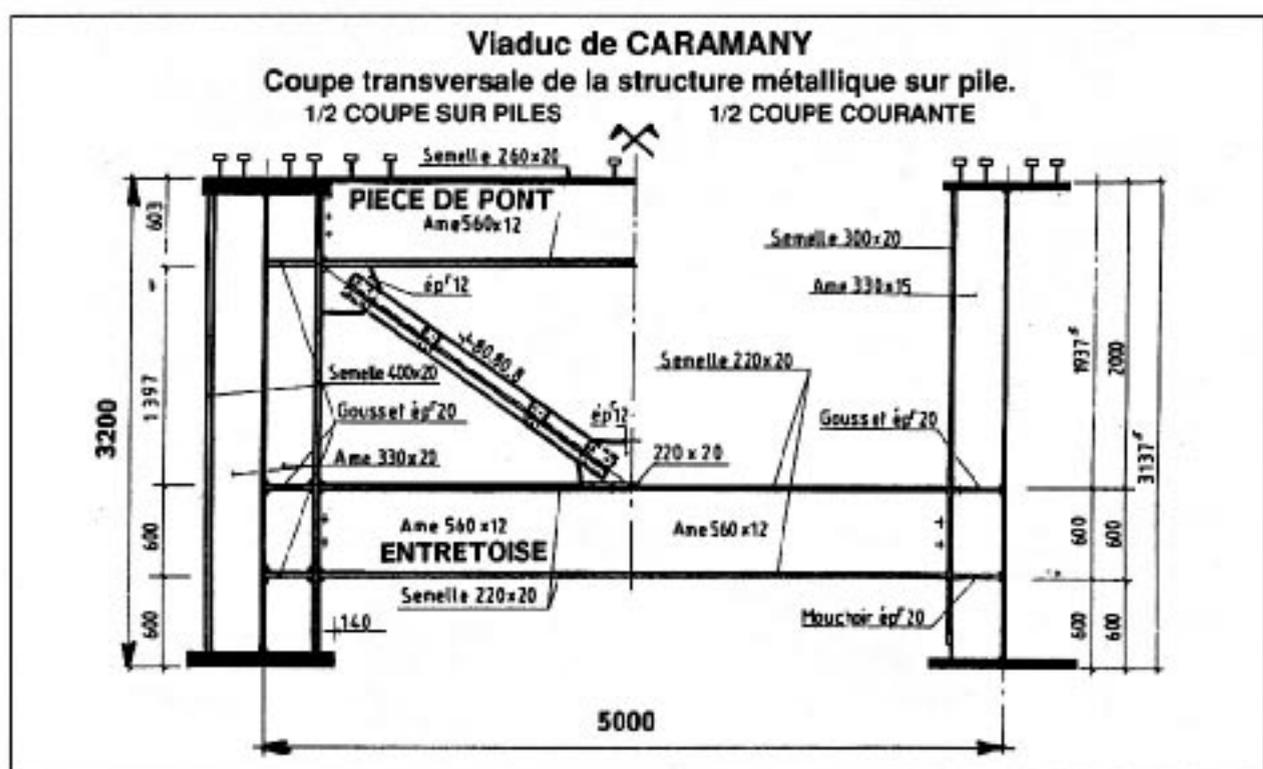
## Caractéristiques techniques particulières des piles

La section des piles est en forme de I. Ces piles sont les plus souples possible. Leur important ferrailage est donc dimensionné par le flambement avec les combinaisons d'actions qui prennent en compte le séisme longitudinal (utilisation du programme de calcul STAB du SETRA).

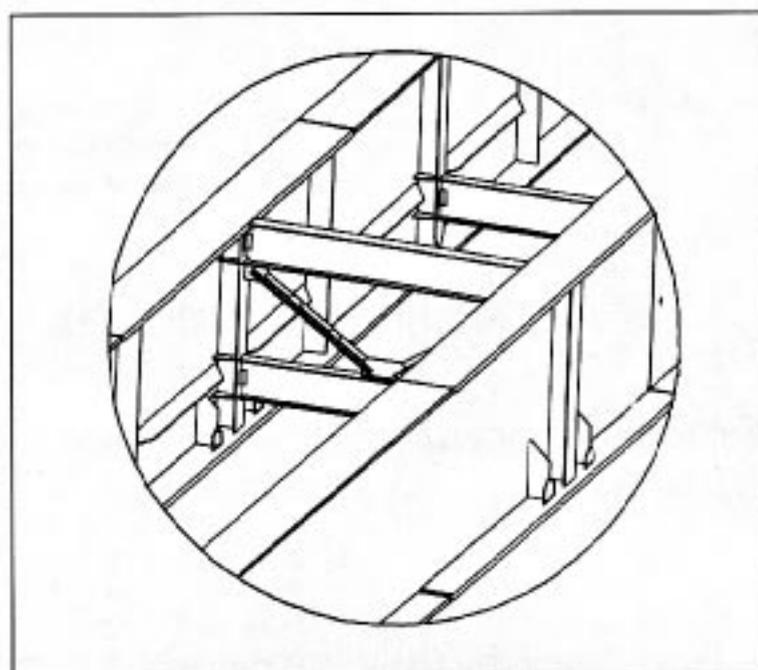
Les piles présentent un fruit car les parties inférieures sont les plus sollicitées par des moments fléchissants. Le tiers inférieur des piles, les semelles et les 5 premiers mètres des pieux sont très ferrillés.

Les piles sont réalisées par levées de quatre mètres coulées en place dans un coffrage grim pant. En zone courante, la longueur moyenne des armatures est de 5,60 mètres, ce qui correspond à des recouvrements de 1,60 mètres pour des HA40. Ces recouvrements sont alternés. Une solution technique utilisant des manchons coupleurs aurait probablement pu se justifier. Dans la partie basse des piles, qui sont les plus sollicitées par les actions dynamiques du séisme, les armatures ne sont pas interrompues sur les deux premières levées : à cette faible hauteur il est aussi possible de manipuler et maintenir la cage d'armatures sans prendre de risques.

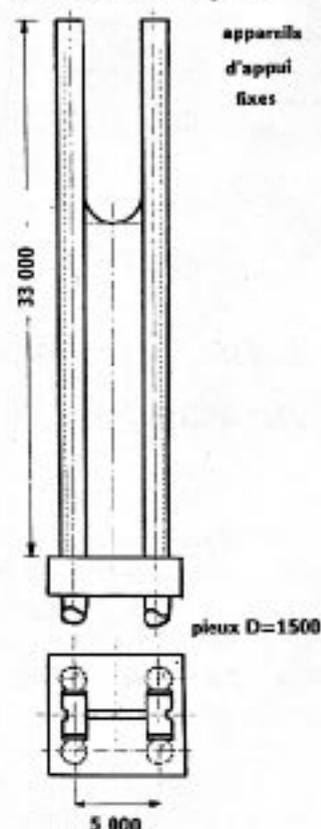
Les cadres horizontaux, très importants pour un bon comportement sous action dynamique, sont dimensionnés en appliquant à la lettre toutes les prescriptions du BAEL.



**Viaduc de CARAMANY**  
Coupe longitudinale . Solution en Ossature Mixte.



**Viaduc de CARAMANY**  
Schéma d'une pile.



**Etat d'avancement des travaux**

Le forage des pieux est actuellement en cours.

Mandataire : BEC.

Ossature métallique : Baudin Chateaufeuf.

Etudes menées pour les Entreprises par SEEE, Agence de Toulouse.

**Principes généraux  
de la conception antisismique  
de la solution en béton précontraint**

La structure est souple vis-à-vis d'un déplacement longitudinal : les appareils d'appui sur culée sont des appareils d'appui glissants longitudinalement et le dédoublement des fûts de piles permet de leur donner une grande souplesse vis-à-vis d'un déplacement longitudinal du tablier. Ainsi, le premier mode de vibration dans le sens longitudinal présente une période élevée, donc est soumis à une faible pseudo-accelération (0,06 g). Toutefois, les efforts dans les fûts de piles restent importants vis-à-vis de leurs dimensions et nécessitent un ferrailage conséquent à la jonction des fûts de pile avec la semelle et le

tablier. On crée ainsi une réserve de ductibilité (dont nous n'avons pas tenu compte) aux deux encastresments de fût, qui est bénéfique pour la dissipation de l'énergie sismique et la résistance ultime réelle de la structure.

La structure est moins souple dans le sens transversale. La pseudo-accelération du mode fondamental, dans le sens transversal, est de 0,12 g. On retrouve une valeur voisine du 0,1 g pris forfaitairement dans les calculs, en absence de calcul dynamique. Les efforts correspondants sollicitent particulièrement les fondations, (les fûts de pile présentant une grande résistance dans le sens transversal).

Nous avons choisi de bloquer transversalement le tablier sur culée, bien que cette disposition augmente la fréquence du premier mode transversal, donc la pseudo-accelération auquel il est soumis.

SYSTUS SUN 230.0	PONT DE CARAMANY SOL.B.P. ETUDE DYNAMIQUE	SYSTUS SUN 230.0	PONT DE CARAMANY SOL.B.P. ETUDE DYNAMIQUE
	 <p>ampli deform 0.399e+04</p> <p><b>LONGITUDINAL</b></p> <p>MODE NO 1 FREQUENCE = 0.39985</p>		 <p>ampli deform 0.412e+04</p> <p><b>TRANSVERSAL</b></p> <p>MODE NO 2 FREQUENCE = 0.72669</p>
	 <p>ampli deform 0.507e+04</p> <p><b>VERTICAL</b></p> <p>MODE NO 3 FREQUENCE = 1.2044</p>		 <p>ampli deform 0.148e+04</p> <p><b>TRANSVERSAL DISYM.</b></p> <p>MODE NO 4 FREQUENCE = 1.4945</p>

Panneau 3

Ce choix est justifié par deux considérations :

- le blocage transversal sur culée augmente l'effort sismique transversal total, mais non les efforts à la base des fûts de pile, car les culées participent elles-aussi à la reprise de l'effort transversal. Et les culées, fondées directement sur le rocher, peuvent reprendre, sans problème, l'effort qui leur est transmis ;

- la structure devient très hyperstatique vis-à-vis du séisme transversal. Donc sa ductilité réelle augmente, des redistributions d'efforts sont possibles et la résistance ultime réelle de la structure est augmentée.

T. KRETZ  
J. BERTHELLEMY  
J. RESPLENDINO

## 2

## Techniques particulières

### Isotension - Technique mise au point pour la tension toron par toron des câbles de haubans

Il s'agit d'une nouvelle méthode de tension de haubans, toron par toron, qui tout en assurant l'uniformité de tension de tous les torons constitutifs du hauban, quel que soit leur nombre, permet de s'affranchir des inconvénients des méthodes utilisées jusqu'ici : coupe précise préalable à longueur suivant la méthode dite "à l'allongement" ; imprécisions et difficulté pratique de réalisation de la méthode dite "à l'effort", où chaque toron est tendu à un effort différent, préalablement calculé suivant des hypothèses théoriques sur la déformation de la structure.

Le principe de l'isotension est le suivant :

- Le toron est monté et enfilé par déroulement direct à partir des bobines d'origine. Le premier toron étant ancré à une extrémité, l'autre extrémité est enfilée dans l'autre ancrage ; il est coupé, et tendu à un effort préalablement calculé (ce premier toron peut être également coupé à longueur précise, et être alors tendu à une longueur imposée).

Ce premier toron n'est pas encore bloqué par sa clavette dans l'ancrage définitif, mais dans un ancrage monotoron indépendant qui est muni d'une cellule dynamométrique précise indiquant en permanence la tension du toron.

- Le deuxième toron est ensuite installé, toujours par déroulement direct, ancré à une extrémité, enfilé dans l'autre, puis tendu avec un vérin monotoron. Ce vérin est

équipé d'une cellule dynamométrique identique à celle qui équipe le premier toron. A mesure que la tension du deuxième toron augmente, celle du premier se réduit par suite du rapprochement des ancrages entre eux. La mise en tension est arrêtée lorsque les lectures des deux cellules sont identiques. Le deuxième toron est ensuite auto-ancré dans l'ancrage. Si besoin, on peut introduire une correction pour rentrée de clavette.

Les deux premiers torons ont alors la même tension.

- Le troisième toron est ensuite mis en œuvre de la même façon : la tension est arrêtée à l'égalisation de lectures des cellules du vérin et du premier toron.

