

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



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



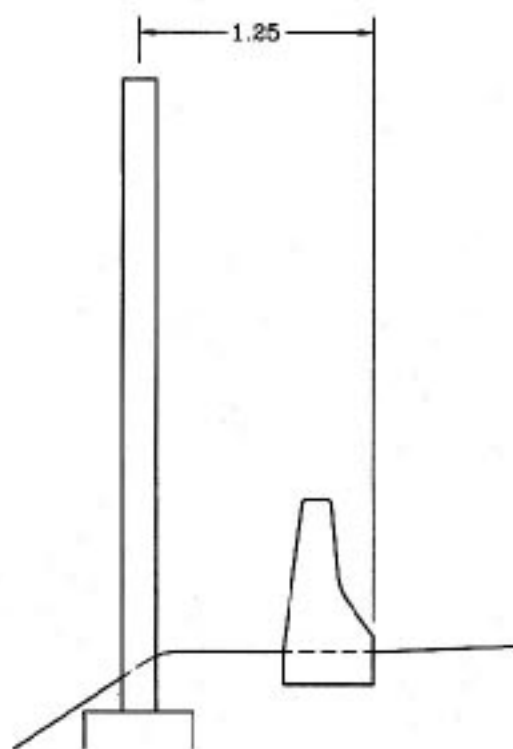
N° 26
Mars 1997

L'écran acoustique de La Mothe sur A75

Un exemple réussi d'écran acoustique associé à une GBA

La combinaison d'un écran acoustique avec les exigences de sécurité est toujours un exercice difficile : l'écran doit-il recevoir une protection contre les chocs de véhicules ? A quelle distance doit-on implanter la barrière de sécurité pour lui permettre de fonctionner correctement ? Comment tenir compte des risques de heurt des parties hautes de l'écran par des éléments de caisse de véhicules ou de leur chargement ?

C'est ce problème que les services de l'Arrondissement Grands Travaux de la DDE Lozère à Marvejols avaient à résoudre au droit de la déviation de La Mothe sur A75. Pour satisfaire aux diverses exigences énoncées ci-dessus, si un écran acoustique classique derrière une GBA satisfaisait bien aux exigences réglementaires, il avait l'inconvénient d'être coûteux en espace et en fondation, et répondait mal aux exigences d'entretien.



La question de l'espace était importante compte tenu du relief qui nécessitait de construire un remblai de 40 m au point le plus haut ; dans ces conditions, le gain de profil en travers et l'écartement de la fondation de la tête de talus étaient appréciables.

Au cours d'une réunion au SETRA, le 11 juin 1992, il a été convenu, en s'inspirant de solutions déjà existantes, d'essayer de coupler l'écran antibruit avec la GBA. Cette disposition présentait l'avantage :

- d'écartier l'écran de la tête du talus pour faciliter sa réalisation et permettre l'accès en arrière pour l'entretien et les plantations ;
- d'éviter d'avoir une zone "fermée" entre l'écran et la barrière, difficile d'accès et d'entretien ;
- de réduire la surface de l'écran en utilisant la GBA, d'où une économie substantielle.

C'est cette disposition qui a été étudiée et mise en œuvre. Grâce à la collaboration avec l'architecte M. Mikaelian qui a privilégié l'utilisation des matériaux présents dans le paysage environnant (pierre, bois), l'intégration des écrans dans le site semble avoir été réussie, ce qui leur a valu une Mention Spéciale lors de la remise des Rubans d'Or 1995 (la plus haute récompense dans la catégorie).

Le principe de la solution consiste à utiliser une longrine de base assurant la stabilité de

Ecran acoustique derrière une GBA

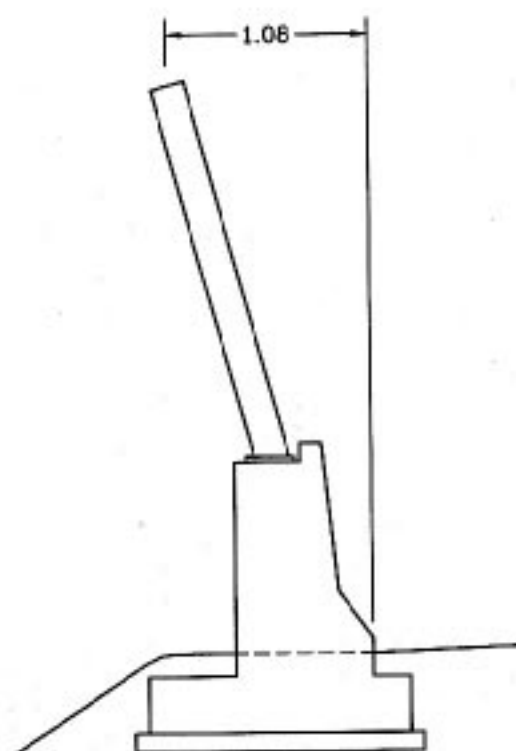
CLEMENT

Michel
D.D.E. de la Lozère
Subdivision Etudes et
Grands Travaux 3
Tél : 01 66 49 41 67

FRAGNET

Michel
Ingénieur - SETRA - CT08
Cellule Equipements
Tél : 01 46 11 32 13

l'écran et dont la face avant possède la forme standard de la GBA. Cette assise est correctement armée.



Lors d'un choc par un poids lourd heurtant la longrine-GBA, pour éviter le heurt de l'écran par des éléments hauts de la carrosserie, il est conseillé d'écarter le plus possible l'écran par rapport à la face avant de la GBA. Ceci est conseillé dans la circulaire C88.49 du 9 mai 1988 (Fascicule 3 sur la GBA) et dans la norme NF P 98.430, mais ce n'est qu'un conseil et non une obligation réglementaire et le Maître d'Œuvre doit apprécier le risque de

projection vers des tiers en contrebas de la zone et le coût de la réparation en fonction du nombre de heurts prévisible : dans le cas présent, ce risque a été considéré comme très faible. La disposition prévue (voir schéma ci-contre) était donc acceptable.

Lors de la mise au point de la solution, nous avons examiné les possibilités d'exécution. Contrairement au coulage dans des coffrages fixes, le coulage en coffrage glissant, comme pour la GBA, pouvait se heurter à la difficulté de ce mode d'exécution en présence d'un important ferrailage; en fait, des références tant en France qu'à l'étranger avaient montré la faisabilité d'une telle exécution. La réalisation du chantier par l'entreprise sous-traitante BRS est d'ailleurs venue prouver la justesse de cette prévision.

Bien qu'un brevet ait été déposé par BRS/SOMARO, il ne porte pas sur le **principe consistant à avoir un écran acoustique sur un socle en béton armé**. Par contre certaines particularités faisant l'objet d'une revendication **il importe que la Maîtrise d'Œuvre ne se trouve pas en position d'imposer une solution brevetée. Pour cela, le marché ne doit pas spécifier le mode de réalisation dudit socle.**

Cette précaution étant prise, cette disposition peut être intéressante à connaître pour d'autres sites tant pour ses aspects économiques qu'esthétiques et techniques.

M. CLEMENT - M. FRAGNET ■

Ecran acoustique
associé à la barrière
GBA



Inspections et investigations subaquatiques

La circulaire du 26 décembre 1995 concernant la révision de l'Instruction Technique du 19 octobre 1979 pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art a rappelé notamment la nécessité de la surveillance. Cette surveillance inclut les fondations en site aquatique, ainsi que cela est précisé dans le fascicule 10 de la 2e partie de l'Instruction Technique édité en mars 1981.

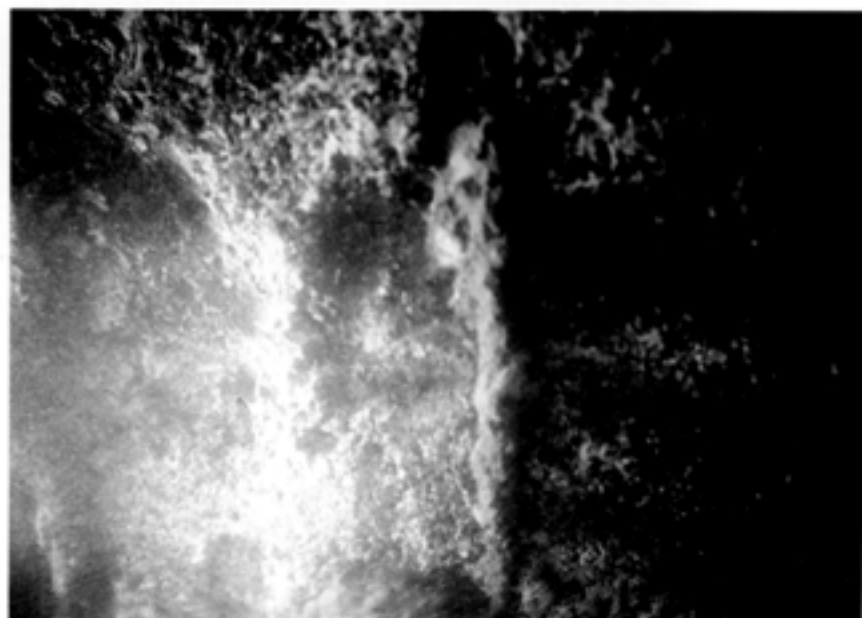
Le principal moyen d'assurer cette surveillance consiste à réaliser l'inspection des parties immergées. Le réseau technique a constitué, dès 1978, des équipes capables d'intervenir à cette fin sous l'eau. Ainsi depuis cette date, les visites, les inspections, les investigations, les actions de surveillance peuvent être réalisées par des équipes du MELTT. Certains services, et pas seulement les D.D.E. (Concessionnaires d'autoroutes VNF, Départements, SNCF, Villes,...), sollicitent périodiquement leurs compétences. L'objet de cette note est de rappeler les possibilités offertes par les inspections subaquatiques. Les prestations sont définies à chaque chantier en tenant compte des conditions principales des interventions :

- nature de l'ouvrage : pont, quai, mur, bateau...
- nature du milieu subaquatique : bassin, canal, rivière, fleuve, installation portuaire, mer...
- nature des matériaux de l'ouvrage : maçonnerie, béton, métal...
- nature de la demande : contrôle de construction, de réparation ou d'aménagement ou gestion d'ouvrage en service...

Le contenu des interventions fait l'objet d'un programme pré-établi qui peut comprendre les actions suivantes regroupées ci-après selon leur finalité globale.

■ Recherche de renseignements ou action de nature générale permettant de caractériser l'état global de la base des appuis :

- prise de vues photo ou vidéo selon les conditions de visibilité et la nécessité de visualiser ou d'enregistrer. Les conditions favorables sont difficiles à rassembler et en général peu compatibles avec les circonstances qui justi-



— fient une inspection, en particulier dans le cas où l'intervention fait suite à une crue (turbidité, vitesse du courant, ...).

- bathymétrie qui constitue un complément nécessaire (pas toujours suffisant) à la compréhension des mouvements du fond d'un cours d'eau. À proximité de l'ouvrage et à la périphérie des appuis elle permet d'estimer la gravité de la situation, à l'amont et à l'aval elle permet d'apprécier l'évolution précédente et les éventuels risques futurs.
- mesure de vitesse du courant, identification de la nature des fonds; l'accès à ces informations permet de compléter l'enquête nécessaire au diagnostic.

■ Recherche de renseignements ou action permettant de caractériser l'état des matériaux :

- mesures de potentiel, mesures de porosité, afin d'estimer le risque d'enrouillement des armatures des parties d'ouvrages en béton armé.
- contrôle du système anti-corrosion (état, épaisseur) pour apprécier l'état de la protection des parties métalliques.
- contrôle des épaisseurs de métal en vue d'évaluer l'état de conservation ou de dégradation des parties constituées de palplanches, palpieux, ... (cas relativement fréquent pour les murs de quai, occasionnel actuellement, mais dont le nombre est en augmentation, pour les culées ou les piles de pont).
- contrôle de protection cathodique, mise en oeuvre sur un nombre croissant d'ouvrages, afin de vérifier son fonctionnement satisfaisant et son efficacité.

