

Projet de renforcement ou de réparation d'un pont

par **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées
et au Centre des hautes études de la construction
Chef de la mission Recherche et réglementation du SETRA
(Service d'études techniques des routes et autoroutes)*

et **Roger LACROIX**

*Ancien élève de l'École polytechnique
Ingénieur des Ponts et Chaussées
Professeur honoraire à l'École nationale des ponts et chaussées
Président d'honneur de la Fédération internationale de la précontrainte
Expert consultant*

1. Réparation ou renforcement d'un pont en béton	C 4 503 - 2
1.1 Principes généraux pour les ponts en béton armé.....	— 2
1.2 Principes généraux pour les ponts en béton précontraint.....	— 3
1.2.1 Considérations générales	— 3
1.2.2 Précontrainte additionnelle.....	— 3
1.2.3 Remplacement de la précontrainte	— 4
1.2.4 Dénivellations d'appuis (vérinage).....	— 4
1.3 Description des principales méthodes de réparation ou de renforcement des ponts en béton	— 4
1.3.1 Traitements de surface	— 4
1.3.2 Protection du béton et des armatures.....	— 6
1.3.3 Régénération des matériaux.....	— 8
1.3.4 Ajout de forces ou de déformations	— 8
1.3.5 Ajout de matière	— 11
2. Réparation ou renforcement d'un pont métallique.....	— 15
2.1 Évolution historique des ponts métalliques.....	— 15
2.1.1 Évolution des matériaux	— 15
2.1.2 Caractérisation des propriétés des matériaux	— 16
2.1.3 Évolution des structures	— 17
2.2 Principales méthodes de réparation des ponts métalliques.....	— 17
2.2.1 Allègement des ouvrages	— 17
2.2.2 Connexion des hourdis	— 17
2.2.3 Remplacement d'éléments endommagés.....	— 18
2.2.4 Ajout de matière	— 18
2.2.5 Dénivellations d'appuis.....	— 18
2.2.6 Utilisation de la soudure, des boulons HR, des rivetons et des rivets	— 19
2.2.7 Dispositions à prendre pour éviter ou limiter la corrosion	— 19
2.2.8 Cas particulier de la suspension des ponts à câbles	— 20
Pour en savoir plus	Doc. C 4 503

I l n'y a pas de démarche rationnelle permettant de choisir, de façon infaillible, la ou les techniques optimales de réparation ou de renforcement d'un pont. Un projet de cette nature doit être obligatoirement établi par un ingénieur expérimenté ; mais sa qualité dépend étroitement de la qualité de l'expertise qui l'a précédé. D'autre part, l'objectif d'une opération de renforcement ou de réparation est de rendre à un ouvrage particulier une aptitude au service spécifiée.

L'approche du problème doit donc être « globale », ce qui veut dire que la fiabilité de toutes les parties de l'ouvrage doit être examinée, depuis les fondations jusqu'à ses équipements. Enfin, un bon projet de réparation ou de renforcement ne saurait être établi sans tenir compte d'une part de l'âge de l'ouvrage et d'autre part des données et contraintes de toute nature de l'opération.

Compte tenu de l'étendue du sujet, l'exposé se limite à l'étude des tabliers de ponts en béton ou en acier : il ne traite donc pas d'autres types de constructions (par exemple, les ponts en bois ou en maçonnerie) et n'aborde pas non plus les techniques de réparation ou de renforcement des fondations.

Le texte qui suit reprend, en les condensant, un certain nombre de chapitres de l'ouvrage [1] « Maintenance et réparation des ponts — Sous la direction de J.A. Calgaro et R. Lacroix — Presses de l'École nationale des ponts et chaussées (1997) à la rédaction duquel ont collaboré : Ch. Binet-Tarbé de Vauxclairs, J. Chatelain, B. Fargeot, M. Fragnet, B. Godart, J.P. Gourmelon, Ph. Lecroq, D. Poineau, A. Raharinaivo, M. Salomon[†], J. Seantier, J.N. Theillout, Ch. Tourneur, J. Trinh. Il ne comporte que peu de références bibliographiques : pour de plus amples informations sur les techniques présentées, le lecteur pourra se reporter à la riche bibliographie fournie dans l'ouvrage qui vient d'être mentionné.