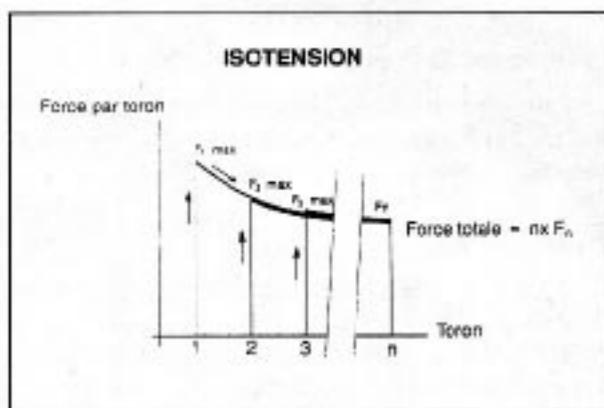
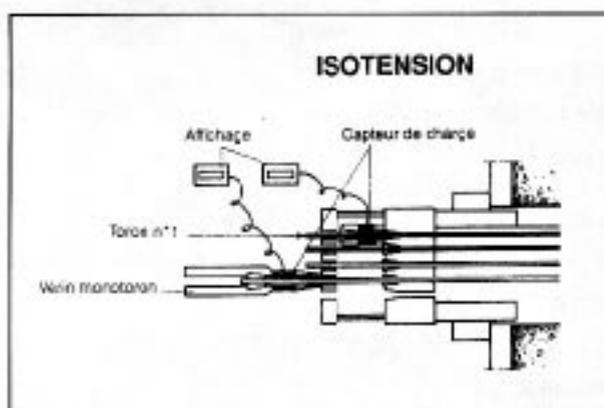
Les trois torons ont la même tension.

- L'opération se répète de façon identique jusqu'au dernier toron. La dernière tension, identique pour les torons, est notée.

- Le premier toron est ensuite détendu, l'ancrage provisoire et la cellule démontés. Ce premier toron est finalement retendu à la tension notée précédemment et ensuite auto-ancré dans l'ancrage.

Les deux schémas suivants illustrent ce principe.

C. DE LA FUENTE  
P. JARTOUX



## Ferrailage passif des bossages

L'évolution de la technique se traduit toujours par des modifications de la réglementation. De par la force des choses, les règlements et les différents documents d'application sont édités de manière échelonnée dans le temps. Cela conduit parfois à quelques difficultés d'interprétation pour les projeteurs, dues également à une mauvaise homogénéité entre les textes.

Le ferrailage des bossages d'ancrage de câbles de précontrainte fait partie de ces problèmes souvent posés.

Le BPEL 83 précise bien le dimensionnement du ferrailage longitudinal de ces bossages, mais ne donne aucune indication sur la manière de les accrocher au reste de la structure. Pour cela, les projeteurs utilisent habituellement le complément au Bulletin Technique n° 7 du SETRA "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs".

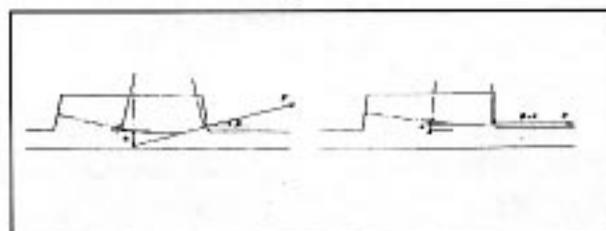
Ce document date de 1979 et est donc antérieur au BPEL 83. Il entraîne un excès de ferrailage dans certaines zones du bossage, ce qui conduit à des difficultés de mise en place des armatures d'une part, et de bétonnage d'autre part.

Il a donc semblé nécessaire de présenter quelques recommandations qui ont pour but d'actualiser la conception de ces bossages, et de l'harmoniser avec les règlements en vigueur, et notamment les règles BAEL91 et BPEL91 à paraître.

En premier lieu, selon le chapitre du BPEL concernant la diffusion des efforts de précontrainte, la contrainte admissible dans les aciers est :  $\sigma_s = 2/3 f_{t0}$  et non  $3/4 f_{t0}$ .

### Bossage de câble intérieur au béton

On rappelle ci-dessous les différentes familles d'armatures de couture des bossages :



• Les aciers A1 sont en fait les aciers d'éclatement et de surface du BPEL, et doivent reprendre :  
0,04 F pour les aciers de surface,

0,15 F pour les aciers d'éclatement, soit au total environ 0,2 F pour les aciers A1 qui doivent être disposés dans les deux directions sur toute l'épaisseur de la pièce.

• Les aciers A3 reprennent la poussée au vide due à la courbure du câble. Ils doivent donc toujours reprendre :

$F \sin \alpha$  suivant le plan de déviation du câble.

Dans les cas courants,  $\sin \alpha$  est voisin de 0,2.

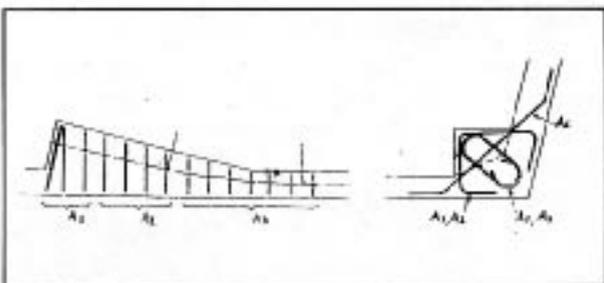
• Les aciers A2 sont disposés entre les aciers A1 et A3. A notre connaissance, aucune théorie ne permet de les dimensionner. Il suffit de poursuivre un rythme semblable à celui de A3, avec le même diamètre ou le diamètre immédiatement inférieur.

Dans le cas courant des bossages ne présentant pas de reprise de bétonnage, on admet pour ces aciers A2 une valeur de 0,2 F ; ce qui conduit à un ferrailage global reprenant 0,6 F au lieu de F (pour A1 + A2 + partie de A3). Ce principe n'a jamais donné de désordres.

Dans le cas où les bossages comportent une reprise de bétonnage, ce qui est vivement déconseillé, la surface de reprise devra être rugueuse, et il est alors conseillé de respecter la règle des coutures. On doit alors reprendre globalement  $F (\cos \alpha + \sin \alpha)$ , ce qui conduit à une nette augmentation du ferrailage.

### Bossage de câble extérieur au béton

Ce cas de figure est tout à fait différent. L'effort étant dirigé vers l'extérieur du béton, il convient tout d'abord de l'accrocher entièrement en utilisant la règle des coutures. Mais il faut également reprendre la composante de traction de l'effort de précontrainte (voir ci-dessous).



Les armatures doivent donc reprendre, au moins :  
en couture :  $F \cos \beta$   
et en traction :  $F \sin \beta$

et être judicieusement disposées pour reprendre l'effort de flexion dû à l'excentrement  $e$  du câble.

Dans le cas des câbles extérieurs, cette valeur est d'autant moins négligeable que ces câbles sont habituellement de grande puissance : 19 T15 et même 27 T15.

## Remarques

1 - Pour plus de précisions, le lecteur pourra se reporter à l'article de M. Virlogeux, paru dans les Annales de l'ITBTP, n°391 de Février 1981. Cet article étant antérieur à la parution du BPEL, il convient donc d'apporter les compléments suivants :

- la contrainte admissible dans les aciers est de  $2/3 f_e$  ;

- pour les aciers A1, le BPEL a ajouté une valeur plancher de  $0,15 F$  à la formule de Guyon  $0,25 (1 - a_j/d_j)F$ , et l'on obtient actuellement le même dimensionnement qu'avec la règle inspirée des consoles courtes qui a le défaut de ne pas tenir compte de la composante  $F \sin \alpha$ .

2 - Les aciers A1 remplacent la frette du procédé d'agrément et le BPEL précise bien qu'ils doivent régner sur toute l'épaisseur. Par prudence, l'utilisateur peut ajouter une légère frette, mais celle-ci ne devrait pas avoir plus de quatre à cinq spires distantes d'environ 0,10 m.

3 - On conseille de ne pas trop concentrer les aciers A3 et de placer au moins un acier au-delà de la fin théorique de la courbure car le tracé réel n'est pas toujours conforme au tracé théorique ; en particulier, le point de tangence est rarement respecté.

Enfin, Monsieur Virlogeux signale que, dans cet article, le chapitre concernant la diffusion de la précontrainte comporte quelques erreurs et qu'il ne faut donc pas l'utiliser pour projeter des ouvrages.

## 4 - Exemples numériques

### Câble intérieur

$$F = 2,50 \text{ MN} \quad \alpha = 12^\circ \quad \sigma_s = 2/3 f_e = 267 \text{ MPa}$$

aciers A1

$$\begin{cases} A_s = (0,04 \times 250)/2,67 = 3,75 \text{ cm}^2 \\ A_e = (0,15 \times 250)/2,67 = 14,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$d'ou A_1 = 17,80 \text{ cm}^2$$

aciers A3

$$A_3 = F \sin \alpha / 2,67 = (0,208 \times 2,5)/2,67 = 19,47 \text{ cm}^2$$

aciers A2

sans reprise de bétonnage :

$$A_2 = 0,2 F / 2,67 = (0,2 \times 2,5)/2,67 = 18,73 \text{ cm}^2$$

avec reprise de bétonnage :

si on applique la règle des coutures :

$$F (\cos 12^\circ - \sin 12^\circ) = 1,93 \text{ MN}$$

$$d'ou A_t = 1,93/2,67 = 72,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{et donc } A_2 = 72,12 - (17,8 + 19,47) = 34,85 \text{ cm}^2$$

au lieu de 18,73 cm<sup>2</sup>

en l'absence de reprise de bétonnage.

### Câble extérieur

L'effort à reprendre devient, par exemple :

$$F = 3,80 \text{ MN (19 T15)} \quad \text{et } \beta = 10^\circ$$

d'ou la section d'acier à mettre en place

$$A = F (\cos 10^\circ + \sin 10^\circ) / \sigma_s = 380(0,174 + 0,174)/2,67 = 164,87 \text{ cm}^2$$

au total pour un 19 T15

$$\text{au lieu des } 17,80 + 19,47 + 18,73 = 56,0 \text{ cm}^2$$

nécessaires à l'ancrage d'un 12T15 intérieur sans reprise de bétonnage.

**D. LECOINTRE  
D. LE FAUCHEUR**

## Les réactions d'appui des dalles biaisées

De temps en temps, les contraintes de circulation nous amènent à construire des tabliers de ponts au-dessus de leur position définitive. Une fois terminés, ils sont descendus, par vérinage, jusqu'à leur position définitive. Les mesures réalisées, lors de ces opérations de vérinage, réservent parfois quelques surprises pour les ponts biaisés à dalle précontrainte, comme nous l'ont montré deux exemples récents.

### Incidence du biais

Un PSIDP avait été construit sur cintre, au-dessus de sa position définitive, afin de préserver, pendant les travaux, le gabarit routier. Lorsque l'opération de vérinage débuta, on s'aperçut que les vérins, prévus initialement, ne convenaient pas. En effet, avant la pose des superstructures, les réactions d'appui étaient de 125 t, à proximité de l'angle aigu et de 25 t, à proximité de l'angle obtus (cf. schéma ci-après).

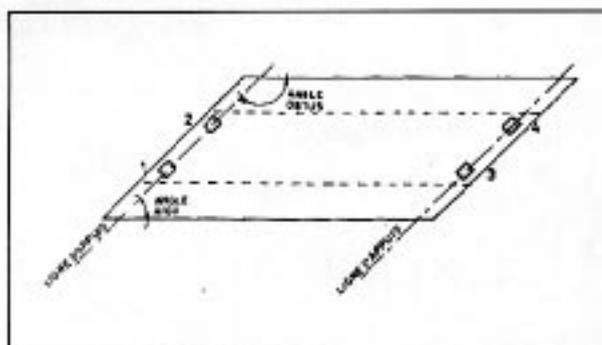
L'opération de vérinage fut alors suspendue, afin que l'ingénieur, chargé des études d'exécution, explique le

phénomène. A cet effet, il eut recours à un programme à barres, qui montra que ces valeurs résultaient "naturellement" :

- du biais (58 grades) ;
- de la portée (15,40 m) ;
- de la largeur de la dalle à larges encorbellements (4,31 + 2 x 2,20) ;
- et de la précontrainte (16 x 12 T 15).

Les réactions à vide, données par le calcul, étaient voisines de celles mesurées, qui sont données ci-après, pour information :

	Avant mise en place des superstructures	Après mise en place des superstructures
1	125 t	1 151 t
2	35 t	2 82 t
3	35 t	3 75 t
4	125 t	4 161 t



Les vérifications entreprises montrèrent que l'on pouvait utiliser les appareils d'appui définitifs, tous identiques, qui avaient déjà été approvisionnés. En effet, la prise en compte de l'élasticité de ces derniers (cf. ci-après) atténue les différences des réactions entre appareils d'une même ligne d'appuis.