Epaufrure avec acier apparent

COCHET
Dominique
Contractuel Groupe O.A.
Laboratoire Régional de
Strasbourg
Tél : 03 88 77 46 05

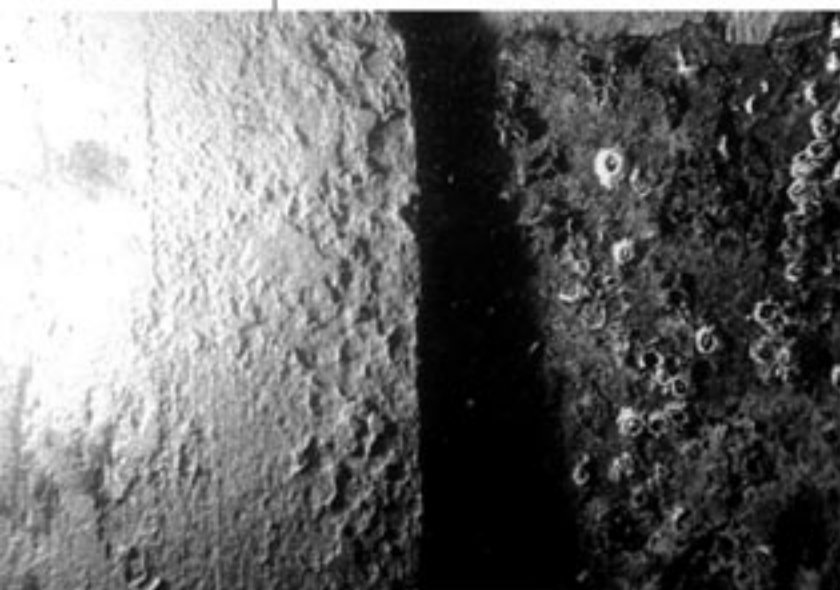


Réparation à l'aide de résine d'une structure en béton immergée

■ Contrôle de certaines phases de chantier :

- *scellements : mesures de résistance à l'arrachement d'ancrages destinés à maintenir des parties d'ouvrages rapportées ou modifiées.*
- *assemblage de pièces métalliques : bien que plus délicats à réaliser qu'en parties aériennes, certains contrôles non destructifs des soudures peuvent être organisés.*
- *bétonnage sous l'eau : la mise en oeuvre des procédures adéquates ainsi que les résultats obtenus peuvent être vérifiés.*
- *pose de gabions, d'enrochements : un contrôle même seulement géométrique permet de s'assurer de la mise en oeuvre satisfaisante de ces moyens de protection.*
- *pose d'éléments préfabriqués en béton ou en métal : contrôle de positionnement, de distances, de calage ...*

Opération de sablage sur des palplanches métalliques



■ Surveillance d'ouvrage :

Les différents procédés de mesures utilisables en parties aériennes peuvent être transposés aux parties immergées, en particulier la mesure des distances permet le contrôle des déplacements ou des déformations. Ainsi les capteurs de déplacement sont utilisés en général pour des mesures de durée limitée et les distancemètres pour des mesures à long terme.

L'ensemble de ces interventions sur les ouvrages en service s'inscrit dans le même contexte que celui concernant les parties aériennes : recherche des causes et des conséquences des anomalies, établissement de diagnostic. D'ailleurs le diagnostic d'une pathologie d'un ouvrage comprenant des parties immergées peut difficilement se passer de l'inspection de celles-ci. Il n'est en effet pas nécessaire de rappeler que le milieu subaquatique est au moins aussi agressif que le milieu aérien ne serait-ce que par l'érosion due à l'eau et aux matériaux charriés; mais il ne faut pas oublier les agressions physico-chimiques dues aux milieux fluviaux ou marins ni les anomalies importantes : affouillements, corrosion, dissolution, ...qui peuvent être créées et évoluer sans que cela soit perceptible lors d'interventions sur les parties aériennes.

Enfin, la constitution et le mode d'intervention des équipes ont évolué au cours des années pour maintenir un niveau satisfaisant de sécurité et respecter la réglementation et en particulier le décret 90-277 du 28 mars 1990. En général, ceci conduit à la présence d'au moins trois techniciens spécialisés sur chaque site : 2 plongeurs professionnels et un chef d'opération hyperbare.

Pour tous renseignements, n'hésitez pas à contacter :

au Laboratoire Régional d'Aix en Provence :

J.C. BASTET (044224 7862) ;

au Laboratoire Régional de l'Est Parisien :

G. GRIMALDI (01605664 76) ;

au Laboratoire Régional de Strasbourg :

D. COCHET (0388 774605)

D. COCHET ■

■ Bibliographie :

- *Recommandation pour l'exécution des visites par plongeurs autonomes - DRCR 25.9.1978.*
- *Fondations de ponts en site aquatique en état précaire. Guide pour la surveillance et le confortement - DRCR décembre 1980.*
- *La visite des parties immergées d'ouvrages - LAZZERI - BL LPC 155 mai-juin 1988.*
- *Protection cathodique des palplanches en eau de mer - LAZZERI - BARREDA - BL LPC 195 janvier-février 1995.*

Grilles de protection sur les corniches caniveaux

La protection de l'environnement contre les pollutions dues aux eaux de ruissellement des chaussées conduit de plus en plus souvent à prévoir des corniches caniveaux sur les ouvrages d'art.

Ces caniveaux sont situés à l'extérieur des dispositifs de retenue du pont ce qui pose le problème de la sécurité des agents chargés de leur entretien.



Deux familles de solutions existent :

- la corniche intègre elle-même un garde-corps de service qui alourdit esthétiquement l'ouvrage et physiquement la corniche,
- une ligne de vie est fixée sur la barrière de sécurité installée au bord de la chaussée et le travail de nettoyage se complique à cause du port d'un barnais.

En général, la solution d'une protection fixe est à privilégier car la gestion de consignes et de matériels de sécurité spécifiques pour un usage occasionnel (fréquence de nettoyage annuelle) est difficile en subdivision.



Pont sur la Dronne entre Chamadelle et les Eglisottes

Pont à trois travées (17,50 m - 55 m - 17,50 m) en ossature mixte

▲ Maître d'Ouvrage :
Département de la Gironde

▲ Maître d'Œuvre :
Subdivision de Coutras

▲ Conception et contrôle
d'exécution :

Sogelerg - Sogreah

▲ Entreprises :
Laurière - Berthold

▲ Architecte :
M. Lechère (Société
Bordelaise d'Architecture)

Calcul des ponts et Eurocodes

La rédaction d'une première génération d'Eurocodes fut entreprise il y a maintenant vingt ans dans le but de fournir une alternative aux règles nationales de nature à faciliter les échanges intercommunautaires en matière d'études et de travaux et faciliter l'application de la première Directive européenne relative aux marchés publics de travaux, c'est-à-dire la Directive 71-305. Pour quatre d'entre eux, correspondant aux quatre premiers Eurocodes actuels, des projets furent mis à l'enquête au cours des années quatre-vingt.

L'Acte Unique, entré en vigueur en juillet 1987, a institué une procédure d'établissement des Directives communautaires relatives aux produits industriels consistant à ne définir et imposer que des exigences très générales appelées exigences essentielles. C'est ce que l'on a appelé la « Nouvelle Approche ». Le secteur du bâtiment et des travaux publics est principalement concerné par trois Directives : la Directive 89-106 relative aux produits de construction et les Directives 93-37 et 92-50 relatives respectivement aux marchés publics de travaux et aux marchés publics de services. La Directive « Produits de construction » est l'une des directives de la nouvelle génération, qui en compte actuellement une quinzaine : elle définit, pour les produits, six exigences essentielles, la première étant l'exigence de résistance mécanique et de stabilité. C'est à cette exigence, explicitée dans un document interprétatif, que se réfèrent les Eurocodes.

Les travaux de préparation des Eurocodes furent transférés en 1990 au Comité Européen de Normalisation (CEN) qui les confia à un Comité Technique unique, le TC 250. Le programme des Eurocodes est actuellement largement avancé et prévoit l'élaboration de neuf groupes de documents.

La Directive « Marchés publics de travaux » établit une hiérarchie dans les spécifications techniques. En premier lieu, viennent les éléments de réglementation nationale, qui touchent aux problèmes de sécurité, immédiatement suivis par les normes nationales transposant des normes européennes harmonisées, c'est-à-dire des normes établies sur mandat de la Commission de l'Union Européenne lorsque cette dernière considère leur élaboration comme indispensable à

l'application d'une directive. Viennent ensuite, dans l'ordre, les agréments techniques européens, les normes européennes ordinaires, les normes nationales transposant des normes internationales, les documents communautaires et, enfin, les normes et autres documents nationaux.

Bien qu'élaborés à partir de mandats de la Commission et en rapport direct avec la première exigence essentielle de la Directive Produits de la construction, les Eurocodes, normes de conception, ne sont pas des normes harmonisées : ce sont des normes ordinaires. Mais ce sont les normes les plus nobles, fruit d'une « harmonisation » d'opinions et de compétences techniques, appelées à devenir des textes de référence pour tous les marchés de travaux, en particulier au plan international.

Les conditions actuelles d'application des Eurocodes sont liées à leur statut de normes provisoires (ENV), statut qui s'est trouvé, dans les règles du CEN, parfaitement approprié pour permettre une mise en application expérimentale. Cependant, on ne peut faire référence, dans un marché, à une norme ENV que si elle est accompagnée d'un Document d'Application Nationale, le DAN.

Mais les Eurocodes font référence à de nombreuses autres normes : normes de produits, normes d'exécution et normes d'essais. L'élaboration de toutes ces normes constitue un projet très ambitieux, qui n'a jamais eu d'équivalent national et qui n'a pu être mené, techniquement et financièrement, qu'au niveau européen.

La conception et le calcul des ponts sont l'objet d'un certain nombre de textes séparés (tableau 1).

De manière générale, les actions sont définies dans les diverses parties de l'Eurocode 1 tandis que les règles de conception et de calcul sont définies dans ce que l'on appelle les Eurocodes de projet, dont la rédaction suit des plans similaires : la plupart d'entre eux comportent plusieurs parties dont une partie générale, la Partie 1, contenant aussi des règles spécifiques pour les bâtiments courants, et une Partie 2, complétant la précédente, contenant des règles applicables aux ponts.

Tableau 1

	Textes Nationaux	Normes Européennes
Format général des justifications	Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979 : « Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions »	EUROCODE 1 Partie 1 : « Bases de calcul »
Evaluation des actions permanentes	Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979 : « Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions »	EUROCODE 1 Partie 2.1
Evaluation des actions variables	Fascicule 61 Titre II du C.P.C. : programme de charges et épreuves des ponts routiers. Livret 2.01 de la SNCF pour les ponts ferroviaires. Fascicule 61 Titre III du C.P.C. : programme de charges et épreuves des ponts-canaux	EUROCODE 1 Partie 2.3 : Actions dues à la neige Partie 2.4 : Actions dues au vent Partie 2.5 : Actions thermiques Partie 2.6 : Actions en cours de construction Partie 2.7 : Actions accidentelles Partie 3 : Actions dues au trafic sur les ponts. EUROCODE 8 Parties 1 et 2 : Actions sismiques
Ponts en béton armé	Fascicule 62 Titre I Section I du C.C.T.G. : Règles BAEL 91.	EUROCODE 2 Parties 1 et 2
Ponts en béton précontraint	Fascicule 62 Titre I Section II du C.C.T.G. : Règles BPEL 91.	EUROCODE 2 Parties 1 et 2
Ponts métalliques	Fascicule 61 Titre V du C.P.C. : conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier.	EUROCODE 3 Parties 1 et 2
Ponts-mixtes acier béton	Circulaire 81-63 du 28 juillet 1981 relative au règlement de calcul des ponts-mixtes.	EUROCODE 4 Parties 1 et 2
Ponts en bois	Règles CB71 et modificatif 1975.	EUROCODE 5 Parties 1 et 2
Fondations	Fascicule 62 Titre V du C.C.T.G. : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.	EUROCODE 7 EUROCODE 3 Partie 5 : pieux métalliques

Il convient, dès à présent, de combattre une idée reçue concernant le volume des Eurocodes. Certes, si l'on considère l'épaisseur totale des documents édités par l'AFNOR, incluant des Documents d'Application Nationale parfois très volumineux, on peut avoir envie de changer de métier. Mais cette épaisseur est relativement artificielle : en premier

lieu, toutes les parties de tous les Eurocodes débattent par une longue préface, presque identique d'un texte à l'autre. En second lieu, plusieurs pages sont consacrées aux notations et, surtout, aux définitions : ces pages sont loin d'être inutiles compte tenu du contexte linguistique d'élaboration des normes européennes. Enfin, l'évaluation des actions appli-

cables aux ouvrages de génie civil est traitée indépendamment des règles de conception et de calcul, contrairement à ce qui fut en usage jusqu'à présent dans nos codes nationaux. On ne peut que se féliciter d'une telle organisation des documents lorsque l'on considère les difficultés rencontrées pour apporter une modification, aussi minime soit-elle, à un code français. Au niveau européen, les actions ont été traitées par d'éminents ingénieurs et professeurs, pour aboutir à des codes beaucoup plus riches et complets que les textes nationaux correspondants. L'un des paradoxes des Eurocodes est qu'étant plus détaillés et complets que les textes nationaux, une place plus importante est faite au jugement de l'ingénieur qui doit donc avoir une compétence élargie et auquel on confie de plus grandes responsabilités. L'extension des connaissances va de pair avec celle de la compétence. Si l'on vous dit que la pression de calcul du vent sur une construction est de 2,5 kN/m², vous ne vous posez pas de question. Mais si on vous invite à la calculer à partir d'une formule en vous laissant le soin de choisir la valeur des paramètres et de sélectionner la période de retour appropriée, vous quittez le monde des certitudes empiriques pour entrer dans celui du doute scientifique.