1. Réparation ou renforcement d'un pont en béton

Suivant l'importance et les causes des désordres ou des insuffisances affectant un pont en béton, le projet de réparation et/ou de renforcement repose, en général, sur la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut ranger dans l'une **des cinq catégories suivantes** (auxquelles s'ajoute, dans les cas extrêmes, la solution de la démolition-reconstruction) :

- les traitements de surface : ragréages et injection des fissures ;
- la protection du béton et des armatures ;
- la régénération des matériaux ;
- l'ajout de forces (ou de déformations) ;
- l'ajout de matière.

Dans ce qui suit, les principes généraux sont examinés pour les ponts en béton armé et en béton précontraint, puis les principales techniques sont décrites en détail.

1.1 Principes généraux pour les ponts en béton armé

La réparation ou le renforcement de la structure d'un pont en béton armé fait appel le plus souvent à « l'ajout de matière », plus rarement à « l'ajout de forces ». Certaines des techniques de régénération du matériau béton armé par extraction des chlorures ou réalcalinisation du béton ont été expérimentées mais il n'y a pas eu, jusqu'à présent, d'application systématique en France (cf § 1.3.3.2, 1.3.3.3 et 1.3.3.4).

Les techniques d'ajout de matière sont utilisées pour les renforcements structuraux. Elles consistent à augmenter la section résistante d'une structure par ajout de béton ou d'acier, voire, plus simplement, à reconstituer la section résistante endommagée. Mais, pour qu'il y ait renforcement, il faut que la partie ajoutée participe effectivement à la reprise des efforts.

Dans les cas courants, la matière ajoutée ne participe qu'à la reprise des effets des charges d'exploitation (parfois du poids des équipements lorsqu'ils sont remplacés). En effet, pour que la matière ajoutée assure à la fois la reprise des charges permanentes et celle des charges d'exploitation, il faut recourir à des méthodes lourdes comme la mise sur cintre de l'ouvrage pendant les travaux de renforcement, l'introduction de déformations par vérinage, l'ajout d'une précontrainte additionnelle, etc.

Les trois techniques classiques d'ajout de matière sont l'ajout d'armatures passives, l'ajout de béton et les tôles collées (parfois collées et boulonnées).

L'ajout de béton peut être envisagé pour un renforcement local ou un renforcement général. Un renforcement local se justifie, par exemple, dans le cas d'un tablier de pont en béton armé à poutres multiples heurté par un camion hors gabarit. La réparation comporte alors les opérations suivantes :

- mise sur cintre (si nécessaire) ;
- purge du béton désorganisé ;
- scellement d'armatures de couture ;
- réfection du ferrailage ;
- mise en place d'un béton soit par projection, soit par coulage en place (à l'intérieur d'un coffrage, parfois confectionné dans des conditions acrobatiques) après une injection de résine dans la zone de contact, entre le béton de la structure et le béton rapporté.

Un renforcement général est nécessaire, par exemple lorsqu'il s'agit d'élargir la dalle de couverture d'un pont ou d'en augmenter l'épaisseur.

Les déformations gênées dues au retrait du béton entraînent des redistributions d'efforts (effets isostatiques et hyperstatiques) dont il convient de tenir compte lors des vérifications vis-à-vis des états limites de service. Par contre, vis-à-vis des états limites ultimes de résistance, il est possible d'admettre qu'il y a eu adaptation.

Lorsque les travaux de renforcement général conduisent à démonter certaines parties de la structure et à transformer son schéma statique, le recalcul de l'ouvrage doit tenir compte de toutes les phases de démolition et de renforcement et même, dans le cas cité, des effets hyperstatiques dus au retrait et aux variations thermiques dès la suppression de l'articulation.

Il est noté que l'ajout de béton (par exemple pour épaissir une dalle de couverture) augmente le bras de levier des armatures de la

dalle, des poutres et des entretoises éventuelles, et accroît le moment résistant des différentes sections. Cette technique est donc utilisable également pour renforcer une structure lorsque la section des armatures est légèrement insuffisante, bien que cet ajout de béton apporte un supplément de poids propre (l'emploi de béton léger peut être envisagé).