#### Incidence du nombre d'appareils d'appui

Un autre PSIDP, isostatique, avait une portée biaise de 20 m, pour un biais de 59 grades et une largeur droite de 8,75 m.

Le nombre d'appuis néoprène par culée, prévu au projet de base, était de trois, avec un entraxe de 3,5 m.

Compte tenu de la valeur du biais, il n'avait pas été prévu de passage MRBBP et les appareils d'appui avaient été dimensionnés suivant les résultats donnés par le programme PSIDPEL.

A l'issue du contrôle d'exécution, une vérification, faite avec un programme de calcul 'plaque', a permis de mettre en évidence une répartition transversale des réactions d'appui très disparate, donnant même des valeurs négatives dans les angles obtus, comme le montrent les résultats suivants (en tonnes) :

	appui angle obtus	appui milieu	appui angle aigu
Charges permanentes	153	-3	24
Précontrainte	-165	128	37
Total à vide	-12	125	61

Pour obtenir des réactions positives, on est passé de trois à deux appareils par ligne d'appuis, avec un entraxe de 5,60 m. Les nouvelles valeurs des réactions montrent que l'angle aigu est toujours le plus chargé à vide :

	appui angle obtus	appui angle aigu
Charges permanentes	161	13
Précontrainte	-126	126
Total à vide	35	139

Cet ouvrage, construit plus haut, a subi un vérinage pour mise en place sur appareils définitifs. Les mesures des réactions d'appui, faites lors du vérinage, ont confirmé les valeurs théoriques de vérinage.

Avec un entraxe de 5 m entre appareils d'appui, lorsque l'on prend en compte l'élasticité de ces derniers, on obtient les résultats suivants :

	appui angle obtus			appui angle aigu		
Souplesse (m/t)	0	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	0	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>
Charges permanentes	163	160	139	11	14	35
Précontrainte	-125	-120	-85	125	120	85
Total à vide	38	40	54	136	134	120

Ces résultats mettent en évidence, pour une dalle donnée, l'importance de la souplesse des appareils d'appui dans la répartition des réactions. Cependant, ces dernières restent, à vide, très inégales.

#### Position du problème

De ce qui précède, il est utile de rappeler brièvement le principe du calcul des réactions d'appui du programme PSIDP (ou PSIDA), son domaine d'application et sa validité.

#### 1 - Principe du calcul de réactions d'appui du programme PSIDP (ou PSIDA)

Une fois connue la réaction d'appui d'une ligne d'appuis, par un calcul de poutre, le programme PSIDP (ou PSIDA) calcule les coefficients d'inégalité de répartition des réactions d'appui individuelles de la façon suivante :

- Pour les charges réparties, le programme affecte, à chaque appui, une bande longitudinale, dont la largeur est fonction de la largeur de la dalle et de l'espacement des appuis.
- Pour les charges concentrées, le programme considère que la ligne d'appuis se comporte comme une poutre continue.
- Pour les charges de trottoir, le programme suppose que l'appareil d'appui le plus sollicité supporte la réaction d'appui due à la charge du trottoir le plus large.

#### 2 - Domaine d'application et validité

A partir de ce calcul, le programme PSIDP (ou PSIDA) évalue les réactions d'appui, maximale et minimale, d'une ligne d'appuis de l'ouvrage en service et propose le dimensionnement des plaques en élastomère à mettre en place.

Les divergences, concernant les réactions d'appui, soulevées précédemment entre les calculs de plaque ou de réseau de poutres et PSIDP (ou PSIDA) s'expliquent par le fait que l'on a affaire à un vérinage, situation dans laquelle les points d'appui sont rigides, hypothèse différente de celle des appareils d'appui en élastomère.

En effet, si l'on procède à un calcul de plaque avec des appuis élastiques (coefficients d'élasticité de l'ordre de 10<sup>-4</sup> m/t ou 10<sup>-5</sup> m/t : cas des appuis en élastomère), les résultats concordent beaucoup mieux avec ceux de PSIDP (ou PSIDA). A titre d'exemple, voici les réactions d'appui individuelles, telles qu'elles ressortent de calcul PSIDP et de MRB, pour un ouvrage comportant trois appuis par ligne, de 44 gr de biais, 18 m de portée biaise et 7,6 m de largeur droite :

	À vide		En charge	
	Appareil d'appui le + chargé	le - chargé	Appareil d'appui le + chargé	le - chargé
PSIDP	67 t	59 t	133 t	59 t
MRB (10 <sup>-4</sup> m/t)	64 t	59 t	117 t	45 t
MRB (10 <sup>-5</sup> m/t)	71 t	47 t	139 t	34 t
MRB (0 m/t)	78 t	35 t	160 t	-4 t

Au vu de ces résultats, on peut conclure qu'il y a une bonne concordance en service entre PSIDP et MRB (2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> lignes du tableau) et une mauvaise concordance au vérinage (dernière ligne du tableau).

### Conclusion

Lorsque l'on dimensionne un tablier-dalle en service, le biais étant limité conformément aux recommandations du dossier-pilote PSIDP (ou PSIDA), on peut ne pas recourir au programme MRB ou similaire.

Le vérinage d'un tablier-dalle nécessite des calages provisoires sur des points d'appui rigides. Il en résulte une répartition inégale de réactions entre appareils d'appui d'une même ligne, que seul un calcul par le programme

MRB ou similaire est en mesure de gérer avec une bonne précision. En outre, ce calcul permet d'évaluer les efforts dans le tablier, dus au vérinage (simulé par des dénivellations d'appui). Les informations concernant l'état de contraintes du tablier pendant l'opération de vérinage sont nécessaires pour pouvoir la programmer en connaissance de cause.

De façon similaire, si les appareils d'appui utilisés sont trop rigides, on constate des différences importantes entre appareils définitifs d'une même ligne.

**B. FLOURENS**

**A. PALOMBI**

**H. HUYNH**

---

## Gardons nos bonnes habitudes !

Les Règles de l'Art nous imposent de bétonner la dalle des ponts mixtes par plots, en commençant en travée, et en achevant par les zones sur piles, ceci de façon à réduire les contraintes de traction dans les zones sur piles.

Cette cinématique multiplie les manipulations de coffrages. Elle complique sensiblement l'exécution. Il est clair que l'entreprise sera tentée de bétonner de façon linéaire, à l'avancement.

Devant l'insistance du bétonnier pour couler à l'avancement la dalle du Viaduc R.A.T.P. "Trans Val de Marne" sur le Carrefour Pompadour, nous avons réalisé une étude comparative des contraintes et des fissures qui se développent dans les deux cas :

- bétonnage à l'avancement
- bétonnage phasé en commençant par les zones situées en milieu de travées.

Le Viaduc T.V.M. sur le Carrefour Pompadour permettra à la liaison R.A.T.P. "Trans Val de Marne" de franchir en site propre ce noeud de circulation.

Il s'agit d'un ouvrage de 253m de longueur, comportant neuf travées :

18m - 25,50m - 32,50m - 37m - 35m - 28m - 28m - 28m et 21m.

Le tablier, représenté sur la figure 1, est constitué d'un caisson métallique ouvert supportant une dalle en béton armé de 28cm d'épaisseur moyenne et de 9m de largeur.

Les caractéristiques mécaniques de cette section au droit de la pile P5 sont données dans le tableau de la figure 2. Elles ont été calculées avec les deux valeurs (l'une instantanée, l'autre différée du module du béton) dans l'hypothèse d'une section non fissurée. La dernière ligne de ce tableau concerne la section fissurée avec un ferrailage de 1%.

A l'aide du programme ST1, nous avons modélisé les deux cinématiques de bétonnage.

Pour chaque cas, nous avons évalué le niveau de fissuration du béton de la dalle au voisinage de l'appui P5 à deux étapes de la vie de l'ouvrage :

- à la fin de la construction ( temps "0" ), aussitôt après la pose des superstructures (avant retrait et fluage du béton),
- et au bout d'un temps dit "infini" (avec retrait et fluage).

Il s'agit de calculs modestes, basés sur des hypothèses simplificatrices, en particulier pour évaluer le retrait et le fluage. La précision de ces résultats doit être prise avec certaines réserves.

Les chiffres sont cependant convaincants, comme en témoignent les courbes de contraintes dans la dalle, bétonnée selon les deux méthodes (figures 3, 4 et 5).

Dans le cas du bétonnage par plots, la contrainte de traction maximale est de 5,1 MPa au temps zéro et de 5,62 MPa au temps infini, en comptant 2,6 MPa de retrait (valeur pessimiste).

Dans le cas du bétonnage à l'avancement, cette contrainte atteint 8,62 MPa au temps zéro et 7,50 MPa au temps infini, en comptant encore 2,6 MPa de retrait.

La dernière courbe donne les contraintes au niveau de la fibre inférieure de la dalle dans les deux hypothèses de bétonnage, après un temps infini.

Si l'on considère que le béton ne sera réellement fissuré qu'à partir de 4 MPa de traction (c'est ce qu'il se passe dans la pratique car le béton est souvent plus résistant que ce qui est prévu dans les calculs), on peut conclure qu'après un temps infini, du côté de la grande travée P4-P5 (figure 6) :

- dans le cas du bétonnage par plots,
  - la dalle est fissurée sur 4 mètres en fibre supérieure et que cette fissure traverse toute son épaisseur sur une longueur de 1m ;
- dans le cas du bétonnage à l'avancement,
  - la dalle est fissurée sur 5 mètres en fibre supérieure et que cette fissure traverse toute l'épaisseur de la dalle sur une longueur de 3,20m ;

Enfin, la valeur de la contrainte induite par le retrait qui a été prise dans ces calculs, est pessimiste puisqu'il s'agit de la valeur réglementaire calculée sur la section non fissurée. Cet effet ne s'exerce réellement plus de façon aussi globale sur la section de béton à partir du moment où elle est déjà fissurée.

D'autre part, c'est la même valeur du retrait, 2,6 MPa calculée dans le cas du bétonnage à l'avancement par le bureau d'études de l'entreprise, qui a été prise dans le cas du bétonnage par plots alors que dans cette hypothèse, le phasage diminue cet effet.

Cette petite étude est à l'échelle des travées du Viaduc T.V.M., mais elle confirme la position de Jacques ROCHE dans son article " A propos des clauses courantes pour CCAP et CCTP de tabliers métalliques ":

"Ce n'est que dans le cas d'ouvrages dont toutes les travées ont une portée modeste, inférieure à trente mètres, que l'on pourra envisager d'admettre des variantes avec coulage ...par plots... ou à l'avancement".

Il faut cependant reconnaître les avantages pour l'exécution de la cinématique de bétonnage à l'avancement. Il s'agit d'une méthode plus rapide, plus économique et plus sûre vis-à-vis des voies franchies, puisque les manipulations de coffrages sont moindres.

Mais si les tractions qui se développent au cours de

l'exécution dans la dalle deviennent trop importantes, la qualité de l'ouvrage fini diminuera sensiblement. Cette baisse de qualité peut s'évaluer concrètement, à l'aide de critères quantitatifs:

- longueur de dalle fissurée au droit des appuis
- longueur de dalle fissurée sur toute son épaisseur.

Enfin, il est souvent possible de recomprimer une dalle coulée à l'avancement, soit par dénivellation d'appui, soit par mise en oeuvre de câbles de précontrainte. Mais cette sage précaution réduit nettement l'intérêt économique de la cinématique de bétonnage linéaire par rapport à la cinématique phasée.