Abordons maintenant l'environnement de conception et de calcul des ouvrages d'art créé par les Eurocodes.

Le format général des vérifications est le format semi-probabiliste : ses définitions et ses concepts sont détaillés dans l'Eurocode 1 Partie 1. Cette norme est très proche, dans son esprit, de nos Directives Communes de 1979.

L'évaluation des charges permanentes relève de la Partie 2.1 de l'Eurocode 1. Elle reprend les mêmes dispositions que les Directives Communes que nous venons d'évoquer pour ce qui est des marges d'incertitude relatives au poids des superstructures.

En ce qui concerne les actions variables les plus courantes, seuls sont actuellement disponibles les textes relatifs aux charges dues à la neige - Partie 2.3 -, au vent - Partie 2.4 (proche des recommandations de la Convention Européenne de la Construction Métallique) - et au trafic routier, piéton et ferroviaire - Partie 3 -. Les textes traitant des actions thermiques - Partie 2.5 - et des actions en cours de construction - Partie 2.6 - viennent d'être votés à la fin du mois de Novembre. La Partie 2.7 consacrée aux actions accidentelles sera mise au vote au printemps 1997. Quant aux actions sismiques,

elles sont définies dans les Parties 1 et 2 de l'Eurocode 8.

La Partie 2.5 fournit des indications détaillées sur la façon de tenir compte des effets thermiques dans les ponts. Par rapport à nos règles nationales, les actions d'origine thermique sont définies non seulement pour le calcul des tabliers de ponts, mais aussi pour celui de leurs piles et pour certains éléments comme les haubans. Dans le cas particulier des tabliers de ponts, la principale différence avec nos règles nationales réside dans la prise en compte de gradients négatifs (fibre supérieure moins chaude que la fibre inférieure). Il est encore trop tôt pour parler des actions en cours de construction et des actions accidentelles, mais les normes correspondantes ne devraient pas bouleverser fondamentalement nos habitudes, sauf, peut-être, en ce qui concerne les chocs de bateaux et de navires sur les piles de ponts, qui tendent vers un accroissement des forces d'impact statiques équivalentes.

Le calcul des ponts en béton armé ou précontraint relève de l'Eurocode 2 doté de sa Partie 2 qui est la seule Partie 2 d'un Eurocode à être actuellement publiée : les Parties 2 des Eurocodes 3, 4 et 5 (ponts métalliques, ponts en ossature mixte et ponts en bois) seront probablement votées et disponibles en version définitive l'année prochaine.

L'attention est attirée sur le traitement des problèmes géotechniques qui relèvent normalement de l'Eurocode 7. Mais ce texte, constituant une avancée remarquable dans le sens d'une harmonisation européenne des méthodes de calcul des ouvrages de mécanique des sols, est beaucoup moins opérationnel que notre Fascicule 62 Titre V du CCTG. D'autre part, d'autres textes, se référant en principe à cet Eurocode, sont en voie de publication, introduisant des changements majeurs dans certaines pratiques. C'est le cas, notamment, de la partie 5 de l'Eurocode 3 consacrée aux pieux et palplanches métalliques, introduisant le calcul plastique de ces ouvrages à l'état-limite ultime.

Examinons maintenant plus en détail les charges sur les ponts-routes telles que définies dans la Partie 3 de l'Eurocode 1. Les charges sur les ponts-rails ont déjà été transposées en norme française dans le cadre du livret 2.01 de la SNCF.

Cette Partie 3 sera rendue d'application obligatoire dans un proche avenir, pour les ponts-routes et les passerelles de la voirie nationale, avec un Document d'Application Nationale permettant de la raccorder aux différents textes actuels du CCTG ou du CPC. En effet, l'élaboration de cette norme a débuté au

Définition du modèle principal de charges

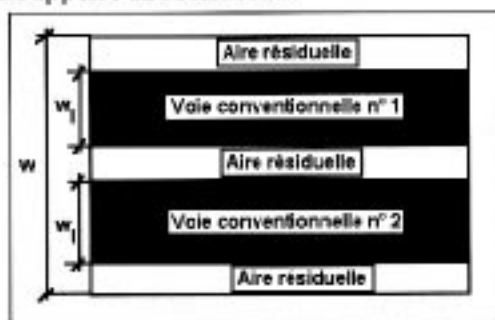
moment où une commission française était constituée pour réviser l'actuel Fascicule 61 Titre II du CPC. Les travaux de ladite commission, présidée par M. Henri Mathieu qui venait d'être pressenti pour présider le groupe de travail européen homologué, en liaison avec M. Tschumi pour les charges ferroviaires, ont été ipso facto suspendus.

Quatre modèles de charges sont proposés pour la justification des ponts-routes vis-à-vis des états-limites de service et ultimes de résistance, et cinq modèles de charges pour la justification vis-à-vis des états-limites de fatigue.

Les modèles principaux de charges verticales relatifs aux vérifications de résistance sont les modèles n° 1 et 2, pour lesquels diverses valeurs représentatives sont définies : la valeur caractéristique, calibrée sur une probabilité de dépassement de 10 % en 100 ans, la valeur non-fréquente, calibrée sur une période de retour d'un an - pour les besoins de l'Eurocode 2 Partie 2 - et la valeur fréquente, correspondant à une période de retour d'une semaine. La valeur quasi-permanente des charges routières est prise égale à 0.

Les modalités d'application du modèle de charges n° 1 de l'Eurocode sont, a priori, plus simples que celles du Fascicule 61 Titre II du CPC : la chaussée est décomposée en un nombre entier de voies conventionnelles de 3 m de largeur entre dispositifs de retenue ou entre bordures. La voie la plus lourdement chargée, appelée voie n° 1, est disposée, dans le sens transversal, de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. La position des autres voies, compte tenu de leur chargement, en découle. La différence entre l'aire chargeable et l'aire des voies conventionnelles chargées par le modèle est appelée aire résiduelle.

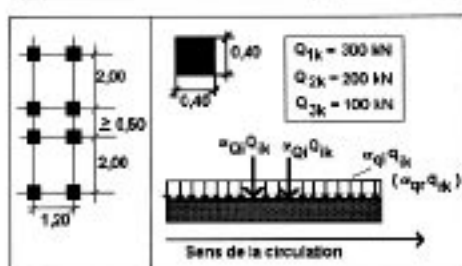
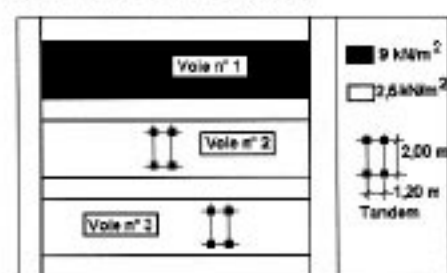
Décomposition de la chaussée en voies conventionnelles



Le modèle principal applique :

- une charge uniformément répartie de valeur caractéristique égale à 9 kN/m² sur la voie n° 1 et 2,5 kN/m² sur les autres voies ainsi que sur l'aire résiduelle,
- un ensemble de deux essieux sur trois voies identifiées au maximum, le poids caractéris-

tique de chaque essieu étant respectivement égal à 300, 200 et 100 kN lorsque l'on passe de la voie n° 1 à la voie n° 3.

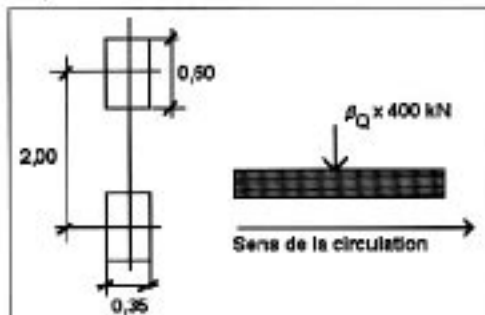


Ce modèle a été construit scientifiquement, à l'aide des méthodes de la recherche opérationnelle, afin de reproduire aussi fidèlement que possible, amplification dynamique incluse, les effets du trafic réel ajustés sur différentes périodes de retour. Ses valeurs caractéristiques de base ont été calibrées sur les effets dynamiques d'un trafic « lourd ».

Pour les applications pratiques, toutes ces charges sont affectées de coefficients d'ajustement α inférieurs ou égaux à l'unité. Ce sont des coefficients permettant de moduler les efforts en fonction du trafic escompté sur l'ouvrage projeté.

Le modèle n° 2 représente un essieu isolé dont le poids caractéristique a été fixé à 400 kN. Il est aussi affecté par un coefficient d'ajustement β dépendant de la classe de chargement prévue pour l'ouvrage projeté. Il complète le modèle n° 1 pour couvrir certains effets locaux.

Le modèle de charges n° 2



Le Document d'Application Nationale français de cette norme prévoit trois classes de chargement (tableau 2). La classe la plus courante est la classe n° 2, pour laquelle les charges concentrées sont réduites de 10 % sur la voie n° 1 et 20 % sur les voies n° 2 et 3, et la charge

répartie sur la voie n° 1 est réduite de 30 %. La classe n° 1 est réservée à des ouvrages situés en site urbain - par exemple, boulevard périphérique de Paris - ou sur de grands axes de trafic international. La classe de chargement n° 3 de l'Eurocode correspond à la 2^e classe de l'actuel Fascicule 61 Titre II (la 3^e classe n'étant jamais employée).

	α_{Q1}	α_{Qi} ($i \geq 2$)	α_{q1}	α_{qi} ($i \geq 2$)	α_{qr}
1 ^e classe	1	1	1	1	1
2 ^e classe	0,9	0,8	0,7	1	1
3 ^e classe	0,8	0,5	0,5	1	1

Examinons maintenant les conséquences prévisibles de la mise en application des Eurocodes pour le calcul des ouvrages d'art. Ces dernières années, nous avons effectué des études, consistant généralement à recalculer des ouvrages réels avec les Eurocodes, pour évaluer de façon précise lesdites conséquences. Il est clair que la plupart de ces études s'appuyaient sur des textes en cours de préparation, donc non encore, ou non entièrement, stabilisés sur le plan technique et nous avons été amenés à publier des articles dont les conclusions n'ont pas toujours été tirées avec les précautions nécessaires et n'ont donc pas été, de ce fait, correctement interprétées.

Il est clair que nous vivons actuellement une période de transition et qu'une telle période n'est jamais facile à traverser. Il faut également souligner que l'attitude des ingénieurs français a toujours été plutôt prudente, voire frileuse, vis-à-vis de textes parfois très différents, par la forme et même par l'esprit, des textes techniques nationaux auxquels ils sont habitués. Mais les Eurocodes sont devenus l'objet d'une querelle analogue à celle des Anciens et des Modernes à la fin du XVII^e siècle et il est grand temps de dépassionner le débat.

Le système principal de charges sur les ponts-routes est fondamentalement différent des modèles A et B de l'actuel Fascicule 61 Titre II du CPC : par rapport à ceux-ci, il accentue l'effet des chargements excentrés par l'intermédiaire du modèle porté par la voie n° 1, mais la dégressivité transversale du système global est beaucoup plus marquée. Il ne conduit à une majoration des sollicitations que :

- pour la classe de chargement la plus élevée (classe n° 1);
- dans le cas des tabliers à poutres portant une chaussée à deux voies et de portée moyenne. Les études effectuées jusqu'à présent ont été conduites avec les hypothèses les plus défavorables, caractérisées par :
 - la classe de chargement la plus élevée,
 - les actions thermiques les plus défavorables,
 - des règles de justification, issues de la Partie 2 de l'Eurocode 2, sans équivalence directe avec les règles BAEL ou BPEL.

Dans certains cas, nous avons donc logiquement obtenu une augmentation de certaines quantités par rapport à l'application des méthodes nationales qui, d'ailleurs, ne respectent même pas certaines prescriptions des règles BAEL ou BPEL.

Ceci étant, en faisant abstraction des questions de fatigue dans les armatures passives, les variations de dimensionnement des ouvrages en béton précontraint portant une chaussée de grande largeur, quelle que soit leur classe de chargement, ou courants, situés sur des itinéraires de rase campagne, ne devraient se traduire au pire que par quelques câbles ou quelques kilos d'aciers passifs supplémentaires. Par contre, pour ce qui est des ponts métalliques, il est probable que les règles de vérification en fatigue seront, même dans les cas courants, plus contraignantes que les règles de vérification des sections à l'état-limite ultime de résistance.

En résumé, le modèle de charges principal de l'Eurocode 1, assorti de ses coefficients d'ajustement en fonction de la classe de chargement, est souvent moins lourd que les modèles de l'actuel fascicule 61 Titre II du CPC. Mais sa répartition transversale, tenant mieux compte des effets de certaines situations réelles, entraînera une évolution de la conception des ponts à poutres, qu'ils soient métalliques ou en béton.

Dans quelques mois, des travaux vont être engagés pour convertir les Parties 1 des quatre premiers Eurocodes en normes EN. Nul ne connaît encore les conditions de leur mise en application pratique, en particulier les conditions d'une éventuelle « cohabitation » avec les textes nationaux en vigueur, mais il est clair qu'à plus ou moins brève échéance, leur application sera obligatoire, au moins pour tous les marchés publics de travaux.