Les **tôles collées** fournissent une méthode de renforcement dont l'efficacité a été prouvée à de nombreuses reprises. Elle est néanmoins onéreuse et il faut prendre garde au fait que les tôles disposées en sous-face d'un tablier dégageant une hauteur libre un peu faible résistent mal aux chocs (bâches flottantes de camions, véhicules hors gabarit, etc.). La substitution aux tôles de tissus composites souples peut pallier cet inconvénient, en particulier les tissus de fibres de carbone.

Une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion ou de l'effort tranchant d'une structure en béton armé peut être compensée par une **précontrainte additionnelle**. Ainsi, les sections, soumises au départ à une sollicitation de flexion simple, sont amenées à supporter une sollicitation de flexion composée. C'est selon ce mode qu'il convient de les justifier, c'est-à-dire en suivant les règles du béton armé et non pas celles du béton précontraint.

L'attention est attirée sur le fait que lorsqu'un pont en béton armé est renforcé par précontrainte, celle-ci est totalement extérieure : il convient de la protéger efficacement vis-à-vis de chocs accidentels, des risques de vandalisme et parfois même du feu.

1.2 Principes généraux pour les ponts en béton précontraint

1.2.1 Considérations générales

La réparation ou le renforcement d'un pont en béton précontraint fait appel le plus souvent à l'adjonction de forces, plus rarement à l'ajout ou à la régénération de matière, comme la réinjection des conduits de précontrainte, opération complexe, délicate et onéreuse, qui ne doit être décidée qu'après une évaluation minutieuse de l'état de la structure et lorsque cette opération est à la fois nécessaire et physiquement possible du fait :

- de vides importants ;
- d'armatures non enrobées, partiellement ou totalement ;
- d'armatures peu sensibles à la corrosion sous tension ;
- et, bien entendu, d'un accès possible aux zones à injecter.

Pour ce qui est de l'**ajout de béton**, ce qui a été dit à propos des ponts en béton armé reste à peu près valable pour les ponts en béton précontraint. On notera que la technique de reprise de bétonnage entre un béton ancien et un béton coulé en place est applicable à l'élargissement des ponts en béton précontraint. Dans ce cas, le renforcement est bien meilleur lorsque l'on met en œuvre, après réparation, une précontrainte additionnelle dans les deux directions : longitudinale et transversale (figure 1).

On pourrait songer à renforcer les ouvrages en béton précontraint à l'aide de **tôles collées** dans le but d'augmenter la quantité d'aciers passifs dans les sections présentant une insuffisance de précontrainte : il faudrait alors admettre que l'ouvrage fonctionne en régime de précontrainte partielle et non plus en précontrainte totale. En fait, plusieurs raisons font qu'une telle conception n'a été adoptée que dans des cas très particuliers, et on ne peut donc pas considérer qu'elle apporte une solution générale au problème du renforcement des ponts. Le fonctionnement local d'une tôle collée n'est pas rigoureusement identique à celui d'armatures passives enrobées ; il s'ensuit une maîtrise incomplète de l'ouverture des fissures dont on veut bloquer les mouvements, en particulier lorsque les parois sont épaisses. Dans la plupart des cas, la zone à renforcer est étendue et la réalisation pratique de tels renforcements s'avère très difficile, voire impossible. En outre, comme nous l'avons déjà

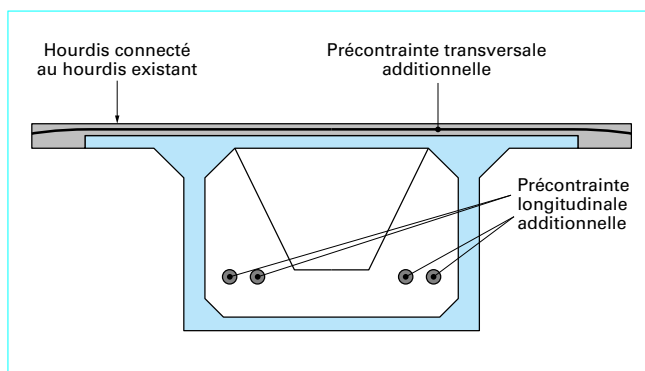


Figure 1 – Élargissement de la dalle de couverture d'une poutre-caisson

dit précédemment, les tôles collées sont sensibles aux chocs. Elles ne sont pas utilisables là où la zone à renforcer surplombe une route ne dégageant pas une hauteur libre suffisamment confortable.