**H. ABEL-MICHEL**

**R. TIRAT**

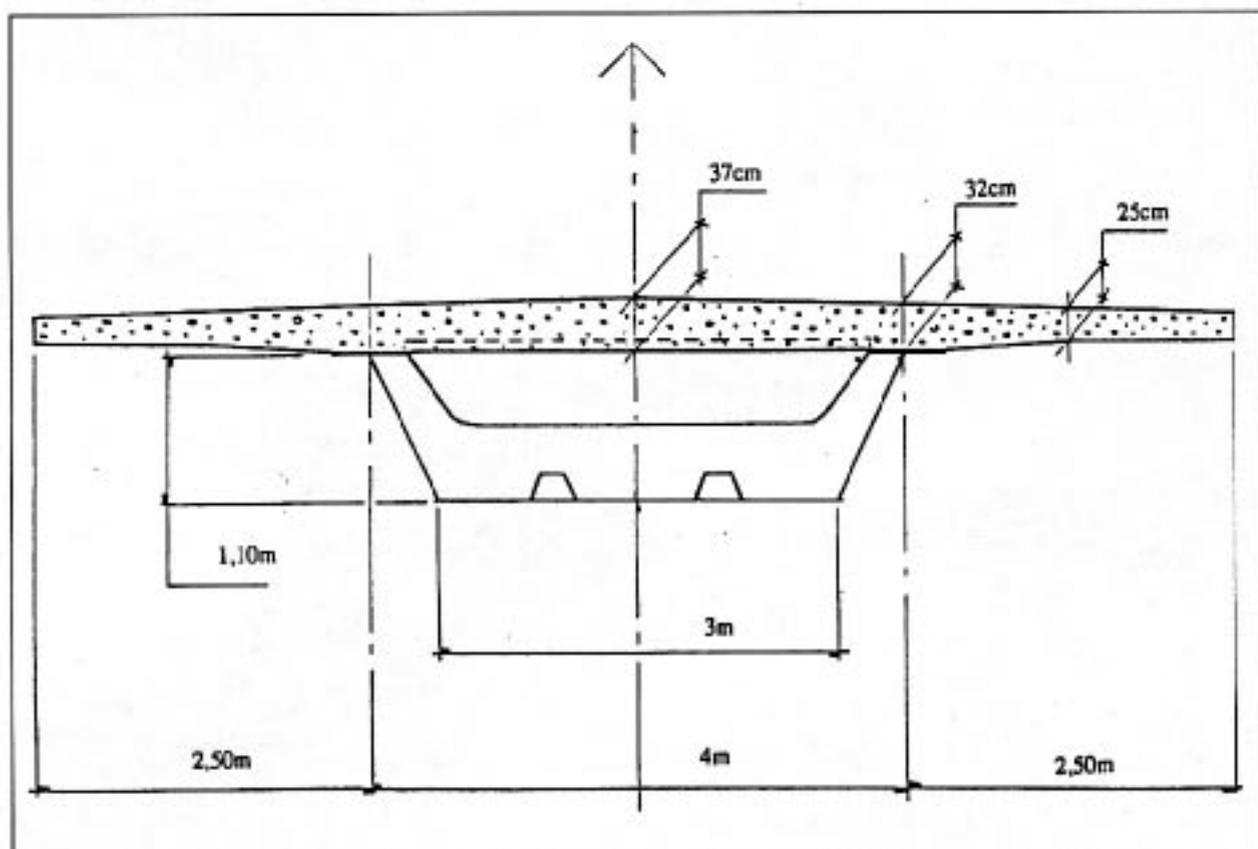


Figure 1 : Coupe transversale type du Viaduc T.V.M. sur le Carrefour Pompadour.

Caractéristiques de la section au droit de P5	n	S(m <sup>2</sup> )	v(m)	I(m <sup>4</sup> )
Section non fissurée caractéristiques instantanées	6	0,680	0,49	0,175
Section non fissurée caractéristiques différées	18	0,459	0,66	0,132
Section fissurée ferrillée à 1 %	-	0,348	0,72	0,092

Figure 2 : Tableau des caractéristiques mécaniques de la section au droit de la pile P5.

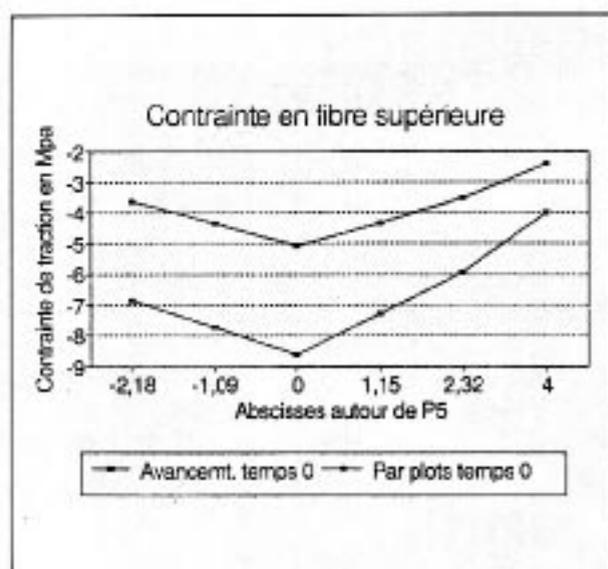


Figure 3 : Contraintes dans la dalle au voisinage de P5 en fin de construction suivant le mode de bétonnage.

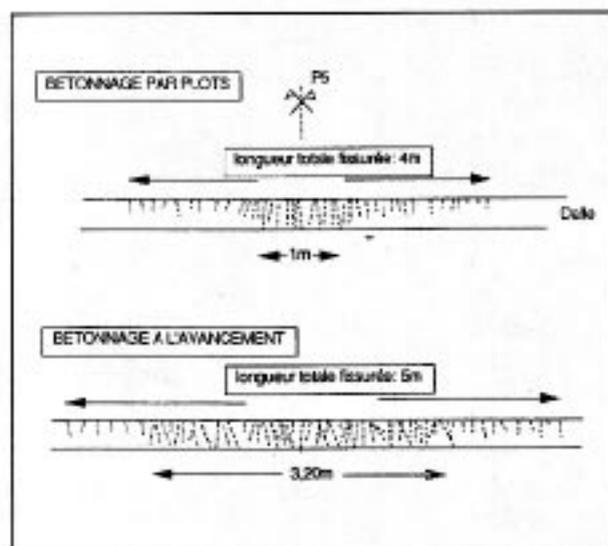
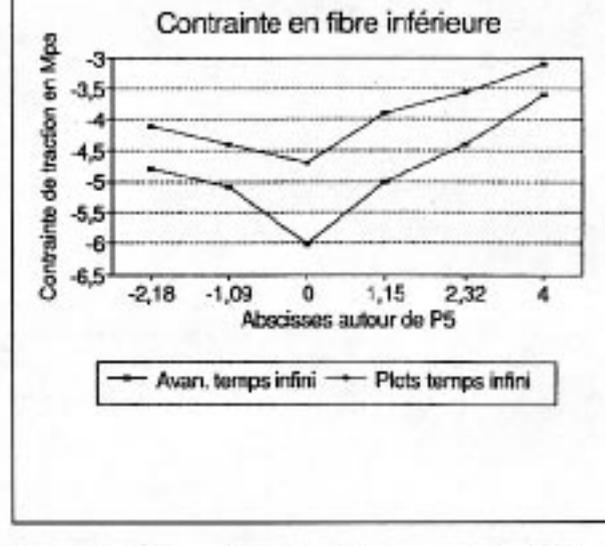
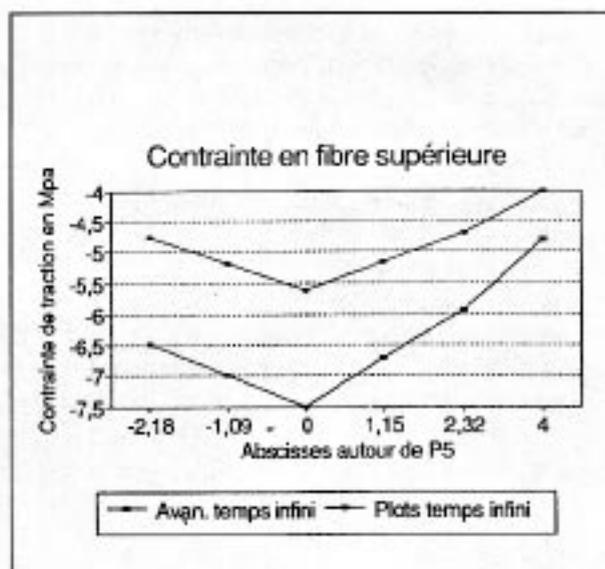


Figure 6 : Schématisation de la fissuration au voisinage de P5 suivant le mode de bétonnage.



Figures 4 et 5 : Contraintes dans la dalle au voisinage de P5 sous charges permanentes en service suivant le mode de bétonnage en fibre sup. et fibre inf. de la dalle.

## Ouvrages mixtes

Depuis quelques années, les bipoutres mixtes ont conquis une part significative du marché des ponts de moyenne portée. A l'occasion des dernières réalisations, dans la zone d'action du C.E.T.E. de LYON, nous avons été appelés à nous intéresser à :

- La répartition de la fissuration dans la dalle en béton armé ;
- Les valeurs des flèches statiques, mesurées lors des essais de chargement.

### Répartition de la fissuration dans la dalle en béton armé

Depuis l'entrée en vigueur de la circulaire 81-63 du

28 juillet 1981, relative aux règlements de calcul des ponts mixtes acier-béton, on ne cherche plus systématiquement à maintenir le béton de la dalle, comprimé sous l'effet du poids propre de l'ouvrage et des superstructures. Lorsque le béton est tendu au-delà de la limite de traction à la rupture, on met en place des armatures passives, capables de reprendre cette traction. Aux états limites de service, la contrainte dans les armatures est limitée à  $2/3 f_t$  et  $150 \eta$ .

Il n'est donc pas surprenant de constater, dans les zones où le béton est tendu sous l'effet des charges permanentes, des fissures transversales dans la dalle.

Cependant, des observations récentes nous ont montré que cette fissuration (largeur des fissures  $2/10$  mm) n'était pas systématique, et qu'elle concernait également des zones où le béton est normalement comprimé.

En général, ces observations ne sont faites que lors de la visite préalable à la réception des ouvrages. En effet, en cours de chantier, il est difficile d'accéder, en toute sécurité, à l'intrados de la dalle. Par contre, après un épisode pluvieux, on peut plus facilement observer le réseau de fissuration, car les fissures constituent un cheminement préférentiel pour l'eau et révèlent ainsi leur présence en intrados.

Les fissures observées nous conduisent à poser les questions suivantes :

- Peut-on expliquer, rationnellement, l'apparition de cette fissuration ?
- Constitue-t-elle, à terme, un danger pour la pérennité de l'ouvrage ?
- Existe-t-il des solutions qui permettent de diminuer l'intensité de cette fissuration ?

Tant que des réponses complètes n'auront pas été apportées aux questions précédentes, nous conseillons, aux maîtres d'œuvre de notre zone d'action, de veiller tout particulièrement à la qualité des chapes d'étanchéité des ponts mixtes, et à leur pérennité dans le temps.

## Valeurs des flèches statiques mesurées lors des essais de chargement

Alors que les ponts en béton précontraint nous avaient habitués à des flèches mesurées, systématiquement infé-

rieures aux flèches calculées, il n'en est plus de même pour les ponts mixtes. Pour ces derniers, les flèches mesurées sont souvent supérieures aux flèches calculées.

La raison en est simple : la dalle en béton armé des bi-poutres mixtes est déjà fissurée, sous l'effet des charges permanentes, sur toute son épaisseur, de part et d'autre des appuis (cas d'un ouvrage continu). Lorsque l'on applique les charges d'épreuves, les fissures existantes, de part et d'autre des appuis, s'ouvrent et mettent en traction les aciers passifs de la dalle.

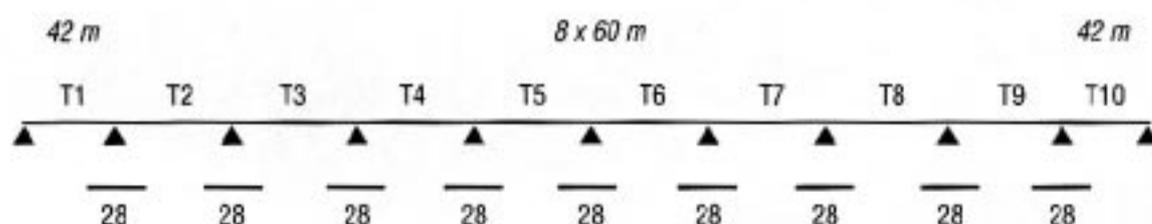
Pour faciliter la tâche du calculateur, la circulaire autorise que le calcul des inconnues hyperstatiques soit mené en tenant compte du béton de la dalle, même s'il est tendu. Les bureaux d'études mènent donc leurs calculs de flèche, en tenant compte du béton de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage, alors que le béton de cette dernière n'intervient, selon nous, que lorsqu'il n'est pas fissuré sous l'effet des charges permanentes.

Dans les autres zones, on ne doit tenir compte que de ses aciers passifs.

Par ailleurs, il ne faut pas négliger les déformations dues à l'effort tranchant.

Pour un ouvrage récent, nous avons mené en parallèle les deux types de calcul et les avons comparés aux mesures effectuées. Le résultat nous semble probant, comme le lecteur pourra s'en persuader en examinant les tableaux ci-après.