Faut-il avoir peur des Eurocodes ?

Tout d'abord, à l'instar de nos textes nationaux, les Eurocodes ne sont pas, comme on l'a dit parfois, que des amoncellements de règles élaborées par des professeurs déconnectés des réalités à l'intention d'ingénieurs de catégorie B : très souvent ils concrétisent, sans vouloir couvrir tous les cas de figure, un certain nombre de règles de l'art ainsi que les résultats des recherches les plus avancées. L'expérience est là pour témoigner des erreurs impardonnables commises même par les meilleurs ingénieurs lorsqu'ils transgressent, volontairement ou involontairement, certaines règles codifiées.

En second lieu, les Eurocodes sont des textes souvent plus avancés que bon nombre de textes nationaux. Bien qu'ils n'aient pas pu bénéficier, dès le départ, d'une coordination technique efficace, ils sont tous basés sur le même format et résultent d'une harmonisation de points de vue proposés par de nombreux experts de grande réputation.

Les Eurocodes sont considérés comme des textes ardu, parfois d'ailleurs par des personnes qui ne les ont jamais lus, mais lorsqu'il passe du béton à l'acier, à la construction mixte ou au bois, l'ingénieur retrouve la même philosophie. On ne peut pas toujours en dire autant de nos textes nationaux qui proposent des combinaisons d'actions différentes et des coefficients partiels ajustés sur des méthodes de calcul dont on ignore parfois l'origine. Or, s'il est clair que nos règles pour les constructions en béton sont modernes, il n'en va pas de même des textes régissant la conception des ouvrages métalliques ou en ossature mixte.

Comme nous l'avons dit précédemment, le contexte actuel n'est guère confortable pour l'ingénieur : plusieurs documents récemment publiés par le SETRA s'inspirent largement des Eurocodes qui apportent souvent un cadre de réflexion rationnel, des méthodes de calcul fiables et des réponses à des questions techniques qui ne sont pas abordées par notre réglementation nationale. On peut notamment citer les guides relatifs à la fissuration et à la fatigue dans les ponts-mixtes, qui font référence aux Eurocodes 2, 3 et 4, les modalités de vérification d'ouvrages existants sur les itinéraires empruntés par les convois de chars Leclerc, qui font référence à l'Eurocode 1 Partie 3, les méthodes de justification des ouvrages aux séismes, qui font référence à l'Eurocode 8 en application de la circulaire ministérielle du 15 septembre 1995.

Les normes constituent aussi des règles du jeu pour le jugement des appels d'offres. Pour les grandes entreprises travaillant, en partie, à l'exportation, les Eurocodes permettront un gain de temps et d'argent en évitant de jongler entre divers systèmes de normes plus ou moins incompatibles.

Enfin, on a pu constater que la mise en application expérimentale de la normalisation européenne a entraîné une remise en question de certains errements dépourvus de tout fondement scientifique, et a posé, de façon plus objective, le problème de la concurrence entre différents matériaux et différentes techniques. En fait, le débat n'est pas près d'être clos, mais, dans la mesure où tous les Eurocodes sont basés sur la même philosophie de la sécurité et de la fiabilité des constructions, les conditions semblent réunies pour créer un environnement de saine compétition.

Tous les problèmes sont loin d'être résolus. L'un des plus épineux est celui des coefficients partiels rassemblés dans le tableau 9.2 de l'Eurocode 1. Dans ce tableau sont distinguées trois catégories d'états-limites : les états-limites d'équilibre statique (cas A), les états-limites ultimes par épuisement de la résistance structurale (cas B) et les états-limites ultimes résultant d'une rupture dans le sol (cas C), et différents jeux de coefficients partiels sont proposés pour chacune de ces catégories sans qu'ils aient été validés par des études fiabilistes approfondies. Ces questions devraient être réexaminées dans quelques mois à l'occasion de la conversion de l'Eurocode 1 en norme EN.

L'évolution de la normalisation en matière de construction est inéluctable. Il n'y a lieu de témoigner ni crainte ni enthousiasme, mais de préparer un avenir qui devrait simplifier la tâche des concepteurs. Dans quelques années, il est vraisemblable que dans la plupart des écoles d'ingénieurs, seront enseignés les deux systèmes normatifs : le système américain et le système européen, sauf si un rapprochement décisif s'opère entre les normes ISO et les Eurocodes. Des contacts ont déjà été pris pour que des ingénieurs américains et japonais participent aux travaux de rédaction des Eurocodes. La Directive 89-106 avait pour but de favoriser la libre circulation des produits de la construction; les Eurocodes favoriseront certainement la libre circulation des idées et des ingénieurs dans le monde entier.

J. A. CALGARO ■

Les ponts et le vent

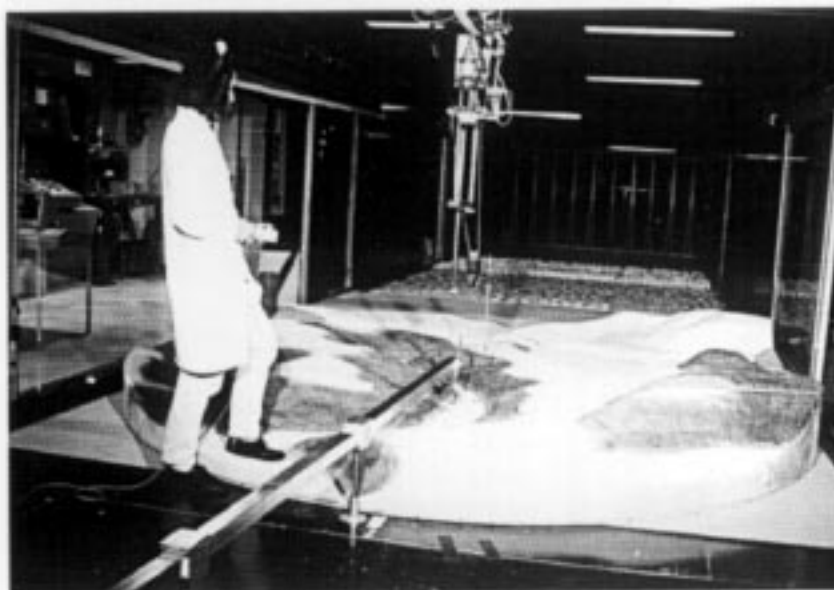
Approches expérimentales développées en soufflerie

Avec l'allongement des portées et l'allègement des structures, le vent représente un paramètre prépondérant dans le dimensionnement des ponts suspendus et à haubans modernes. Le pont de Normandie, récemment terminé, en minimisant les efforts aérodynamiques et en s'assurant de la stabilité aéroélastique, est l'exemple le plus adapté de la prise en compte du vent dans la conception d'un ouvrage. Pour des constructions aux dimensions si conséquentes, des études spécifiques sont nécessaires :

- études climatiques visant à connaître les caractéristiques du vent sur le site d'implantation, notamment à déterminer les vitesses extrêmes associées à une période de retour donnée ainsi que les caractéristiques de sa turbulence (niveau et distribution spatio-temporelle) auxquelles les ponts élancés modernes sont fortement sensibles
- études aérodynamiques car la géométrie de l'ouvrage, en particulier celle du tablier, conditionne son comportement au vent. Dans ce cadre la soufflerie représente un outil indispensable; la modélisation numérique ne permet pas, à l'heure actuelle, le passage du champ fluctuant des vitesses de vent aux pressions aérodynamiques en paroi et aux forces résultantes ainsi que l'estimation des effets de ces pressions et de ces forces en termes de contraintes, sollicitations, déplacements, accélérations, en tenant compte des interactions vent/déplacements de la construction qui peuvent induire des forces dites 'aéroélastiques'.

Études topographiques : caractérisation du vent sur le site d'implantation

Le vent dans un site à relief complexe (topographie marquée) peut être caractérisé par une étude en soufflerie sur maquette topographique. On s'attachera alors à évaluer, au niveau du tablier, des piliers et des pylônes du pont, le vecteur vent moyen et ses compo-

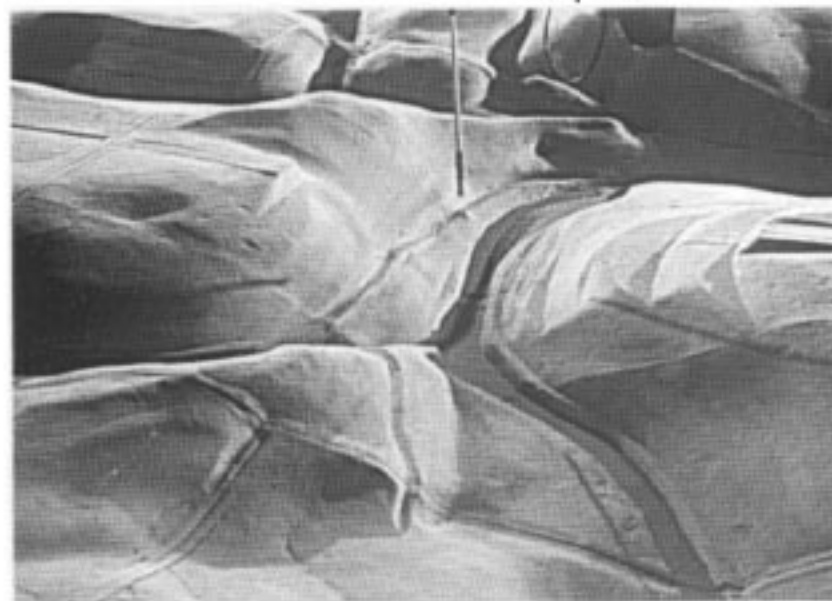


santes fluctuantes longitudinale, latérale et verticale¹, à l'aide d'anémométrie tridimensionnelle. Un recalage théorique ou expérimental entre un point de référence sur le site et les stations météorologiques les plus proches permet de transposer les distributions statistiques de celles-ci issues des 20 à 30 années de mesures météorologiques, au site de construction du pont.

Les mesures soufflerie, exprimées sous forme d'écart types, de densités spectrales ou d'échelles de turbulence, de corrélations spatiales et de fonctions de cohérence, servent

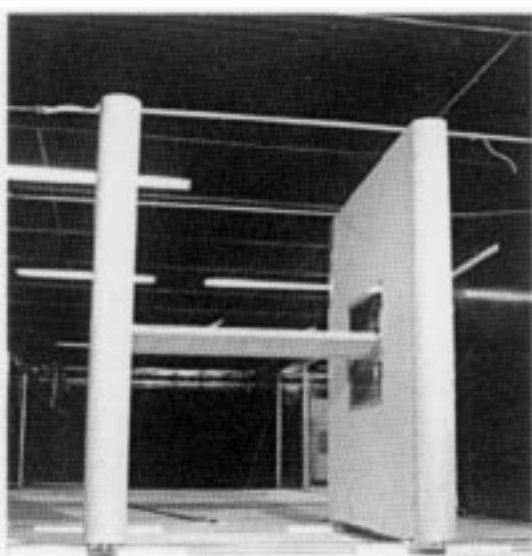
Site du Viaduc de Millau - Maquette topographique du site, au 1/1250 dans la veine de la soufflerie atmosphérique du CSTB

Site de la vallée du Viour au 1/666 - Mesure du champ de vitesse au niveau du tablier du futur viaduc



1. En particulier dans le cas des ponts élancés, l'essentiel du comportement vibratoire peut être dû à l'action de la fluctuation verticale du vent.

Pont de Normandie
- Essai sur tronçon
de tablier au V50
positionné entre
plaques d'extrémité

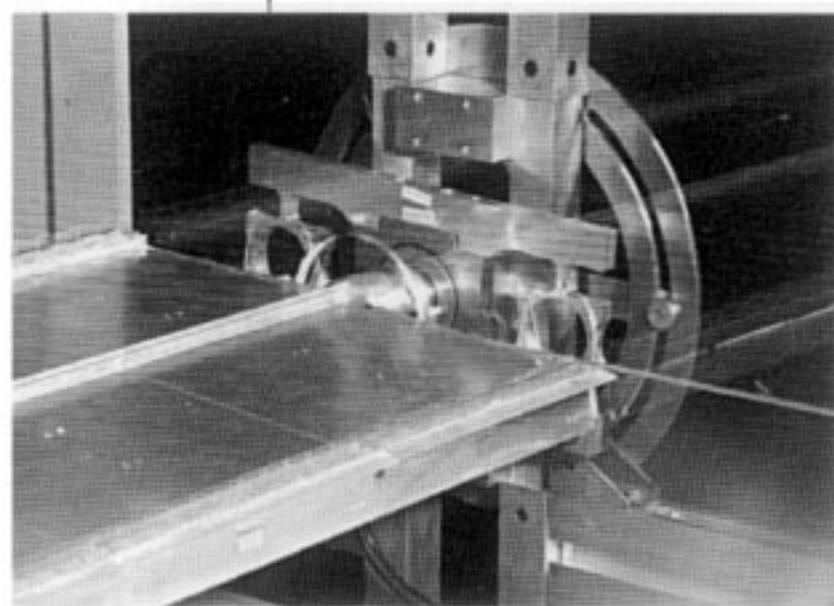


alors de paramètres d'entrée à un calcul par méthode spectrale de la réponse de l'ouvrage au vent naturel turbulent. Les figures présentant les sites de Millau et de Tanus dans la veine d'essais de la soufflerie atmosphérique du CSTB, illustrent cette démarche expérimentale.