Les méthodes de renforcement ou de réparation sont donc principalement basées sur l'**adjonction de forces**, pouvant être obtenue par :

- précontrainte additionnelle ;
- remplacement de la précontrainte ;
- dénivellations d'appuis (vérinage).

C'est la mise en œuvre d'une précontrainte longitudinale additionnelle qui est de règle dans la grande majorité des cas.

Mais cette précontrainte longitudinale ne suffit pas toujours car il faut parfois procéder à des renforcements locaux : c'est le cas de la fissuration de poussée au vide et de la fissuration de diffusion à laquelle peut s'ajouter une fissuration d'effort tranchant. Des tôles collées ont été employées en renforcement local lors de certaines réparations.

Exemple : citons les cas particuliers des ponts de Terre-Noire et de Blagnac. Le hourdis inférieur du premier pont a été recouvert de tôles collées de grande largeur, pour le renforcer vis-à-vis des efforts de diffusion. Les tôles ont été percées de trous pour permettre à la colle de « bayer » lors du placage des tôles (pression de l'ordre de 0,05 MPa). Dans le second pont cité, une partie du hourdis inférieur, trop fortement fissurée pour être renforcée à l'aide de tôles collées, a été découpée et évacuée. La compression sur le bas des âmes lors de la mise en tension de la précontrainte additionnelle étant excessive, des tôles collées boulonnées ont été utilisées pour renforcer le béton.

1.2.2 Précontrainte additionnelle

Cette technique consiste à mettre en œuvre une précontrainte (câbles, barres ou monotorons) dans un ouvrage pour en améliorer la résistance d'ensemble vis-à-vis de la flexion et/ou de l'effort tranchant. La détermination de l'effort de précontrainte résulte d'un calcul schématiquement illustré sur la figure 2.

Signalons seulement que, les armatures étant disposées à l'extérieur du béton, il est parfois nécessaire de vérifier la sécurité de la structure vis-à-vis d'un phénomène de flambement en compression, et de s'assurer que les armatures ne risquent pas d'entrer en résonance sous l'effet des vibrations induites par le trafic.

Lorsqu'il s'agit de disposer une précontrainte additionnelle dans un ouvrage fissuré, les fissures, dans la mesure où leur ouverture est supérieure au seuil d'injectabilité (0,2 à 0,3 mm), doivent être injectées pour rétablir la continuité du matériau béton avant la mise en tension des armatures additionnelles, sinon la précontrainte passe par les « points durs » et ne rétablit pas correctement la continuité mécanique de la pièce.