### Répartition des travées



### Répartition et longueur des zones où la dalle est fissurée sous l'effet des charges permanentes

Flèche en milieu de travée 4 (en mm)

Travée(s) chargée(s)	Prise en compte du béton de la dalle			Mesures
	sur toute sa longueur	non fissuré		
		sans déformation d'effort tranchant	avec déformation d'effort tranchant	
T3	-11,2	-11,6	-11,6	-12,1
T4	27,4	32,3	34,2	31,6
T3 + T4	16,1	20,7	22,6	22,1

Flèche en milieu de travée 7 (en mm)

Travée(s) chargée(s)	Prise en compte du béton de la dalle			Mesures
	sur toute sa longueur	non fissuré		
		sans déformation d'effort tranchant	avec déformation d'effort tranchant	
T6	-11,1	-11,6	-11,6	-10,7
T7	28,7	32,3	34,2	35,5
T6 + T7	17,6	20,7	22,6	24,3

En conclusion, il nous semblerait opportun de développer un programme de recherche visant à expliquer, rationnellement, la fissuration constatée sur les dalles béton armé des ponts mixtes, à porter un jugement objectif quant aux conséquences de cette fissuration, sur la pérennité de ce type d'ouvrage et à proposer des solutions pour en atténuer l'intensité.

Enfin, nous incitons les maîtres d'œuvre, d'une part, à veiller sur la qualité des chapes d'étanchéité et leur pérennité, et, d'autre part, à modifier leurs C.C.T.P., afin que deux calculs de flèches, lors des épreuves réglementaires, soient menés en parallèle en tenant compte, respectivement, du béton de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage et du béton de la dalle, uniquement dans les zones où il n'est pas fissuré sous l'effet des charges permanentes.

La comparaison des flèches mesurées avec les résultats de ces deux calculs doit permettre au maître d'œuvre d'avoir une bonne idée de la fissuration réelle de son ouvrage, lors de la mise en service.

**B. FLOURENS**

**I. JOASSARD**

#### Note de la rédaction

Nous attirons également l'attention du lecteur sur les articles de H. Abel-Michel - R. Tirat et J. Roche, publiés dans ce même bulletin, qui rappellent les règles de bonne construction à suivre lors de l'exécution des dalles de ports-mixtes.

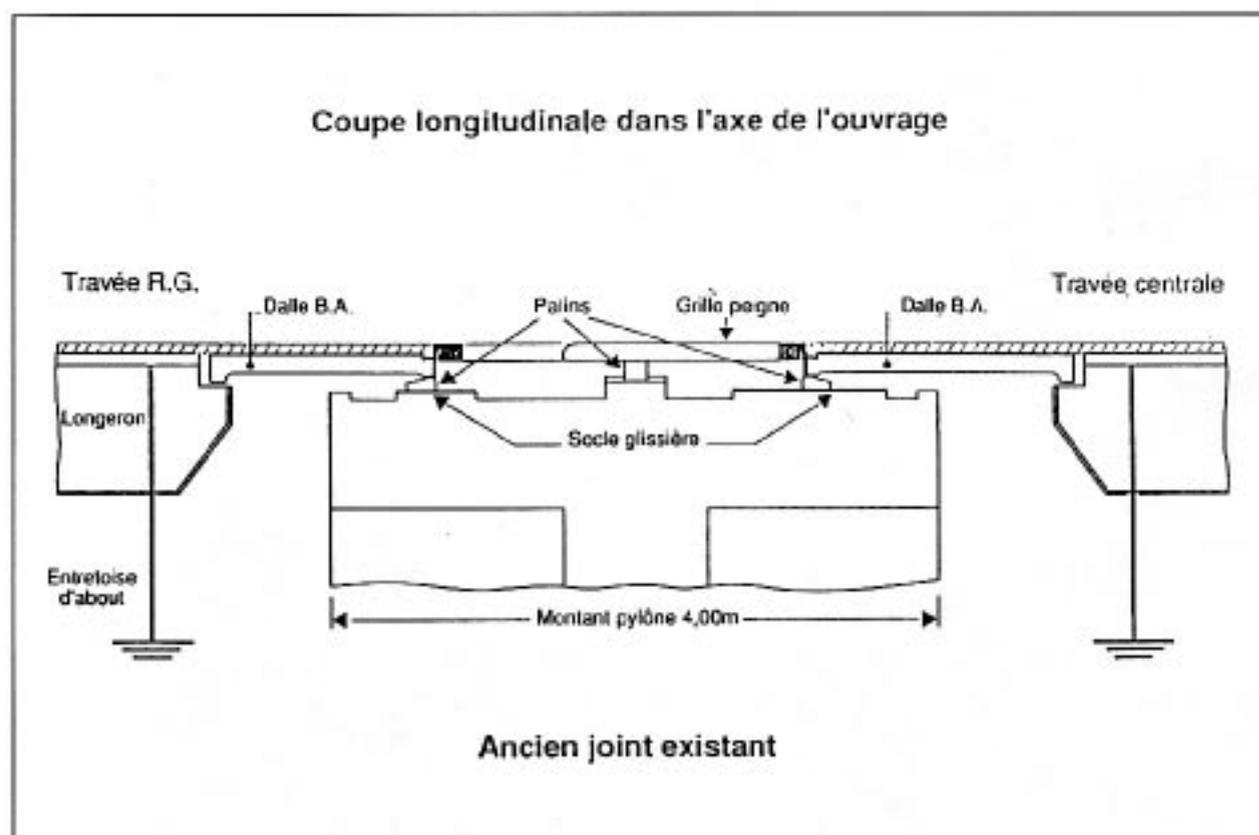
## 3

## Equipements et entretien

### Changement du joint de chaussée sur pylône rive gauche du pont suspendu d'Aquitaine

En 1991, la Direction Départementale de l'Équipement de la Gironde a fait procéder au changement du joint de

chaussée sur pylône rive gauche du pont suspendu d'Aquitaine (voir croquis N° 1).



L'opération de remplacement s'avérait nécessaire et urgente car certains éléments de l'ancien joint se rompaient sous le passage des véhicules dont le trafic atteint actuellement 100 000 véhicules par jour.

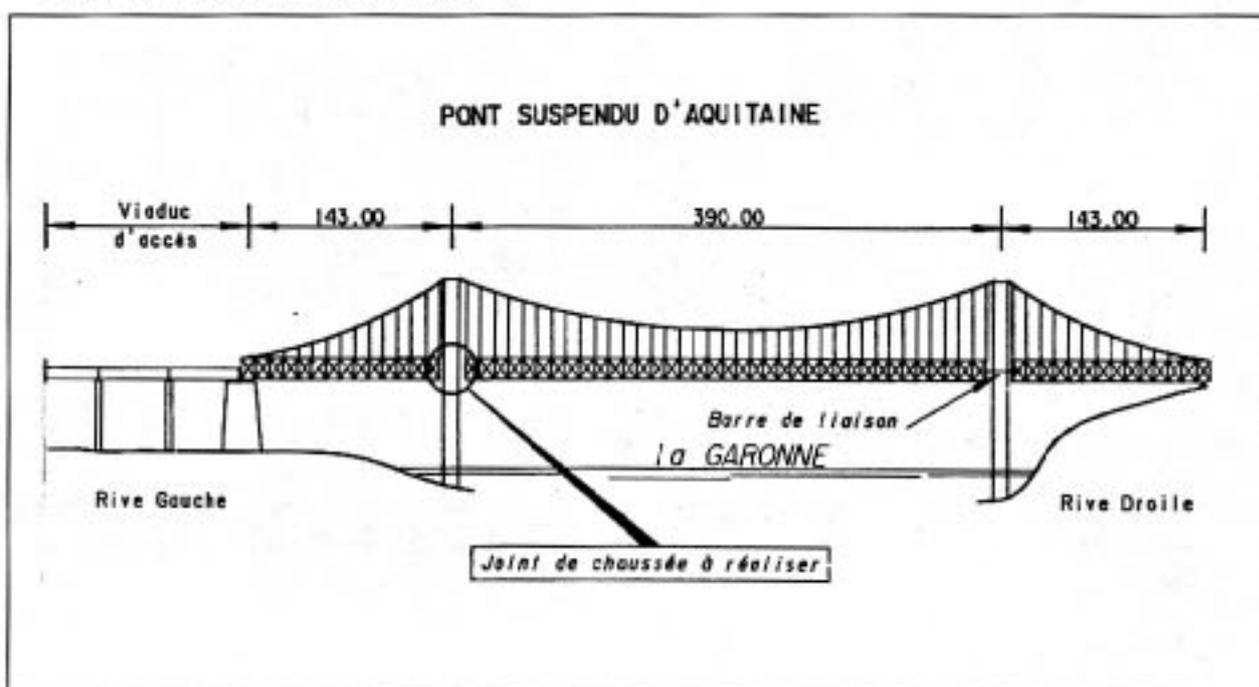
Ces ruptures remettaient en cause la sécurité des usagers.

D'autre part, de nombreuses interventions de répara-

tion sur l'ancien joint étaient indispensables et avaient lieu dans des conditions difficiles (intervention immédiate, réparations délicates de nuit et sous circulation).

Par ailleurs, le moindre incident sur ce pont dans la journée (panne, accident, travaux) provoque très vite de très importants embouteillages et une saturation de franchissement de la Garonne à Bordeaux.

#### L'ancien joint de chaussée (voir croquis N° 2)



Croquis N° 2.

Le joint permet de relier les tabliers des travées rive gauche et centrale du pont suspendu sur le pylône rive gauche.

Il se compose d'un joint à peigne en acier reposant sur le pylône par l'intermédiaire d'appuis glissants en téflon. Il est bordé longitudinalement de part et d'autre par des dalles de transition en béton armé prenant appui sur les

extrémités des tabliers et sur le pylône.

L'extrémité des dalles de transition située sur le pylône repose également sur des appuis glissants en téflon qui permettent les déplacements longitudinaux des tabliers. L'autre extrémité est fixée sur les abouts des tabliers et comporte un joint qui permet uniquement les rotations d'axe horizontal des abouts de tabliers.

#### Les nouveaux joints de chaussée

(Voir croquis N° 3)

Auparavant, les déplacements des extrémités des tabliers des travées de rive gauche et centrale étaient absorbés par un joint unique de souffle égal à 700 mm environ et situé au centre du chevêtre du pylône.

Le principe du changement consiste à reporter ces déplacements sur deux joints de chaussée de souffle moins importants donc moins fragiles implantés aux abouts des tabliers.

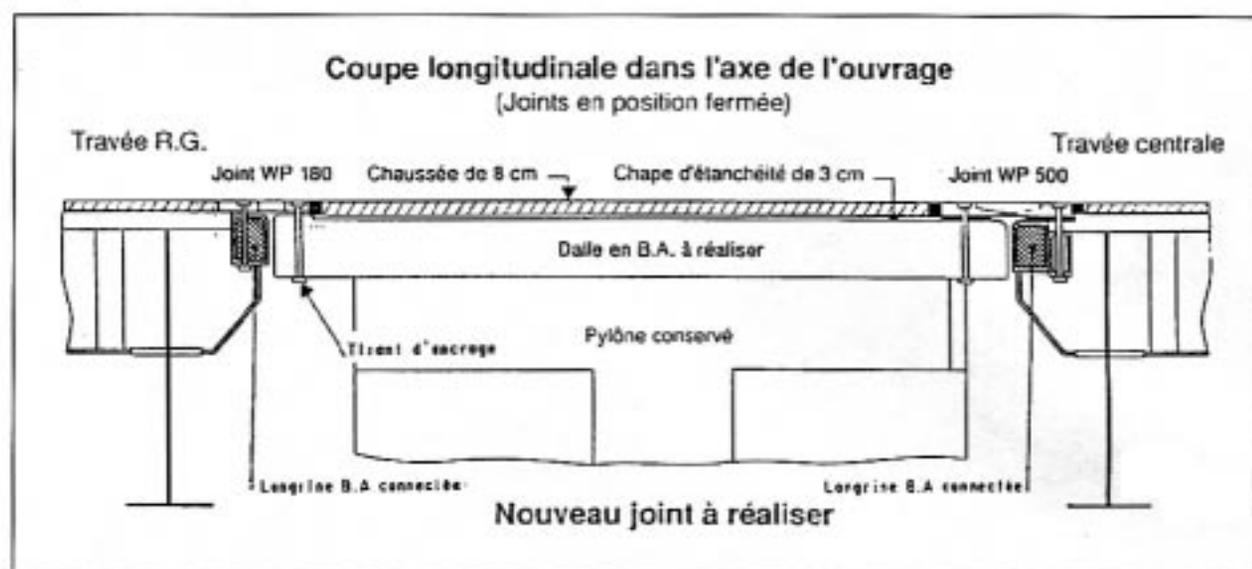
Le calcul du souffle des joints a été effectué à l'aide du logiciel "PYTHAGORE" de la SETEC et confirmé par les mesures des mouvements entre le pylône et les extrémités des tabliers, réalisées par le Laboratoire régional de Bordeaux sur un cycle complet d'une année.