Études sur tronçons : qualité aérodynamique du tablier du pont

L'étude en soufflerie est aussi indispensable pour qualifier la qualité aérodynamique de la géométrie des éléments du pont et notamment celle de son tablier, partie sensible de l'ouvrage où naît une grande partie des forces aérodynamiques dont celles responsables d'éventuelles instabilités.

Balace
dynamométrique
l'extrémité à trois
composantes

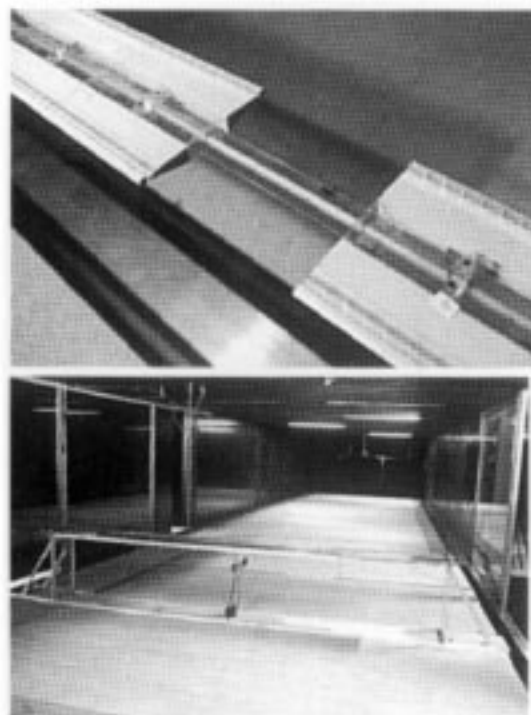


La méthode expérimentale la plus simple est d'effectuer des essais sur un tronçon de tablier placé transversalement, entre deux plaques d'extrémité, face au vent incident, dans la veine de la soufflerie. Deux types de montage mécanique sont successivement utilisés :

- un montage "raide" avec dynamomètres à chaque extrémité du tronçon (figure 4), qui permet la mesure des forces aérodynamiques, forces longitudinales de traînée et verticale de portance, moment de torsion, paramètres nécessaires au calcul des effets statiques (moyens) et à ceux de la turbulence
- un montage "souple" où différents degrés de liberté, flexion verticale et torsion, sont simulés par des ressorts ou des vibreurs. Ce montage permet d'appréhender le comportement vibratoire de l'ouvrage soumis au vent, en particulier d'évaluer la sensibilité du tablier au détachement tourbillonnaire (présence de tourbillons alternés périodiques dans le sillage du tablier) et de déterminer les vitesses critiques de flottement (vitesses à partir desquelles l'énergie dissipée par amortissement ne compense plus l'énergie aérodynamique reçue par la structure à chaque cycle de vibrations). Avec ce montage souple, on peut utiliser deux méthodes d'études :
 - les oscillations libres où le modèle, convenablement réglé en masse et inertie, monté sur ressorts, oscille librement dans la soufflerie. On a ainsi une observation directe du comportement du pont, notamment des vitesses de flottement. On peut aussi, grâce à l'analyse des taux d'amortissement et de glissement en fréquence en fonction de la vitesse du vent des signaux de vibration en flexion pure, torsion pure et de mouvements couplés, déterminer des coefficients aéroélastiques utilisés pour calculer le comportement du pont.
 - les oscillations forcées où un système de guidage impose une mise en vibration à fréquence et amplitude pré-définies. Les forces aérodynamiques peuvent alors être calculées par intégration de mesures de pression synchrones sur des coupes transversales du tablier ou par mesure directe après soustraction des forces d'inertie.

Études sur modèle aéroélastique complet : comportement global du pont soumis au vent

L'utilisation d'un tronçon de tablier est une technique simple et d'un coût peu élevé. Elle permet aussi d'optimiser aisément la forme géométrique d'un tablier insuffisamment stable ou trop sensible au détachement tourbillonnaire dans sa forme originale. Le comportement global du pont ne peut alors être appréhendé que par le calcul et, pour les ouvrages majeurs, une étude additionnelle sur maquette plus complète et plus représentative s'impose. Les ponts de l'Elorn, de Normandie, plus récemment le nouveau pont sur le Tage à Lisbonne, ont fait l'objet d'une étude aéroélastique complète à échelle du 1/100 au 1/250 dans la soufflerie atmosphérique du CSTB en utilisant la technique à fils ou à tubes tendus qui permet une reproduction du caractère tridimensionnel des modes de vibration sans modéliser les haubans et les pylônes. Ce sont directement les déplacements de la maquette soumise à un vent turbulent simulé à l'échelle de la maquette qui permettent de conclure sur le comportement global de l'ouvrage.



Problèmes aérodynamiques particuliers

Le comportement aérodynamique individuel de certains éléments d'un pont peut recevoir une attention particulière, par exemple les bar-



rières, les garde-corps et les écrans pare-vent. Ceux-ci doivent remplir leur fonction sans pour autant accroître sensiblement les efforts exercés par le vent sur le pont, le rendre instable, ou générer des bruits aéromacoustiques nuisibles à la qualité de l'environnement.

Une étude échelle 1 s'impose alors, ce qui est tout à fait faisable dans les souffleries climatiques du CSTB où, dans des veines de grandes dimensions, on peut combiner différents paramètres climatiques, notamment le vent avec la pluie ou la neige. La figure 8 illustre l'étude de l'interaction pluie/vent sur les haubans du pont de Normandie; un tronçon de haubans monté sur système de suspension (modélisation d'un mode de vibration) est soumis à l'action combinée du vent et de la pluie. La présence d'un filet d'eau, ruisselant le long de la gaine, provoque la mise en vibration du hauban. Ce phénomène peut être évité si des petites bandes d'environ un millimètre d'épaisseur, collées en spirale sur la gaine, désorganisent le ruissellement longitudinal.

G. GRILLAUD ■



La maquette au 1/250 du pont à haubans de l'Elorn à proximité du pont Albert Louppe

Vue de détail de la maquette aéroélastique du pont de Normandie

Maquette au 1/100 du futur pont à haubans sur le Tage

Étude de l'interaction pluie/vent sur les haubans de pont

GRILLAUD Gérard
 Chef de la Division
 Environnement et
 Charges Aérodynamiques
 C.S.T.B. NANTES
 Tél : 02 40 37 20 35

Contreflèches de torsion des bipoutres mixtes biais

Dans le numéro précédent de juillet 1996, Jacques RESPLENDINO a montré les défauts de géométrie dus aux déformations de torsion dans une travée indépendante biaisée en bipoutres mixtes. Le présent article complète cet article dans le but de présenter des méthodes simples pour obtenir un ouvrage ayant une géométrie finale très acceptable, ou pour contrôler la géométrie initiale définie par un calcul plus sophistiqué. Dans les cas courants, où l'on ne corrige pas les rotations de torsion des poutres, il permet de définir la géométrie des cales biaisées sur les appuis.

Pour simplifier le raisonnement on suppose que la section transversale est symétrique. On peut alors dire que, dans l'ouvrage terminé, après pose des superstructures, retrait et fluage du béton, les deux poutres doivent être à la même cote dans une même section droite. On admet que les entretoises sont infiniment rigides par rapport à l'inertie de torsion des

poutres (méthode dite de COURBON). Pour le bipoutre, cette hypothèse est parfaitement justifiée avant le bétonnage de la dalle. En service, elle est plus approchée.

Dans le premier paragraphe on recherchera la géométrie initiale qui conduit à la géométrie théorique dans la phase finale. Dans le second paragraphe on s'intéressera aux moyens pour mettre en oeuvre cette géométrie initiale.

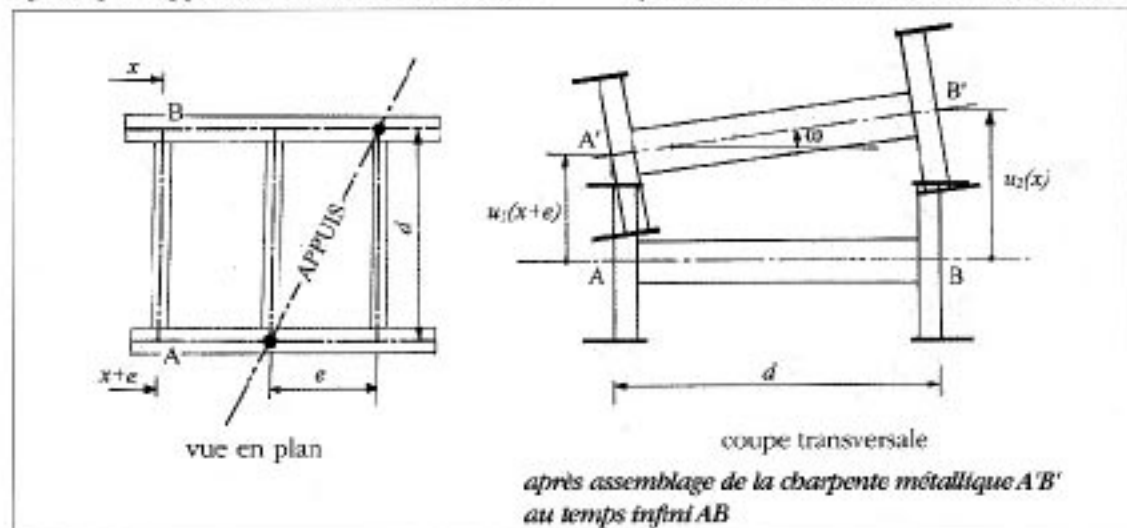
1- Approche géométrique

Je distinguerai deux cas : le cas des entretoises droites, perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage et le cas des entretoises biaisées, suivant le biais des appuis (culées).

■ Entretoises (ou pièces de pont) droites.

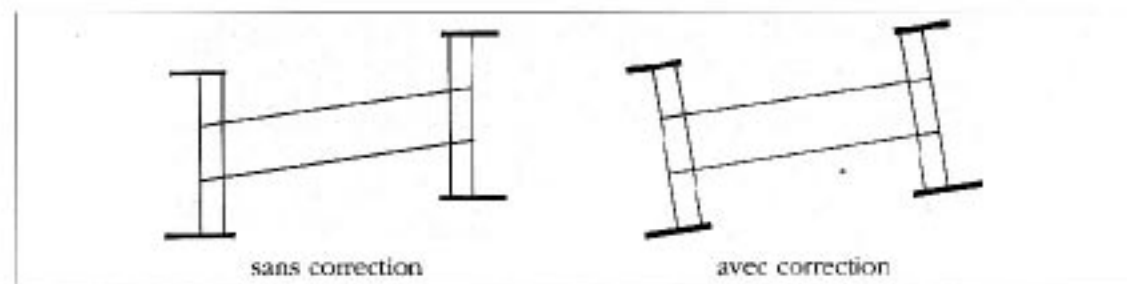
L'entretoise joint deux points qui n'ont pas la même contre flèche :

- $u_2(x)$ pour le point B situé sur la poutre 2,
- $u_1(x+e)$ pour le point A situé sur la poutre 1.



Après assemblage de l'entretoise sur les poutres, la section transversale étant indéformable, les chargements ultérieurs créent donc

une rotation d'ensemble, y compris pour les poutres, d'angle $(u_2(x) - u_1(x+e))/d$.