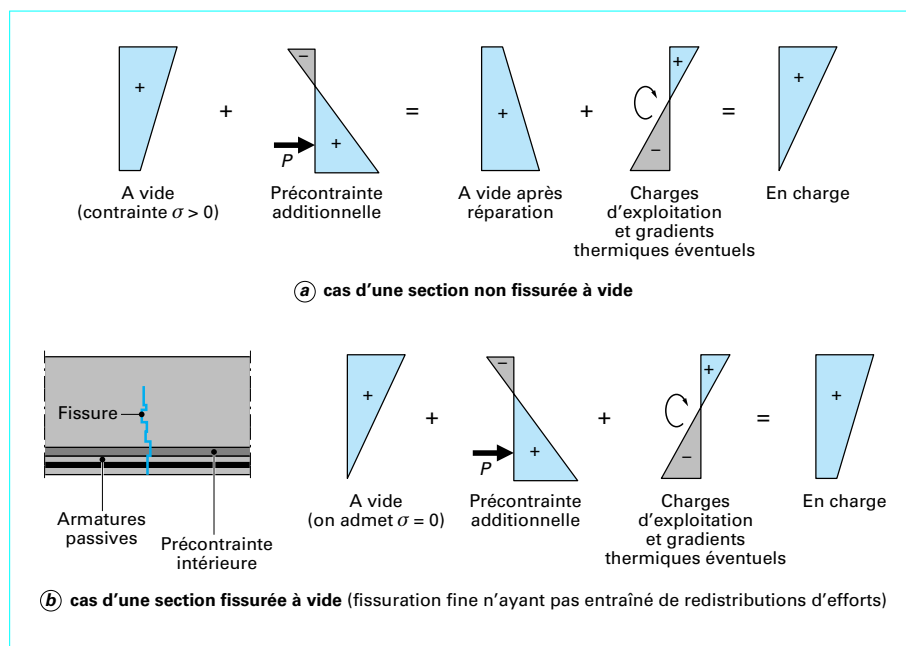


Figure 2 – Effets d’une précontrainte additionnelle

Cependant, dans certains cas particuliers, il a été admis :

- d’une part que le hourdis inférieur d’une poutre-caisson pouvait se décompresser sous réserve que le bas des âmes et les goussets inférieurs dans lesquels se trouvaient tous les câbles de précontrainte restent comprimés ;
- d’autre part que l’injection des fissures pouvait être évitée si la réparation était provisoire (renforcement provisoire d’un pont sans coupure de la circulation en attendant la construction de l’ouvrage de doublage).

Lorsque l’ouvrage présente une insuffisance de résistance vis-à-vis de modes de sollicitation complexes associant la flexion, l’effort tranchant, la torsion et la diffusion des efforts de précontrainte (dans les zones d’ancrage), le renforcement peut être réalisé en déviant la précontrainte longitudinale additionnelle de façon à lui donner une inclinaison adéquate là où elle est bénéfique et/ou en disposant des étriers actifs constitués de barres ou de monotorons gainés protégés.

1.2.3 Remplacement de la précontrainte

Dans certains cas, la précontrainte existante (longitudinale ou transversale) peut être remplacée :

- dans les ponts anciens, lorsque les armatures de précontrainte se trouvent placées dans des encoches remplies de mortier et accessibles ; il suffit de dégager les armatures, par exemple par hydrodémolition, pour pouvoir les couper et les remplacer (cette méthode est également utilisable pour mettre en place une précontrainte destinée au renforcement d’un hourdis) ;
- dans les hourdis, lorsque la précontrainte existante intérieure au béton est mal injectée et est fortement corrodée ; il est possible de la supprimer en détruisant les ancrages pour la remplacer par une précontrainte extérieure symétrique.

1.2.4 Dénivellations d’appuis (vérinage)

Le vérinage d’une structure dans le but de créer une dénivellation des appuis permet d’introduire dans la structure des sollicitations

favorables à la résistance de celle-ci (recompression de fissures injectées ou non, réglage des réactions d’appui, etc.) ou de rattraper le profil en long d’un ouvrage présentant d’importantes déformations.

Cependant, l’effet de ces dénivellations s’atténue relativement rapidement à cause des redistributions d’efforts par relaxation, et ce malgré le fait que l’on opère le plus souvent sur des ouvrages construits depuis plusieurs années. C’est pourquoi on associe souvent une précontrainte additionnelle à une opération de dénivellation d’appui.

À noter qu’une dénivellation d’appui peut également compléter les effets de la mise en place de charges sur une structure avant l’injection des fissures de celle-ci, et les effets de leur enlèvement après injection et durcissement du produit d’injection (procédé précédemment évoqué). Par ailleurs, le vérinage est également utilisé pour le changement ou le réglage des appareils d’appui et la pesée des réactions d’appui. Il peut aussi permettre d’augmenter une hauteur libre devenue insuffisante sous un tablier.

1.3 Description des principales méthodes de réparation ou de renforcement des ponts en béton

1.3.1 Traitements de surface

Les principaux traitements de surface sont les ragréages et l’injection des fissures.

1.3.1.1 Ragréages

L’expérience acquise dans le domaine des ponts au cours des vingt dernières années a conduit à sélectionner les produits les plus efficaces parmi ceux proposés par l’industrie chimique et à réduire l’emploi des produits à base de résines synthétiques qui étaient en vogue dans les années 1970 pour revenir vers l’utilisation plus traditionnelle de produits hydrauliques modifiés par l’ajout de polymères organiques.