Le dispositif des nouveaux joints est le suivant :

- côté travée de rive une ligne de joint de souffle égal à 180 mm
- côté travée centrale une ligne de souffle égal à 500 mm et une dalle en béton armé coulée sur le pylône et située entre les deux joints. Les dents des peignes sont usinées pour tenir compte des variations altimétriques de l'about des tabliers et du pylône selon les trois directions y compris les rotations d'axe vertical et horizontal. Côté dalle BA, les joints sont fixés par des tirants de précontrainte noyés dans le béton. Côté tabliers métalliques, l'ancrage des joints se fait par l'intermédiaire d'une longrine en béton armé coulée sur les abouts des tabliers et reliée à l'aide de connecteurs en acier soudés sur les tôles d'about.

Tous les tirants d'ancrage du joint de chaussée sont munis d'écrous à leur partie inférieure qui est accessible pour permettre les mises en tension et les contrôles de la

force de précontrainte lors du suivi dans le temps par le Laboratoire régional de Bordeaux.



Croquis N° 3

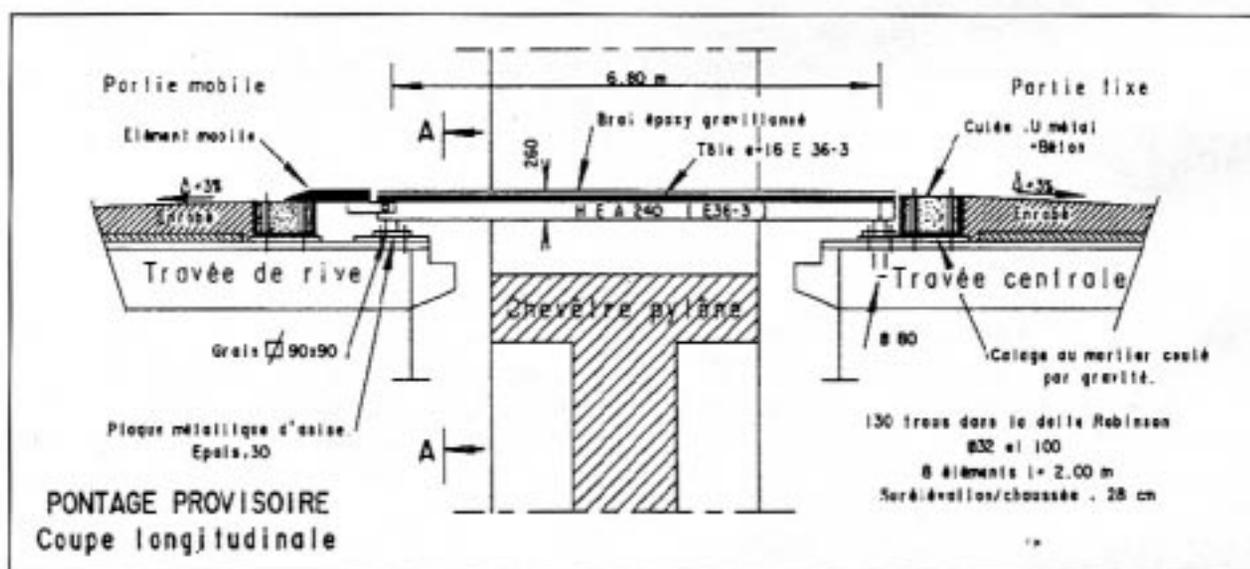
#### Le pontage provisoire (voir croquis N° 4)

De jour, durant le chantier, la circulation était maintenue dans son intégralité, grâce à un pontage provisoire qui était démonté toutes les nuits afin de permettre l'exécution des travaux.

Le pontage est réalisé sur toute la largeur de l'ouvrage soit 16,00 m et est situé à 10 cm au-dessus de la chaussée. Il est constitué de 8 éléments métalliques de 2,00 m x 7,00 m pesant chacun 5 t.

Chaque élément est constitué de 6 HEA 240 sur lesquels est soudée une tôle d'acier de 16 mm. Celle-ci est recouverte d'un brai epoxy gravillonné permettant la circulation.

Les éléments reposent uniquement sur les abouts des tabliers. La partie fixe est réalisée sur le tablier de la travée centrale et la partie mobile sur le tablier de la travée de rive. De part et d'autre du pontage il a été réalisé des mini cuilées constituées d'un U métallique rempli de béton et boulonnées sur le tablier. Du côté mobile, une plaque métallique épaisse articulée sur les éléments métalliques du pontage sert de joint de transition afin de permettre les mouvements des tabliers sous la température et la circulation routière.



Croquis N° 4

Enfin, le raccordement du pontage à la chaussée se fait par des rampes d'enrobé. La variation de pente entre les rampes et la chaussée est limitée à 3% soit une pente absolue

de 5%. La réalisation de ce pontage a nécessité 130 trous réalisés dans la dalle Robinson de l'ouvrage et une surélévation par rapport à la chaussée égale à 28 cm (voir photo N° 5).



Photo N° 5

#### La mise en œuvre (voir photo N° 6)

Le chantier a duré 2 mois et demi (du 1<sup>er</sup> février 1991 à mi-avril 1991), la fabrication du pontage 1 mois. Les travaux ont eu lieu de nuit entre 21 h et 6 h. Le pontage provisoire était démonté et remonté toutes les nuits. Cette opération se faisait à l'aide d'un camion-grue en moins de 30 minutes. La première mise en place et le démontage définitif ont eu lieu au cours d'un week-end pendant lequel l'ouvrage fut fermé en totalité à la circulation.

Les joints de chaussée furent posés sur un mortier de calage (prêt à l'emploi) à prise rapide afin de libérer au plus tôt les bras de calage des éléments du joint pour permettre

des mouvements des tabliers sous les variations de température ( $7 \text{ mm}^{\circ}\text{C}$ ).

Les tirants d'ancrage des joints sont tendus à 19 t selon un mode opératoire qui a été déterminé après des essais de convenance de mise en tension. Le chantier s'est passé sans incident, les usagers y revenus à l'avance par une importante campagne d'information (affiches, signalisation avec déviation sur les itinéraires d'accès au pont, presse, télévision), ont subi une gêne supportable qui leur permet maintenant d'emprunter l'ouvrage en sécurité.

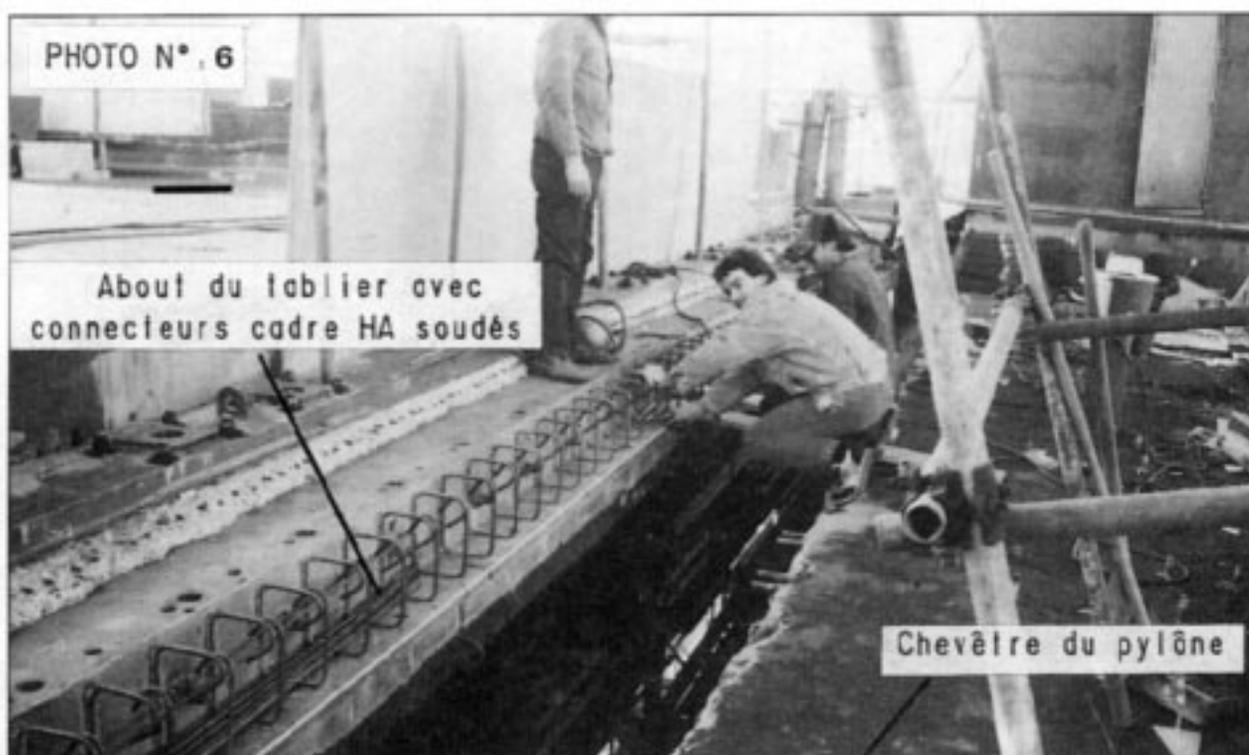


Photo N° 6

## LES INTERVENANTS

**Elaboration du projet :** SETRA - CDOA33  
- CETE du SUD-OUEST

**Maître d'ouvrage :** ETAT

**Maître d'œuvre :** DDE - Subdivision  
Entretien Autoroute

**Organisation de contrôle :** CETE du SUD-OUEST (DOA et Laboratoire de Bordeaux)

**Entreprises :** Groupement Chantiers  
Modernes, Freyssinet, Michon

**Principal sous-traitant :** Fabrication des  
joints de chaussée : CIPEC

**Bureau d'Etudes :** SEAMP

**Le coût de l'opération :** Environ 6 MF TTC  
pour 32 mètres de longueurs de joints.

N. VIVIEN

## Appareils d'appui autovérinables à cellule de mesure

Dans le cadre du Doublement de l'Autoroute A15, le viaduc sur la Seine entre Gennevilliers et Argenteuil présente les contraintes suivantes en ce qui concerne la réalisation de ses appuis :

- Ce viaduc construit en encorbellements successifs de voussoirs en caisson coulés en place, comporte cinq travées de longueurs 110, 169, 96, 169 et 114 m.

Le tracé en plan est une courbe en C comprenant une partie en rayon constant de 642 m sur 236 m de longueur au droit de la 2<sup>e</sup> travée. Il en résulte une dissymétrie très importante des descentes de charge entre les 2 appareils d'appui d'une même pile.

A titre d'exemple, le 3<sup>e</sup> appui doit supporter jusqu'à 3200 t côté extérieur à la courbe et 7400 t côté opposé. Il a paru intéressant de pouvoir vérifier au cours de la construction et pendant la vie de l'ouvrage l'exactitude des hypothèses quant aux différents couples de torsion induits par la géométrie de l'ouvrage.

- Le respect des motivations architecturales a conduit à la réalisation de chevêtre sur pile de surface réduite, qui rendait très difficile l'implantation simultanée des appareils d'appui définitifs, des cales de stabilité et câbles de breillage ainsi que des vérins pour le transfert des charges du calage aux appareils définitifs.

L'utilisation d'appareils à pot définitifs, indiquant la mesure instantanée des charges verticales, mais également autovérinables, c'est-à-dire permettant l'enlèvement du calage provisoire par soulèvement du tablier nous a paru être la solution la mieux adaptée pour répondre aux impératifs techniques.

Une enquête préalable approfondie a été nécessaire compte tenu de l'indispensable fiabilité du système envisagé.

Pour permettre la fonction de vérin de l'appareil d'appui, il a été conçu un système d'injection, sous le coussin d'élastomère, d'un liquide à base de caoutchouc-silicone qui polymérise selon le dosage et la température entre 2 et 10 heures.

Pour permettre différents réglages dans la vie de l'ouvrage il y a été réservé la possibilité d'injecter par 3 conduits différents. Une telle utilisation de l'appareil à pot impose des tolérances d'usinage plus sévères que celles habituellement demandées, ainsi qu'un aménagement spécifique du fond de pot.