Entretoise droite

Entretoise droite, géométrie initiale (coupe transversale)

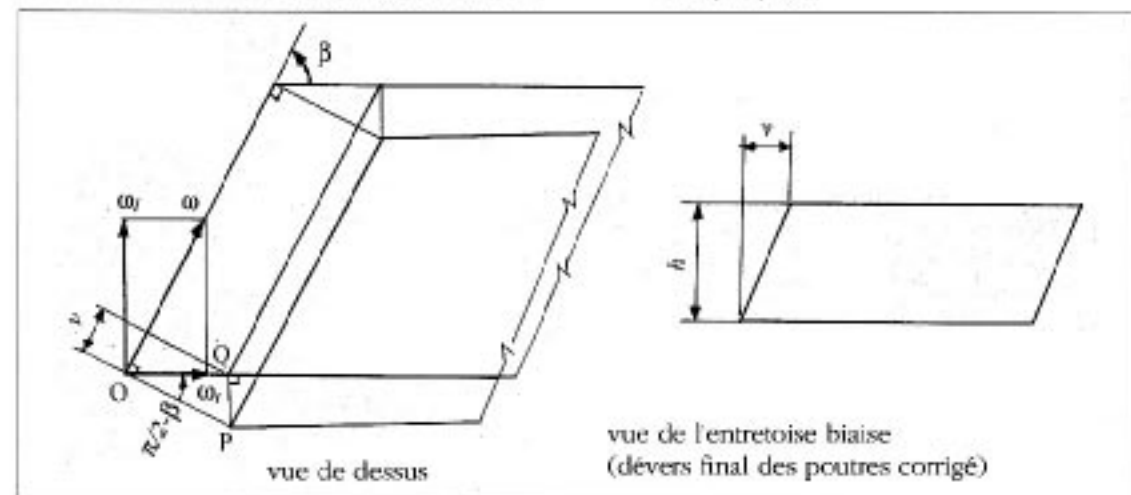
Du fait que l'on suppose les entretoises infiniment rigides, elles doivent être découpées suivant leur géométrie théorique dans l'état final, sans découpe biaisée à l'extrémité pour faciliter l'assemblage. Avant d'effectuer les soudures des entretoises sur les poutres il faudra donc imposer des rotations de torsion aux poutres.

■ **Entretoises (ou pièces de pont) biaisées.**

Lorsque les lignes d'appuis biaisées sont parallèles, les deux extrémités des entretoises ont la même contre flèche ($u_f(x) = u_g(x)$) pour un tablier horizontal. Lors des chargements ultérieurs la rotation globale ω se fait suivant la direction de l'entretoise car celle-ci est indéformable en flexion. Cette rotation se décompose vectoriellement en :

— une rotation d'axe perpendiculaire à l'ouvrage dont la valeur est la pente de la contre flèche $\omega_f = du_f(x)/dx$.

— une rotation d'axe parallèle aux poutres qui créera donc une rotation de torsion des poutres, dont la valeur se déduit de la rotation d'axe perpendiculaire à l'ouvrage, soit $\omega_t = \omega_f / \tan \beta$.



Entretoise biaisée

Considérons par exemple le cas le plus courant, celui de l'entretoise biaisée sur culée, les chargements appliqués après l'assemblage de la charpente vont créer une rotation autour de la ligne d'appuis. Cette rotation se traduit par un déversement de la poutre entraînant un défaut de géométrie, et une rotation sur les appareils d'appuis. Dans la section sur appui, on considère que la base O de l'entretoise reste fixe, le point haut distant de h du point bas O se déplace en P perpendiculairement à la ligne d'appuis ($OP = b \omega$). Pour ramener le point P dans le plan de la poutre il faut le projeter en Q. Pour compenser l'effet de cette rotation, il faut donner une forme légèrement en parallélogramme à l'entretoise, sur la hauteur h le déca-

lage est v. Ce décalage v est la projection de PQ sur l'entretoise.

$$v = PQ \sin \beta$$

$$\text{or } PQ = OP \sin(\pi/2 - \beta) = b \omega \cos \beta$$

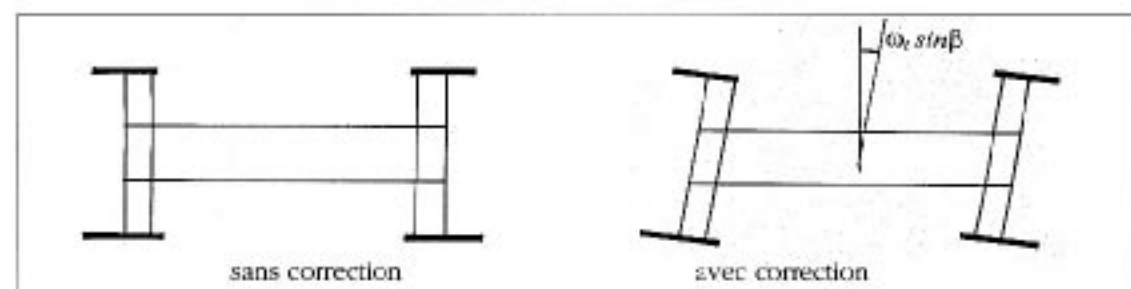
$$\text{d'où } v = OP \sin \beta \cos \beta$$

et l'inclinaison de l'extrémité de l'entretoise est :

$$v/b = \omega \sin \beta \cos \beta = \omega_t \sin \beta = \omega_t \cos \beta$$

On obtient directement le même résultat, en écrivant que cette inclinaison est la projection de la rotation de torsion ω_t sur la perpendiculaire à l'entretoise. Pour l'entretoise droite $\beta = \pi/2$ on retrouve bien $v = \omega$.

Dans le cas général, le dévers s'ajoute à la rotation ω_t .



Entretoise biaisée, géométrie initiale (coupe transversale biaisée)

■ En résumé

Pour que l'ouvrage terminé ait la bonne géométrie finale, il convient de prendre certaines précautions, surtout lorsque le biais est important :

- les entretoises droites doivent avoir leur forme ibérique,
- par contre les entretoises biaisées doivent avoir une découpe en parallélogramme, l'inclinaison verticale des extrémités dépend de la pente de la contreflèche des poutres. Pour cette raison il nous semble préférable, dans ce cas, de choisir des entretoises droites chaque fois que cela est possible, au moins en dehors des zones d'appuis.

2- Solution pratique

■ 2.1 Mise en oeuvre des corrections vues dans le paragraphe 1

Dans le cas des entretoises droites, pour obtenir cette géométrie initiale je propose par exemple la cinématique ci-après qui reste simple :

- pose des poutres sur l'autre d'assemblage;
- calage horizontal de toutes les entretoises avec la cote $u_1(x+e)$ pour les entretoises impaires par exemple, et $u_2(x)$ pour les entretoises paires;
- soudage des entretoises impaires sur la poutre 1, et des entretoises paires sur la poutre 2;
- modification des calages de toutes les entretoises pour obtenir la bonne contre flèche à l'autre extrémité non soudée (contre flèche $u_2(x')$ pour les entretoises impaires, et $u_1(x'+e)$ pour les entretoises paires). Cette modification du calage des entretoises crée presque les bonnes rotations des poutres. Un effort supplémentaire de brélage est nécessaire car la rotation au droit de l'entretoise i n'est pas rigoureusement égale à la moyenne des rotations au droit des entretoises $i-1$ et $i+1$. Cette cinématique s'applique donc beaucoup mieux aux pièces de pont qui sont plus rapprochées;
- soudage de la seconde extrémité des entretoises contre les poutres.

Dans le cas des entretoises biaisées, pour obtenir la bonne géométrie finale, il faut comme précédemment compenser la rotation des poutres. On peut transposer la cinématique proposée pour les entretoises droites en apportant les modifications suivantes. Avant soudure de la première extrémité, les entre-

toises sont inclinées (pente v/h), pour que leur extrémité soit verticale. Avant de souder la seconde extrémité il faut les ramener dans le plan horizontal. Mais cette cinématique de construction semble plus difficile à mettre en oeuvre dans le cas des entretoises biaisées car toute rotation de torsion crée une rotation de flexion, et inversement toute rotation de flexion crée une rotation de torsion.

Cette cinématique suppose de prévoir des cales biaisées pour reprendre la rotation de torsion au niveau des appuis provisoires. Il faut aussi s'assurer que ces rotations de torsion sont compatibles avec le matériel de lancement utilisé.

■ 2.2 Acceptation des défauts géométriques

Il est habituel et loisible de ne pas compenser les flèches de torsion des bipoutres mixtes biais, lorsque celles ci sont modérées (surtout dans les travées intermédiaires). Le premier paragraphe permet d'estimer les défauts de géométrie, et donc de juger s'ils sont acceptables (d'après la norme P22-810 le défaut de verticalité doit rester inférieur au $2/100^{\circ}$ de la hauteur de la poutre). Connaissant ces défauts de géométrie on peut en déduire un ordre de grandeur des contraintes supplémentaires dans les semelles. Jacques RESPLENDINO a d'ailleurs montré, dans un cas très défavorable, que ces contraintes étaient faibles.

Pour la conception des appuis, **et en particulier pour définir la géométrie des cales biaisées** sur les appuis définitifs, le projeteur devra alors tenir compte des rotations de torsion sur appuis. On note que si l'on accepte les défauts de géométrie, l'assemblage des entretoises biaisées est plus facile à réaliser que celui des entretoises droites.

3 - Conclusion

Pour les petits franchissements dégageant des gabarits relativement modestes, le projeteur ne doit pas éliminer systématiquement les ouvrages biais. Mais il faut essayer de réduire le biais d'autant plus que le rapport portée sur largeur augmente. Pour les très grandes portées, situées en général moins au ras du sol le biais est déconseillé, car pour rendre le pont droit il suffit souvent de l'allonger très légèrement. Pour les franchissements biais, il faut rechercher un meilleur équilibre des travées, et éviter les travées de rive trop longues pour réduire les rotations sur culées, ou trop

courtes pour éviter les soulèvements d'appuis sur culées (angle obtus). Un rapport compris entre 0,6 et 0,8 est conseillé.

La rotation sur les appuis intermédiaires est très faible lorsque les travées de part et d'autre sont bien équilibrées. La correction de forme de l'entretoise biaisée sur appui est alors faible. On notera qu'il est aussi possible de disposer deux entretoises droites distantes de e sur les deux appuis.

Sur les culées, la rotation est très importante dans le cas des travées indépendantes (article de Jacques RESPLENDINO), et lorsque la travée de rive est longue par rapport à la travée voisine. On notera aussi que les dénivellations d'appuis augmentent les rotations sur culées, elles accentuent donc l'effet du biais. L'entretoisement sur la culée est évidemment biais; on préférera alors une pièce de pont qui rigidifie mieux l'extrémité de la dalle, et que l'on peut prolonger à l'extérieur des

poutres pour supporter le coin de la dalle, en particulier l'angle aigu.

En pratique il semble logique de limiter les corrections de géométrie à la partie de l'ouvrage située entre la culée et le milieu de la travée voisine (de façon plus précise le point de contreflèche maximale dans cette travée). On évite ainsi les difficultés au langage.

Dans tous les cas on pourrait affiner les corrections en tenant compte de la déformation des entretoises. Dans le cas du bipoutre cette déformation est très faible. Par contre lorsque l'ouvrage a plus de deux poutres l'hypothèse de l'indéformabilité des entretoises ne s'applique plus (surtout sur les appuis intermédiaires) car l'ouvrage devient hyperstatique transversalement. Les calculs de contreflèche en torsion de construction doivent être menés sur ordinateur.

D. LE FAUCHEUR ■

LE FAUCHEUR

Daniel

Directeur technique -

SETRA - CITA

Division des Grands

Ouvrages

Tel : 01 46 11 32 77

Ponts mixtes : règles de calcul du retrait de la dalle

Le texte de base pour le calcul des ponts mixtes est l'instruction technique du Conseil général des Ponts et Chaussées de juillet 1981. Ce règlement a été utilisé pour le dimensionnement d'un grand nombre d'ouvrages, et ses dispositions sont en principe bien connues.

Cependant, des questions nous parviennent encore parfois, en particulier sur les modalités de prise en compte du retrait de la dalle. Si l'on se reporte au texte, on s'aperçoit en effet que certaines dispositions sur le retrait sont rédigées sous une forme condensée, et qu'un projeteur non-initié peut avoir des difficultés d'interprétation.

Depuis la sortie de ce règlement, des règles complémentaires ont été établies pour traiter le problème de la fatigue des assemblages soudés, ainsi que celui de la fissuration des dalles. Le retrait du béton est un facteur important pour ces deux problèmes. Il est donc d'un intérêt accru d'appliquer correctement les règles de calcul du retrait, les interprétations approximatives allant à l'encontre des efforts entrepris.

Il est utile, par ailleurs, de se remémorer les dispositions du règlement français au moment où l'on met au point celles du futur Eurocode sur les ponts mixtes, l'EC 4, partie 2.

Principes du calcul

■ Calcul des effets isostatiques.

Dans une travée indépendante, le retrait du béton et la différence de température entre la dalle et la structure métallique créent uniquement des effets dits isostatiques.