Avant de procéder à un ragréage, il est nécessaire de préparer avec soin les surfaces à traiter afin de créer un support sain, propre, rugueux, de nature à favoriser une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise. Les techniques les plus courantes sont l'hydrodémolition, le décapage au marteau pneumatique ou, dans les cas extrêmes, au brise-béton, le bouchardage, le burinage et le piquage au petit marteau pneumatique. Elles sont toutes traumatisantes pour le support à des degrés divers et doivent donc être sélectionnées avec soin en fonction des objectifs recherchés.

Pour un décapage en surface, le sablage (à sec ou humide) ou la projection d'eau sous très haute pression sont des techniques qui permettent d'obtenir d'excellents supports. Le décapage thermique, le décapage chimique et le rabotage mécanique sont des techniques déconseillées en raison de leur brutalité.

En présence d'aciers apparents corrodés, il est indispensable de les décapier (par sablage ou grenaillage), puis de leur conférer une nouvelle protection à l'aide de produits hydrauliques ou de résines organiques, voire de les remplacer dans les cas extrêmes. Il est essentiel de dégager les armatures non seulement sur leur face apparente mais sur tout leur pourtour de façon à éliminer toute la partie dépassivée du béton.

Il existe sur le marché une grande quantité de produits de ragréage qui peuvent être classés en trois catégories principales :

- les produits à base de liants hydrauliques, constitués par un mélange de sable, de ciment, de résines miscibles dans l'eau et, éventuellement de fibres ; ce sont les produits les plus utilisés ;
- les produits à base de résines de synthèse, constitués de sable (dans le cas de mortiers), de polymères organiques réactifs additionnés d'adjuvants spécifiques et, éventuellement, de charges minérales. Les produits les plus couramment utilisés sont ceux à base de résines époxydiques ou polyuréthanes ;
- les produits mixtes, qui sont des produits à base de ciment et de polymère organique réactif.

1.3.1.2 Injection des fissures

Selon l'origine des contraintes de traction qui les ont provoquées, les fissures offrent un faciès et un tracé typiques. Très souvent, notamment dans le cas de la flexion, la fissuration comporte des fissures principales nettes et rectilignes sur lesquelles se greffent de nombreuses ramifications. De telles ramifications peuvent exister aussi au voisinage des armatures proches de la fissure principale : elles sont dues à l'effet d'entraînement des aciers dans la zone perturbée.

Les fissures sont caractérisées par :

- leur âge, qui peut conditionner leur injectabilité ;
- leur tracé, souvent révélateur de leur origine ;
- leur ouverture, mesurable à l'aide d'appareils spécialisés (fis-suromètre, compte-fils, jauges d'épaisseur, etc., article [C 4 502] de ce traité [2]) : certaines méthodes de laboratoire permettent une précision de l'ordre de 0,01 mm mais, en général, une précision de 0,1 mm est suffisante ;
- leur profondeur, permettant de distinguer les fissures traversantes, aveugles ou de surface ;
- leur activité et/ou leur évolution, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives dont l'ouverture varie en fonction de facteurs extérieurs tels que température, charges, vibrations, hygrométrie etc. La variation de cette ouverture définit le souffle de la fissure.

L'injection des fissures précède généralement un autre système de réparation. Il peut s'agir de simplement les colmater pour empêcher la pénétration de tout corps étranger et, en particulier, de l'eau, ou d'introduire un matériau en complément d'un ajout de forces par précontrainte pour rétablir le monolithisme de la structure.

■ On distingue **deux grandes catégories de traitements** : les traitements de surface et le traitement dans la masse.