Dans cette version d'appareil d'appui, la contrainte à la base du coussin étant parfaitement répartie, est transmise au capteur de pression engravé dans le fond de pot, ce qui accroît la précision des mesures. Le capteur est relié par un câble à un cadran à lecture numérique qui donne l'indication de la charge de l'appareil. Des câbles suffisamment longs permettront la lecture à tout moment à l'intérieur du caisson.

Le capteur de pression nécessite une surépaisseur du fond de pot, ce qui améliore la diffusion des efforts sur le chevêtre.

Les deux premiers fléaux ayant été clavés courant août 91, les 4 appareils d'appui des 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> appuis ont été mis en service par une injection correspondant à un soulèvement de 11,5 mm ( $\pm 0,1$  mm).

Les opérations minutieusement préparées pour chaque pile ont été effectuées en quelques heures. Elles ont donné lieu à un relevé simultané des déplacements, descentes de charge et rotations.

On a pu à cette occasion vérifier la bonne corrélation entre les résultats et les hypothèses de calcul. L'évolution de ces descentes de charge sera suivie durant les autres phases de construction et durant la vie de l'ouvrage.

Cette technique appliquée pour la première fois à des appareils de forte capacité, permet de penser qu'elle peut être développée de manière plus systématique sur d'autres ouvrages.

En effet l'option combinée des fonctions calage et pesage sur l'appareil est adaptable à des courses de vérinage plus ou moins importantes, ainsi qu'à toutes les gammes d'efforts. Outre les ouvrages construits par encorbellement

ments, ou peut citer quelques cas qui peuvent être résolus avec plus de facilité, grâce à l'utilisation de cette technique :

- Encombrement réduit permettant de limiter les surfaces portantes (chevêtres, poteaux, pieds de béquilles, arcs...)

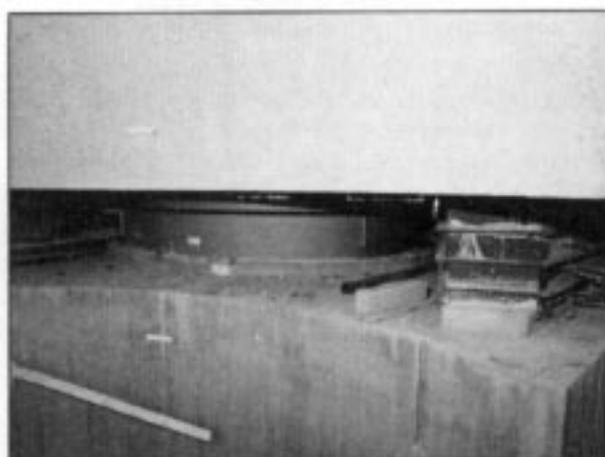
- Recalages et rééquilibrages éventuels d'ouvrages sujets à des tassements (affaissements miniers, terrains instables...) ou des déformations (précontrainte transversale, biais important, structure partiellement déchargée ou soumise à battement à remettre en charge, ...)

- Réglages d'appareils soumis à des efforts normaux concomitants à des efforts de cisaillement importants (clavage d'arcs, fonction d'appui fixe, réparation...)

- Optimisation des restrictions de circulation sur des ouvrages difficilement contournables (autoroutes, voies rapides, nœuds routiers, franchissement de rivière...)

**NTA** : Les appareils utilisés sont du type RESTON, fabriqués par PROCEQ, distribués par ETIC.

**Y. PICARD**  
**J.-P. ARNOUS**

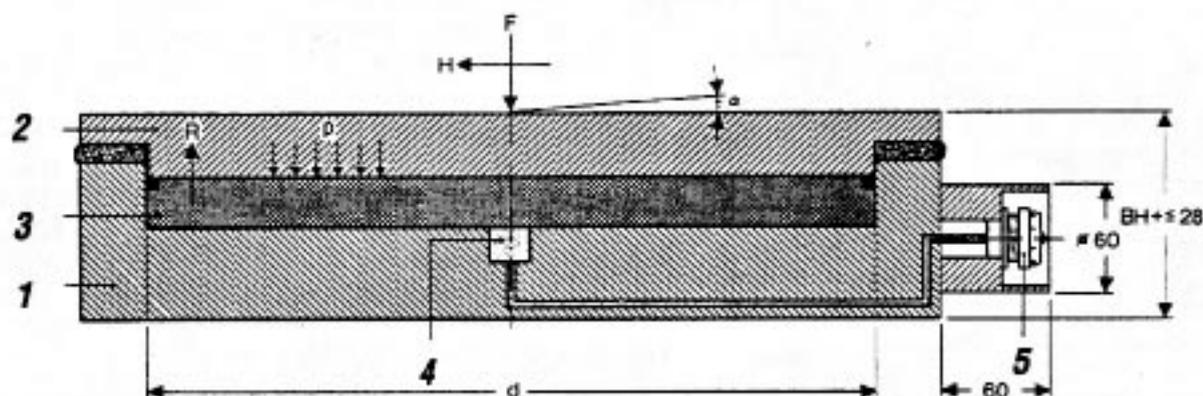


Gros plan sur les appuis autovérifiables, capables de reprendre jusqu'à 7 400 t et munis d'un système de mesure dynamométrique des efforts intégré.



Détail de l'appui, sur lequel on aperçoit les trois événements permettant une triple injection de silicone ainsi que la prise de sortie donnant accès à une mesure directe des contraintes.

### GROS PLAN SUR LES APPUIS



Les appuis dynamométriques se composent d'un pot spécial (1) autorisant jusqu'à trois injections d'une certaine masse de caoutchouc silicone, ayant pour effet d'adapter la hauteur de l'appareil aux tassements survenant durant la vie de l'ouvrage. De plus, ce matelas synthétique reste élastique et il participe ainsi à la reprise des efforts de rotation et des charges verticales.

Le couvercle (2) encercle entièrement un disque en élastomère (3) qui se comporte, sous pression, quasi-

ment comme un fluide, laissant donc au couvercle l'éventualité de pouvoir effectuer de petites inclinaisons autour de son axe vertical. La pression hydrostatique - proportionnelle à la contrainte exercée - qui se développe au sein du disque est mesurée à l'aide d'un senseur étalonné (4), puis transformée en un signal électrique qui est ensuite récupéré à la sortie par l'intermédiaire d'une prise de transmission (5) prévue à cet effet. Il ne reste plus alors qu'à décoder le message pour accéder au bilan des forces subies par l'ouvrage.

## Alcali-réaction - Présentation des "Recommandations provisoires"

Le LCPC vient de publier les "Recommandations provisoires pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction". Ce document qui a été préparé par un groupe d'experts, est une émanation du Comité de suivi et d'évaluation des recherches relatives aux réactions de dégradation interne du béton ("Comité Alcali-Réaction" présidé par M. J.F. COSTE, directeur du LCPC). Ce Comité qui réunit des représentants des Maîtres d'Ouvrage, Maîtres d'Œuvre, Bureaux d'Etudes, Entreprises et Producteurs de matériaux, a été mis en place par le Directeur des Routes le 2 août 1989 pour préciser les modalités d'application de la Circulaire DR N° 88-94 du 9 novembre 1988. Certaines dispositions figurant dans les recommandations n'ont pas fait l'unanimité des membres du Comité, en particulier les représentants des entreprises ont jugé que les valeurs limites des teneurs en alcalins du béton étaient trop élevées.

La diffusion de ce document est accompagnée par une lettre circulaire du Directeur des Routes qui demande aux DDE de se rapprocher des DOA de CETE et des LRPC pour appliquer les recommandations.

La démarche préventive adoptée dans ces recommandations se réalise en deux étapes :

- Dans une première étape, il est nécessaire de déterminer le niveau de prévention à atteindre parmi 3 niveaux possibles A, B et C ; le choix du niveau de prévention faisant intervenir à la fois la catégorie de l'ouvrage et sa classe d'exposition.

A titre indicatif, la plupart des ponts relèvent du niveau de prévention B pour lequel des granulats potentiellement réactifs peuvent être tolérés à condition que la formule de béton respecte certains critères définis dans le document. Dans le cas des ponts ou viaducs exceptionnels, c'est-à-dire des ouvrages pour lesquels on n'accepte aucun risque d'apparition de désordre, que ce soit pour des raisons de sécurité, de fonctionnement, d'exploitation ou d'esthétique, on recommande un niveau de prévention C avec utilisation de granulats non réactifs.

- Dans une deuxième étape, on oriente vers la ou les solutions possibles, en fonction du niveau de prévention retenu.

Dans le cas le plus général (niveau de prévention B), il suffit que l'une des cinq conditions suivantes soient respectées :

- 1) L'étude du dossier granulats montre que les granulats sont non-réactifs (présentation du processus général de caractérisation des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction).

- 2) La formulation de béton satisfait à un critère analytique (règle de calcul du bilan des alcalis en fonction du type de ciment).

- 3) La formulation satisfait à un critère de performance (essai de gonflement accéléré sur la formule même de béton).

- 4) La formulation offre des références d'emploi suffisantes.

- 5) Le béton contient des additions minérales inhibitrices de réaction en proportions suffisantes.

Dans un futur immédiat, et pour des raisons pratiques les deux premières conditions seront probablement les plus utilisées.

L'évolution rapide des connaissances sur l'alcali-réaction ainsi que le développement constant de nouvelles méthodes d'essais confèrent un caractère provisoire et expérimental à ces recommandations qui devront être réactualisées régulièrement.

D'ores et déjà, et à la demande de l'Inspection Générale des O.A., un groupe interne à l'administration composé de représentants du SETRA, du LCPC, des Laboratoires Régionaux et des DDE, et placé sous la direction du SETRA, prépare des clauses types destinées à être insérées dans les CCTP.

**B. GODART**

## Emploi des BHP dans les Ouvrages d'Art

**A propos de l'article de V. LE KHAC (paru dans le N° 10 de juillet 91)**

Dans un récent numéro, M. Le Khac a présenté une très bonne synthèse des connaissances actuelles sur les bétons à hautes performances, et sur leur emploi dans les Ouvrages d'Art. On ne peut que se réjouir de voir reconnu l'intérêt de cette nouvelle gamme de matériaux par un homme de structure, dont le réalisme et le pragmatisme ne peuvent être mis en doute. J'espère que cette contribution incitera désormais les projeteurs lecteurs de la revue à se poser la question de l'emploi éventuel du BHP à

chaque fois qu'ils auront à concevoir un ouvrage en béton (même si, souvent, l'emploi d'un béton à caractéristiques plus modestes reste justifié !).

M. Le Khac m'autorisera, je le pense, à apporter deux petites précisions à son exposé :

- bien que la France soit aujourd'hui bien placée dans la recherche sur les BHP, et dans leur intégration dans les règlements, la Norvège nous a précédés, puisque son règlement autorise l'emploi des BHP "C 105" (résistance sur

cubes), soit l'équivalent d'une résistance caractéristique sur cylindre de 80 à 90 MPa ; il nous faut donc, dans les prochaines années, travailler sur les BHP ( $f_{C28} > 80$  MPa) afin de les inclure rapidement dans le BAEL/BPEL ;

- à propos de la fragilité des BHP (§ 3.f), il est exact que, concernant les sections *fléchies*, c'est un faux problème. En effet, la plupart du temps, les sections en BHP sont dimensionnées à l'ELU sur le pivot A (plastification de l'acier avant atteinte de la contrainte à la rupture du béton). Cependant, pour la *compression centrée*, on assiste à une chute de l'effort après le pic plus rapide (en valeur relative) que pour les bétons ordinaires (cf. figure ci-dessous). L'incorporation d'un ferrailage transversal est alors une solution permettant de ralentir cette chute d'effort. Un modèle est en cours de développement au LCPC, permettant de quantifier ce phénomène [2].

En complément à l'excellent papier de M. Le Khac, je me permets d'indiquer au lecteur deux références [3,4] lui permettant, s'il le désire, d'approfondir sa culture dans ce domaine.

## Références

[1] DE LARRARD F., MALIER Y., "Propriétés constructives des bétons à très hautes performances - De la micro - à la macrostructure", Annales de l'ITBTP, N° 479, décembre 1989.

[2] DE LARRARD F., SAINT-DIZIER E., BOULAY C., "Comportement post-rupture du béton à hautes ou très hautes performances armé en compression", proposé pour publication au Bulletin de Liaison des LPC.

[3] Sous la direction d'Y. MALIER, "Les bétons à hautes performances, du matériau à l'ouvrage", Presses de l'ENPC, 1990.