Pour retrouver les formules correspondantes, on peut raisonner ainsi :

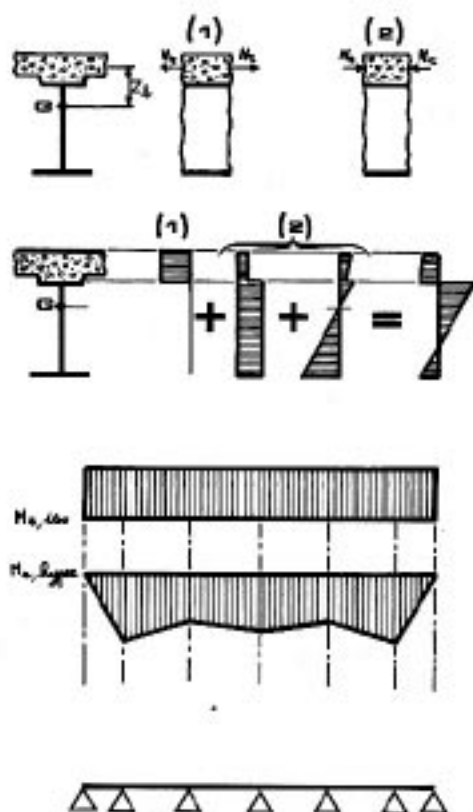
- dans un premier temps, on suppose que le retrait du béton est complètement empêché par une liaison extérieure. Cela revient à appliquer au béton une force de traction :

$$N_r = |\varepsilon| E_b A_b \quad (1)$$

Il en résulte dans le béton une contrainte de traction $|\varepsilon| E_b$. Dans la structure métallique, dans les armatures de la dalle et dans les connecteurs, il n'y a aucune déformation ni contrainte.

- dans un second temps, on libère la dalle de cette liaison extérieure, ce qui revient à superposer à l'état précédent un second état dans lequel est appliquée une force de compression N_r . La dalle étant connectée à la structure métallique, cette force s'exerce sur l'ensemble de la section mixte, et agit au niveau du centre d'inertie de la dalle, soit à une hauteur z_b au-dessus du centre d'inertie de la section mixte. Celle-ci subit donc une force de compression N_r et un moment positif :

$$M_{r, iso} = z_b N_r \quad (2)$$



Contraintes dues
aux effets
sostatiques du
retrait.

Moments
sostatiques et
moments
hyperstatiques de
retrait.

Au total, les effets isostatiques du retrait se traduisent par les contraintes suivantes (aux coefficients γ près) :

dans le béton de la dalle :

$$\sigma_{r,iso}(z) = |\epsilon| E_b \left(-1 + \frac{A_b/n}{A_m} + \frac{zz_b A_b/n}{I_m} \right) \quad (3)$$

dans les poutres métalliques et dans les armatures passives de la dalle :

$$\sigma_{r,iso}(z) = |\epsilon| E_a \left(\frac{A_b/n}{A_m} - \frac{zz_b A_b/n}{I_m} \right) \quad (4)$$

On peut vérifier que la résultante des efforts est nulle. Il n'y a pas d'action extérieure, et c'est seulement pour faciliter le raisonnement qu'on introduit N_r et $M_{r,iso}$.

Ces contraintes provoquent des rotations des sections, donc des flèches (orientées vers le bas). Celles-ci peuvent être calculées par l'équation :

$$\frac{d^2 w(x)}{dx^2} = \frac{M_{r,iso}(x)}{E_a I_m(x)} \quad (5)$$

Si les caractéristiques des sections sont constantes, les contraintes et les rayons de courbure sont constants d'un bout à l'autre du tablier, et les seuls efforts de glissement qui apparaissent entre la dalle et la structure métallique sont localisés dans les zones d'about de la dalle (zones "d'accrochage" du retrait).

■ Calcul des effets hyperstatiques.

Dans les structures hyperstatiques, le retrait du béton exerce les effets isostatiques précédents, plus des effets hyperstatiques résultant du blocage des déformations par les liaisons surabondantes.

Dans le cas d'un pont à poutres continues, une méthode de calcul (parmi d'autres) consiste à calculer les flèches isostatiques w avec l'équation (5) en supposant que les appuis intermédiaires sont enlevés; puis à calculer les réactions d'appui hyperstatiques correspondant à l'annulation de ces flèches au droit des appuis surabondants. Le moment hyperstatique de retrait $M_{r,hyper}$ qui en résulte varie linéairement le long du tablier, avec des changements de pente au droit des appuis; il est nul sur les appuis d'extrémité, et négatif partout ailleurs. Ce moment hyperstatique s'ajoute aux moments dus aux charges pour les différentes vérifications. Comme les autres moments, il s'accompagne d'efforts tran-

chants, ainsi que d'efforts de glissement entre la dalle et la structure métallique.

■ Aspects traités par le règlement de calcul.

Le règlement de calcul de 1981 fixe les valeurs de ϵ , raccourcissement relatif du béton, et de E_b , module d'Young du béton. Ce dernier est donné sous la forme E_b/n , n étant le coefficient d'équivalence acier-béton tenant compte éventuellement du fluage. Les "Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles" complètent ces dispositions, notamment pour le retrait au jeune âge du béton.

Comme le retrait est aléatoire, et progressif dans le temps, deux valeurs de ϵ doivent toujours être prises en compte successivement dans les calculs, une valeur maximale (en valeur absolue) et zéro. Ainsi, le retrait ne peut jamais être favorable dans les vérifications.

Par ailleurs, les formules (1) à (5) ci-dessus décrivent un comportement idéalisé; elles ne tiennent pas compte des perturbations causées dans les structures réelles par la traînée de cisaillement dans la dalle, la fissuration du béton, la plastification des sections. Les règlements doivent fournir des indications sur ces points. Un certain nombre de questions qui peuvent se poser sont passées en revue ci-après, et les réponses du règlement de 1981 sont rappelées avec quelques explications.

Largeur de dalle participante

Les inconnues hyperstatiques de retrait sont à calculer avec les largeurs de dalle participante, constantes par travée, de l'article 11.3.1 du règlement de 1981. Cela concerne l'application des formules (1), (2) et (5), ainsi que la détermination des inerties entrant dans le calcul.

Les contraintes isostatiques de retrait servant à la vérification des sections (formules (3) et (4)) sont à calculer avec les largeurs de dalle participante de l'article 11.3.2. En appliquant ces deux formules, on doit prendre soin d'adopter la même largeur de dalle pour toutes les caractéristiques d'une même section (I_m , A_m , A_b , z_b , z); cela s'impose notamment dans les zones sur appuis intermédiaires, où la largeur de dalle participante diminue.

Dans les zones d'about du tablier, l'hypothèse des sections planes (Navier) n'est pas vérifiée, de sorte que les formules (3) et (4) ne sont plus valides. On peut admettre que la limite

de validité se situe au droit de la section définie à l'article 25.2 du règlement (section située à une distance de l'extrémité égale à la largeur maximale de dalle participante prise en compte d'un côté de la poutre métallique dans la travée considérée). On considère que les effets isostatiques du retrait décroissent linéairement à partir de cette section jusqu'à la section d'about, dans laquelle ils sont nuls.

Comme corollaire, les efforts de cisaillement dans la dalle et les connecteurs dus à "l'accrochage" du retrait isostatique sont considérés comme uniformément répartis dans ces zones (article 25.2 du règlement).

Effets du retrait du béton fissuré

■ Effets isostatiques du retrait du béton fissuré, à l'état-limite de service.

Dans le règlement de 1981 (article 11.2), le béton est dit fissuré à l'état-limite de service, sous un cas de charge donné, lorsque les deux conditions suivantes sont remplies :

- il est en traction sous le cas de charge considéré;
- il est en traction à plus de f_{ct} sous le cas de charge le plus défavorable.

On doit prendre en compte les effets isostatiques et hyperstatiques du retrait pour déterminer ces critères.

On doit les prendre en compte également pour calculer les contraintes d'une section dont le béton, non fissuré, est considéré comme participant sous le cas de charge considéré.

Par contre, on doit "négliger" les effets isostatiques du retrait pour calculer les contraintes d'une section dont le béton, fissuré, est considéré comme non participant. Procéder ainsi place en sécurité pour le dimensionnement des membrures dans les zones de moments négatifs.

Il nous a été fait remarquer à ce sujet, cependant, que si l'on prenait en compte les effets isostatiques du retrait dans les zones de moments négatifs, on obtiendrait une plus grande hauteur d'âme comprimée, ce qui pourrait dimensionner l'âme et son raidissage. Cela est exact, et l'on peut effectuer ce calcul supplémentaire si on le désire, mais le règlement de 1981 n'impose pas de tels calculs "en fourchette".

Lorsque le béton tendu a perdu sa rigidité, et ne peut plus transmettre les effets isostatiques de son retrait à la structure métallique, le retrait continue évidemment de s'exercer dans la dalle.

Le règlement de 1981 ne cherche pas à contrôler la fissuration par une limitation de la contrainte de traction du béton, sauf si la dalle est précontrainte (article 16.2). Mais une telle limitation peut être imposée en application des 'Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles'. Ces recommandations prévoient en effet la possibilité de fixer dans le marché, lorsque la sous-face de la dalle est exposée à des brouillards salins, une certaine limite pour la contrainte de traction du béton sous charges permanentes, par exemple $1,5 f_{ct}$. Le respect de cette condition conduit généralement à effectuer des dénivellations d'appuis.

Dans ce cas, la contrainte de traction du béton exprime en fait son allongement relatif, et elle est un indicateur de l'intensité de la fissuration, c'est-à-dire de l'ouverture cumulée des fissures par unité de longueur. Elle doit être calculée pour la section avec béton participant, en prenant en compte les effets isostatiques et hyperstatiques du retrait.

■ Effets du retrait du béton fissuré pour le calcul des inconnues hyperstatiques.

Les effets hyperstatiques du retrait sont une conséquence des effets isostatiques : pour les calculer, il semblerait logique à première vue de conserver l'hypothèse que le béton fissuré ne transmet pas son retrait à la structure métallique. Mais d'autres considérations entrent en jeu, conduisant à adopter ici un modèle de calcul différent.

En effet, vouloir délimiter à ce stade du calcul deux zones de dalle, l'une fissurée, l'autre non fissurée, nécessiterait des itérations entre la détermination des inconnues hyperstatiques et l'analyse des sections. Le règlement de 1981 a voulu éviter ces calculs itératifs : il admet que le béton, même fissuré, participe à la rigidité des sections pour l'évaluation des inconnues hyperstatiques (article 11.1); il n'y a pas lieu d'effectuer une analyse plus fine uniquement pour le retrait.

Cette façon de procéder n'est pas seulement justifiée par un désir de simplification : la perte de rigidité du béton tendu est aléatoire et évolutive dans le temps; surestimer cette perte de rigidité dans cette partie du calcul

conduirait à sous-estimer les moments hyperstatiques de retrait.

Ainsi, dans le cadre du règlement de 1981, on admet la participation du béton dans toutes les sections, pour les deux phases de calcul :

- résolution de l'équation (5) (le béton même fissuré est censé transmettre son retrait à la structure métallique);
- calcul des inconnues hyperstatiques de retrait (le béton même fissuré est censé participer à la rigidité des sections).

Cette règle est valable pour tous les états-limites. La surestimation du moment hyperstatique de retrait place généralement en sécurité (voir tableau).

Effets isostatiques du retrait pour la vérification des sections à l'état-limite ultime

Sous moments positifs, la plastification des sections est habituellement admise. Dans ce cas, on doit considérer que les effets isostatiques du retrait sont "effacés" par la plastification. Ce principe est énoncé dans le règlement de 1981, mais uniquement pour les travées indépendantes (article 18). Il doit évidemment être étendu aux travées continues.

Sous moments négatifs, le béton est supposé fissuré et l'on doit considérer, comme à l'état-limite de service, que les effets isostatiques du retrait ne sont pas transmis à la structure métallique.

Ainsi, il n'y a habituellement aucun effet isostatique du retrait à prendre en compte à l'état-limite ultime.

Comme à l'état-limite de service, "négliger" ces effets place en sécurité pour le dimensionnement des membrures dans les zones de moments négatifs.

Il arrive que l'on considère la résistance élastique au lieu de la résistance plastique pour vérifier les sections à l'état-limite ultime sous moments positifs. L'objectif peut être de diminuer le nombre de connecteurs nécessaires (article 31 du règlement de 1981). Dans ce cas seulement, les contraintes isostatiques de retrait sont à prendre en compte à l'état-limite ultime sous moments positifs.

Vérification des sections : recapitulation des différents cas de prise en compte du retrait

■ Travées indépendantes à l'état-limite de service.

Dans la structure métallique et dans les armatures de la dalle, les effets isostatiques du retrait augmentent les contraintes, et doivent donc être pris en compte. Ils augmentent également la flèche permanente.

Le béton de la dalle est comprimé sous l'action des charges (excepté en zones d'about); le retrait est donc favorable et doit être globalement négligé ($\epsilon = 0$).

■ Travées indépendantes à l'état-limite ultime.

Dans le cas habituel où l'on admet la plastification pour vérifier la résistance des sections, aucun effet du retrait n'est à prendre en compte.

Dans le cas où la vérification est effectuée par rapport à la résistance élastique, on doit prendre en compte le retrait isostatique pour vérifier la structure métallique.

■ Travées continues à l'état-limite de service.

Dans la structure métallique et dans les armatures de la dalle :

- en travées, les effets isostatiques et hyperstatiques du retrait s'exercent ensemble et agissent en sens opposés; si la somme de ces effets est défavorable, elle est prise en compte; sinon, elle est négligée ($\epsilon = 0$);
- en zones sur appuis intermédiaires, le béton est fissuré, et le moment hyperstatique est pris en compte seul.