[4] "High-Strength Concrete", State-of-the-Art Report, FIP, Institution of Structural Engineers, 11 Upper Belgrave Street, London SW 1X 8 BH, 1990.

F. DE LARRARD

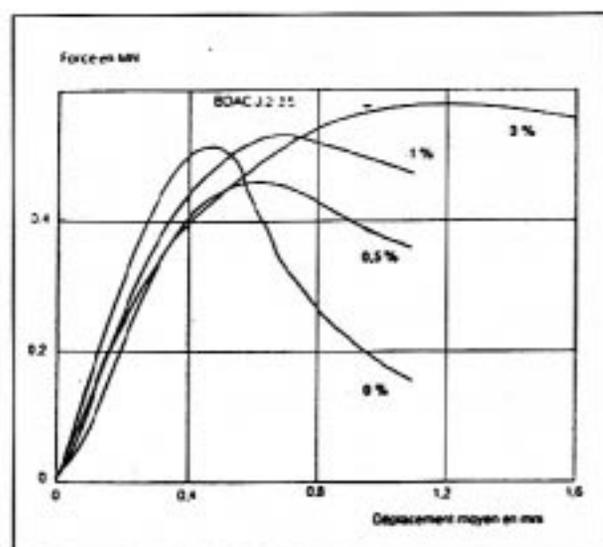


Figure 13 : Evolution de la courbe complète effort-déplacement du béton ordinaire en compression simple, avec divers taux d'armatures transversales passives. (Eprouvettes 11 x 22 cm).

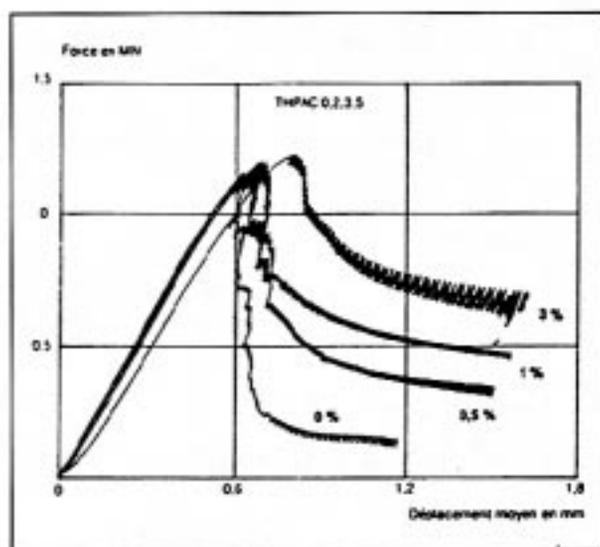


Figure 14 : Evolution de la courbe complète effort-déplacement du béton THP en compression simple, avec divers taux d'armatures transversales passives. (Eprouvettes 11 x 22 cm).

Figures : Comportement de cylindres en béton ordinaire et en béton THP en compression centrée, en fonction du ferrailage transversal [1].

## 5

## Tribune libre

### Pour une utilisation optimale du guide méthodologique "Gestion des ouvrages d'art" du club RD

Le guide méthodologique relatif à la gestion des ouvrages d'art courants connaît un vif succès auprès de nombreux gestionnaires départementaux, écoles et centres de formation. Il a parfois été utilisé à des fins pour lesquelles il n'a pas été prévu.

Deux ans après sa parution, il paraît donc utile de rappeler le contenu d'un tel document avec ses limites

d'emploi actuelles et ses perspectives d'utilisation.

#### Contenu

a) Un objectif : proposer un outil d'aide à la programmation

Après avoir défini le cadre général d'analyse de la politique de gestion des ouvrages d'art, le document propose

une méthode d'aide à la programmation faisant appel à l'emploi de procès-verbaux avec quantification des désordres.

**b) Un domaine d'utilisation précis : les travaux de réparation des ouvrages d'art courants**

La méthode exposée permet :

- d'avoir une idée de l'état des ouvrages au travers de leurs indices de gravité (note par partie d'ouvrage)
- d'obtenir une liste d'ouvrages établie en fonction de leurs notes d'intervention afin de servir de base de réflexion à la programmation.

La méthode n'est en aucun cas comparable à un système expert puisqu'elle nécessite l'intervention de spécialistes pour réaliser le diagnostic complet et l'évaluation des réparations à entreprendre sur des ouvrages d'art préalablement classés de façon objective en fonction de leur importance économique et de l'intensité de leurs plus gros désordres (diagnostic partiel).

Elle ne permet pas en outre de choisir entre la reconstruction et la réparation de l'ouvrage.

Son intérêt est d'être simple et de mobiliser autant de personnel de subdivisions que les spécialistes locaux des cellules OA.

**c) Les limites d'emploi actuelles : ponts courants en béton armé et en maçonnerie**

Le guide méthodologique se limite dans son état actuel à proposer des procès-verbaux pour ponts courants en béton armé et en maçonnerie.

Les procès-verbaux quantifiés concernant les murs, buses, autres ponts types courants, déblais remblais de grandes hauteurs restent à établir avec leurs notices d'utilisation.

## Perspectives d'utilisation

**a) Extension aux autres types d'ouvrages courants**

Elle peut être envisagée sous réserve de la mise au point des procès-verbaux et notice d'utilisation correspondants.

**b) Evolution du programme EDOUART**

Le SETRA étudie une évolution du programme EDOUART pour y intégrer des informations relatives à l'état des ouvrages. D'ores et déjà le programme permet d'enregistrer une note sur cet état et une liste de défauts type.

**c) Evaluation sommaire du coût de remise à niveau d'un patrimoine**

La mise en place d'une planification de l'entretien préventif nécessite préalablement la connaissance du coût de remise à niveau des ouvrages d'art. Une piste de réflexion reste à explorer pour évaluer sommairement ce coût de remise à niveau à partir du préclassement des ouvrages utilisés pour la programmation et de l'analyse des budgets affectés aux travaux sur ouvrages d'art courants.

**P. CHANARD**

## A propos des clauses courantes pour CCAP et CCTP de tabliers métalliques

Dans le numéro 9 de janvier 1991 de ce bulletin, nous avons annoncé la parution de documents destinés à faciliter la rédaction des marchés de ponts métalliques ou mixtes, dans le cadre du nouveau fascicule 66 du CCTG.

L'un de ces documents, intitulé "clauses courantes pour CCAP et CCTP de tabliers métalliques" et daté de mars 1991, a suscité des remarques, à la suite desquelles nous proposons les deux modifications suivantes.

### CCAP

L'article "garanties des systèmes de protection contre la corrosion" (page 5 du CCAP) mentionne des garanties d'aspect des surfaces non vues qui ne sont pas conformes au fascicule 56 du CCTG. La seule garantie d'aspect à demander pour ces surfaces, en plus de la garantie d'anti-corrosion, est celle contre les "décollements, pelages et cloquages"; les garanties contre l'altération de la couleur et l'altération du feuill ont été mentionnées par erreur, et ne doivent pas être demandées pour les surfaces non vues.

### CCTP

Un commentaire page 102 du CCTP attire l'attention sur la nécessité de bien définir les dispositions de la solution de base en ce qui concerne la mise en oeuvre de la dalle en béton des ponts mixtes, mais ne fournit pas d'autre indication aux maîtres d'oeuvre.

Dans l'état actuel de nos connaissances sur le problème de la fissuration des dalles dans les zones d'appui intermédiaires, il est conseillé d'appliquer les dispositions suivantes.

Pour les ponts mixtes continus avec dalle en béton armé coulée en place, il y a lieu de façon générale de préciser dans le CCTP que la solution de base comporte un coulage de la dalle par plots, avec un phasage prévoyant de couler en dernier les parties de dalle des zones sur piles. Des variantes qui assurent la compression du béton sous charges permanentes, ou qui limitent fortement les tractions (par dénivellations d'appui ou par câbles de précontrainte), peuvent être admises moyennant les justifications indispensables.

Ce n'est que dans le cas d'ouvrages dont toutes les travées ont une portée modeste, inférieure à trente mètres par exemple, qu'on pourra envisager d'admettre des variantes avec coulage en une seule phase sur coffrage général, ou avec coulage par plots à l'avancement. Dans de tels ouvrages en effet, la hauteur de l'ossature métallique par rapport à l'épaisseur de la dalle est plus faible, donc le centre d'inertie de la section mixte est plus proche de la dalle, ce qui limite la traction du béton.

# Programmes de calcul pour Ouvrages d'Art

## Libre propos

L'informatique a fait, depuis longtemps, irruption dans les bureaux d'études d'ouvrages d'art. Au fil des ans, des améliorations notables ont été apportées aux logiciels :

- Saisie plus conviviale des données ;
- Visualisation des modélisations ;
- Visualisation des résultats.

Cependant, des progrès restent encore à faire dans la présentation des résultats numériques.

Trop souvent, peut-être par souci de facilité, le concepteur de programme recourt à la notation scientifique, qui ne permet pas de saisir d'un coup d'œil l'ordre de grandeur d'une série de résultats (le chiffre utile est noyé au milieu d'un grand nombre de chiffres, moins significatifs).

Mais, surtout, il me semble qu'épuisé par la résolution numérique des systèmes linéaires, le concepteur perd de vue la signification des nombres donnés en résultat. Ainsi, le nombre de chiffres significatifs est systématiquement trop élevé. Certes, des équipes de scientifiques cherchent aujourd'hui à mesurer la distance de la terre à la lune, au centimètre près, ce qui conduit à avoir onze chiffres significatifs. Toutefois, dans le domaine des ouvrages d'art, il ne faut pas oublier que nos mesures les plus précises de contraintes, de forces, de déformation ont seulement une précision de 1%. Par ailleurs, les théories utilisées dans les calculs ne font qu'approcher le comportement réel des matériaux et des structures. Alors, de grâce, donnez-nous les résultats des calculs avec seulement les deux ou trois premiers chiffres significatifs, même si la résolution numérique nécessite d'en avoir bien davantage !

La bonne vieille règle à calcul avait pour mérite de limiter le nombre de chiffres significatifs et permettait, à l'ingénieur calculateur, de ne pas perdre de vue la signification physique des nombres manipulés.

Je voudrais insister sur un deuxième aspect, qui me semble tout aussi important.

Les nouveaux utilisateurs de programmes ont, parfois, quelques difficultés à les utiliser. Aussi, ne serait-il pas possible de mettre à leur disposition une batterie de tests, qui leur permettraient d'apprendre la manipulation de ces logiciels en toute sécurité. Je me permets de signaler l'existence d'une brochure éditée par l'AFNOR, intitulée :

"GUIDE DE VALIDATION DES LOGICIELS DE CALCUL DE STRUCTURES".

Elle donne des tests numériques pour les différents types de problèmes de mécanique, que l'on résoud, dans la pratique, en faisant appel à des logiciels de calcul. Lorsque la solution analytique existe, il en est fait mention. On peut ainsi comparer le résultat obtenu à l'aide du logiciel et le résultat théorique, ce qui permet d'apprécier la précision de la modélisation ou de la méthode de résolution numérique.

De plus, cette approche stimulerait, chez le jeune ingénieur, l'envie de procéder à des vérifications élémentaires de cohérence globale (somme des réactions d'appui = somme des forces extérieures appliquées,...) qui, parce que trop simples, sont parfois perdues de vue.

Afin d'avancer dans cette voie, il nous faudrait, progressivement, constituer des séries de tests numériques, qui couvriraient tout le champ de nos logiciels de calcul, certains de ces derniers (C.D.S., PYLOSTAB,...) prenant en compte le comportement réel des matériaux usuels : béton armé béton précontraint.

Je verrais un autre intérêt à cette démarche :

Lorsque l'on voudra évaluer un nouveau logiciel, ces séries complètes de tests permettront d'évaluer son ergonomie et sa fiabilité.

**B. FLOURENS**

## 6

## Informations brèves

### Information buses métalliques

Nous rappelons deux points essentiels en ce qui concerne les buses métalliques :

Le premier est que les fiches techniques établies par le S.E.T.R.A. pour un matériel donné ne concernent que les gammes d'épaisseur qui ont fait l'objet d'essais conformes aux dispositions du document de Recommandations. Le domaine de validité de ces fiches ne saurait donc être extrapolé à des épaisseurs de tôles

plus importantes que celles explicitement mentionnées dans ces fiches.

Le second concerne la déclaration de conformité aux Recommandations du S.E.T.R.A., généralement portée sur les notes de calculs présentées par les fournisseurs. Une telle déclaration impose que l'ensemble des dispositions desdites Recommandations soient respectées, et il y aura lieu de s'en assurer systématiquement.

**G. HAIUN**