Dans le béton de la dalle :

- en travées, le béton est comprimé sous l'action des charges; le retrait est donc favorable et doit être négligé;
- en zones sur appuis intermédiaires, le béton est tendu; les deux effets du retrait augmentent la contrainte de traction du béton et doivent être pris en compte dans le calcul de cette contrainte (pour délimiter les zones de béton fissuré et, s'il y a lieu, pour contrôler l'intensité de la fissuration).

Les expressions "en travées" et "en zones sur appuis intermédiaires" utilisées ici ont pour but de fixer les idées, et non d'indiquer une localisation précise. Ainsi, dans certains

Les différents cas de prise en compte du retrait pour la vérification des sections (a plastification sous moments positifs à l'état-limite ultime étant supposée admise)

ouvrages, les ponts à deux travées par exemple, le béton peut être tendu presque partout. Ce sont bien entendu des critères numériques qui sont pris en compte dans les programmes de calcul.

■ **Travées continues à l'état-limite ultime.**

— pour vérifier la résistance sous moments positifs, dans le cas habituel où l'on admet la plastification des sections, les effets isostatiques du retrait sont effacés, et les effets hyperstatiques, favorables, doivent être

négligés; dans le cas où la vérification est effectuée par rapport à la résistance élastique, on doit prendre en compte globalement les effets isostatiques et hyperstatiques pour vérifier la structure métallique quand ces effets sont défavorables;

— pour vérifier la résistance élastique sous moments négatifs, le moment hyperstatique de retrait est défavorable et doit être pris en compte.

	Etat-limite de service		Etat-limite ultime
	contraintes dans le métal	intensité de la fissuration du béton	résistance des sections
travées indépendantes	effets isostatiques		
travées continues : zones en travées	effets iso+hyper si défavorables		
travées continues : zones sur appuis intermédiaires	effets hyperstatiques	effets iso+hyper	effets hyperstatiques

■ **Vérification à la fatigue.**

Le retrait, action permanente, ne produit pas directement de la fatigue, mais il joue indirectement un rôle défavorable en augmentant la traction du béton, donc l'étendue des zones de béton fissuré. Or, les variations de contraintes dues aux actions variables sont plus élevées dans une section non rigidifiée par le béton que dans une section mixte. L'augmentation des variations de contrainte est particulièrement importante dans la semelle supérieure des poutres (voir l'annexe 3 du "Guide de conception et de justifications de résistance à la fatigue").

J. ROCHE ■

Notations

- A_b : aire de béton d'une section mixte
- A_w : aire d'une section mixte homogénéisée par rapport à l'acier
- E_s : module d'Young de l'acier
- E_b : module d'Young du béton
- I_w : inertie d'une section mixte homogénéisée par rapport à l'acier
- M_{cov} : moment isostatique de retrait
- M_{hyper} : moment hyperstatique de retrait
- n : coefficient d'équivalence acier-béton tenant compte éventuellement du fluage
- f_t : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours
- x : coordonnée horizontale le long du tablier
- z : coordonnée verticale d'un point par rapport au centre d'inertie de la section mixte
- z_b : coordonnée verticale du centre d'inertie de la dalle par rapport au centre d'inertie de la section mixte
- w : déflexion verticale
- ϵ : raccourcissement relatif du béton

La prise en compte de l'environnement dans la réalisation des ouvrages d'art

Force est de constater qu'aujourd'hui la construction des ouvrages d'art ne relève pas seulement de la technique de l'ingénieur; la question de leur perception et de leur impact joue désormais un rôle important. Cette approche préconisée par nos prédécesseurs du début de siècle avait été quelque peu oubliée pendant les trente glorieuses. Les orientations et recommandations des circulaires du 24 septembre 1984 relative à la qualité paysagère et architecturale des ouvrages routiers, du 22 décembre 1992 relative à la qualité de la route et du 17 mars 1996 relative à la prise en compte de l'environnement et du paysage dans les projets routiers contribuent incontestablement à l'évolution de nos pratiques.

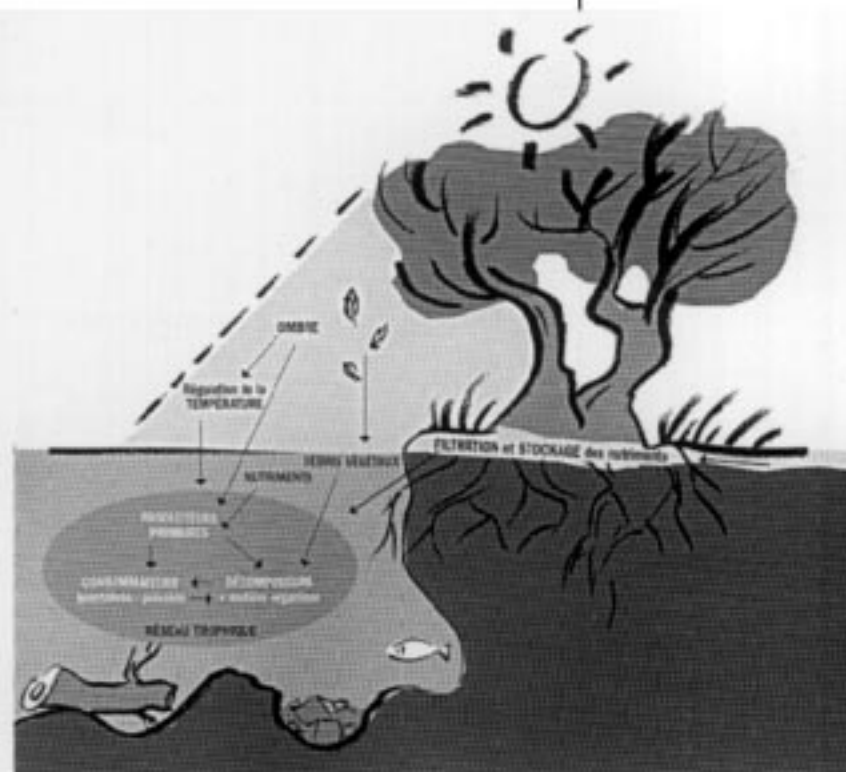
Toutefois si l'intégration paysagère et architecturale des ouvrages est mieux prise en compte, des progrès restent à réaliser au niveau de la préservation du milieu naturel et de l'environnement au sens large pendant les phases de chantier notamment en ne perdant pas de vue que des impacts peuvent se révéler très en dehors du strict périmètre de l'opération.

Quelques pistes de progrès

■ L'intégration paysagère et architecturale des ouvrages d'art

Il appartient à l'ingénieur de déterminer les dimensions et les dispositions des divers éléments de l'ouvrage afin d'obtenir un ensemble bien proportionné et harmonieux. L'ouvrage doit être conçu comme s'il était visible de partout, de loin comme de près (recherche du bon aspect). Ses formes et fonctions doivent être cohérentes dans le paysage (suppression de toute aberration tant au niveau de la structure, des équipements et des abords).

Des inventaires de sites et de paysages ont souvent été réalisés dans les départements. Leur consultation préalable permettrait de connaître la sensibilité des lieux d'implantation des ouvrages d'art: très en amont des études,



■ L'utilisation optimale des ressources naturelles

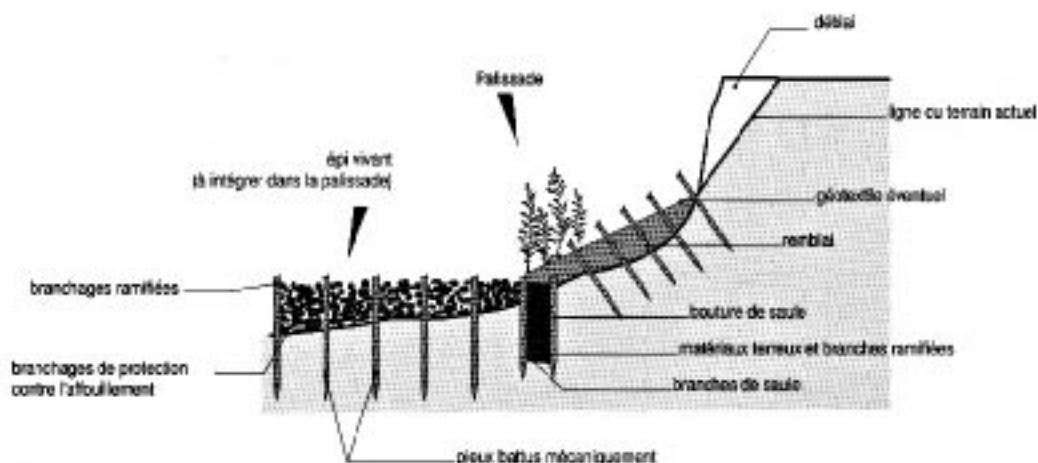
La réalisation d'ouvrages d'art nécessite l'emploi de matériaux nobles (acier, granulats de qualité, ...) et plus courants (granulats pour remblais d'accès, béton de propreté, eau, ...) ainsi qu'une mise en œuvre soignée. Afin de mieux préserver nos ressources naturelles, une utilisation raisonnée des matériaux les plus courants est souhaitable. À titre d'exemple :

— les sables et graves alluvionnaires dont les extractions en lit mineur sont proscrites dans la plupart des schémas départementaux de carrières du fait de leur répercussion sur la tenue du lit des rivières doivent être considérés comme des matériaux nobles.

La recherche de formulation de béton minimisant leur emploi reste à promouvoir. De même leur utilisation en matière de remblais devrait être évitée par les maîtres d'œuvre;

— l'eau utilisée pendant le chantier pourrait également faire l'objet d'économie car selon les besoins, l'eau de qualité n'est pas toujours indispensable et des réemplois sont possibles (eau de lavage recyclée).

Influence de la végétation sur le fonctionnement trophique dans les écosystèmes d'eau courante



■ La préservation des aquifères et milieux aquatiques

Concernant les ouvrages à réaliser en partie supérieure des cours d'eau, il convient de ne pas oublier que la tête de bassin est un ensemble de zones humides où se jouent la qualité et les débits de la ressource aval. Grands ou petits ces ouvrages doivent être conçus de façon à permettre la libre circulation de la faune aquatique notamment en période d'étiage. Plutôt que de prévoir des seuils à l'aval, un enfoncement du radier faciliterait une reconstitution du lit naturel.

D'une façon générale, les milieux aquatiques recèlent des populations animales et végétales de grande valeur très sensibles aux agressions telles :

- le drainage des zones humides
- les pompages directs ou à proximité des rivières
- les pollutions possibles en phase de chantier (déchets, rejets, divers, ...)
- la modification de la température et de l'oxygénation de l'eau (vidanges, rejets divers, ...)
- la mise à nu du sol (travaux préparatoires pouvant entraîner des particules vers le cours d'eau avec risque de colmatage de branchies des poissons à titre d'exemple)
- la détérioration des berges (rôle important que joue la végétation alluviale dans le développement des espèces et l'épuration des eaux).

Dès la conception et pendant le chantier la protection des aquifères et des milieux aquatiques concernés devrait donc être une préoccupation permanente.

■ La conservation de la dynamique fluviale

La recherche de la plus grande transparence de l'ouvrage au libre écoulement conditionne

l'implantation des appuis ainsi que leur protection. Les appuis dans le lit majeur sont à proscrire chaque fois que possible, et les fondations d'une manière générale devraient être suffisamment profondes pour éviter les conséquences des affoulements. Les pratiques en matière de curage et de recalibrage en phases définitive ou provisoires (batardeaux, ...) peuvent avoir un effet sur le régime et l'évolution du cours d'eau (perturbation de la dynamique fluviale). La mise en œuvre d'enrochements limite l'espace naturel de divagation et les possibilités de débordement. Elle évite l'érosion naturelle source d'équilibre du cours d'eau. La consolidation végétale de berges est à privilégier car elle permet la reconstitution de ripisylve (forêt alluviale) et de sites de reproduction pour les poissons et invertébrés notamment.

■ La sauvegarde de la faune et de la flore

Trop souvent les zones en déprise agricole ou à l'abandon (friches, marais et autres zones humides, ...) ou zones non exploitées du fait de la topographie (ravins rocheux, forêts escarpées, ...) sont considérées par les aménageurs comme des territoires où l'implantation d'infrastructures ne devrait pas poser de problème. Pourtant, ils peuvent comporter des habitats d'espèces animales remarquables (insectes, loutres, chauve-souris, grenouilles, poissons migrateurs, ...) ou des habitats d'espèces végétales d'une grande diversité biologique (prés salés, cotreaux secs, dunes continentales, ...).

De plus, si l'ouvrage d'art achevé prend peu d'emprises, le chantier et ses accès peuvent être parfois agressifs pour l'environnement (décapage, création de pistes, stabilisation plateforme, busages provisoires, traitement de structure in situ : mise en peinture, ...).

Des inventaires nationaux (les zones naturelles d'intérêt écologique, faunistique et floristique (ZNIEFF), les zones importantes pour la conser-