● Les traitements de surface

Les traitements de surface sont des traitements qui permettent essentiellement d'assurer ou de rétablir l'étanchéité de la surface

d'une structure et d'éviter ou de stopper la corrosion des armatures. Dans les zones soumises au gel, ce type de traitement peut en atténuer très efficacement les effets destructeurs. On peut citer :

- le **calfeutrement**, qui consiste à obturer la fissure par application d'un produit déposé dans une engravure façonnée le long de son tracé avec une ouverture de l'ordre des deux tiers de sa profondeur ;
- le **pontage**, qui rend hermétique l'ouverture de la fissure par application superficielle d'un film généralement armé et adhérent (épaisseur 3 mm) de part et d'autre des lèvres de la fracture. Le pontage s'insère le plus souvent dans un complexe de revêtement général ;
- l'**imprégnation**, qui permet d'étancher une surface présentant un réseau important et diffus de microfissures. Le produit est passé sur la surface concernée, à la brosse ou au rouleau. Il adhère à la surface et, en général, pénètre sur quelques millimètres dans les microfissures.

● Le traitement dans la masse

Le traitement dans la masse consiste à injecter en profondeur un produit liquide qui, après durcissement, a des caractéristiques mécaniques voisines de celles du matériau environnant.

L'injection se fait par cheminement du produit liquide dans la fissure, de l'extérieur vers l'intérieur, après obturation de la partie visible de la fissure.

Dans le cas de fissures traversantes aveugles, l'injection est toujours difficile à réaliser puisqu'on ne peut intervenir que sur une seule face. La solution la plus couramment utilisée dans ce cas consiste à régler progressivement la viscosité du produit injecté en l'épaississant au fur et à mesure de l'injection, jusqu'à atteindre la pression dite de « refus » à partir de laquelle le liquide ne s'écoule plus.

■ Les produits pour injection

Deux grandes familles de produits existent, utilisables en traitement de surface comme en traitement dans la masse selon leur origine (minérale ou organique).

● Les **produits minéraux** sont des produits compatibles avec les milieux humides. Pendant la mise en œuvre sur le site, ils se présentent sous forme de solution ou de suspension aqueuse. Il s'agit principalement de coulis à base de ciments spéciaux, fabriqués à partir d'un clinker broyé très finement et adjuvants par l'incorporation de produits synthétiques, de mortiers et pâtes modifiés par des résines qui leur confèrent une extrême souplesse en abaissant fortement leur module d'élasticité, et de silicates qui réagissent avec les ions calcium du béton et que l'on peut modifier par apport d'autres ions pour obtenir, après réaction, un réseau de cristaux insolubles.

● Les **produits organiques** sont des produits synthétiques à macromolécules formant une chaîne réticulaire : ce sont principalement des résines époxydiques, systèmes bicomposants thermodurcissables, modifiables par des charges inertes, les résines polyester et les polyuréthanes dont certains réagissent même presque instantanément au contact de l'eau (ce sont des résines dites « aquaréactives », que l'on peut utiliser pour le blocage de venues d'eau). Ces résines permettent d'atteindre tous les degrés de dureté. Leur résistance aux rayons ultraviolets est remarquable, ce qui en fait d'excellents produits de pontage.

Signalons l'existence de produits acryliques, d'emploi plutôt rare, et de silicones, produits monocomposants, qui réagissent avec l'humidité ambiante.

■ Les critères de choix

Les critères de choix des produits sont essentiellement liés aux objectifs visés et au milieu ambiant. Les plus importants sont :

- la compatibilité avec l'environnement ;
- la durée pratique d'utilisation (DPU), période de stabilité du produit dans sa phase d'application. La DPU permet de choisir un produit en fonction du temps d'application souhaité ;
- la viscosité, grandeur variable avec la température, qui caractérise la capacité d'un liquide à s'écouler ;

— l'injectabilité, notion complexe dans laquelle interviennent la viscosité, mais aussi les phénomènes de tension capillaire, de pouvoir mouillant, de porosité absorbante, de frottements, etc. L'essai d'injectabilité consiste à réaliser une véritable injection, sous pression constante (75 kPa), d'une colonne verticale transparente, remplie d'un sable silicieux calibré. On exprime l'injectabilité par le temps nécessaire au produit pour atteindre différents niveaux dans la colonne de sable.

1.3.2 Protection du béton et des armatures

1.3.2.1 Techniques de protection du béton

Lorsque l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut aussi être appliquée à un mortier fraîchement déposé, vis-à-vis des agressions atmosphériques, des fondants, de l'eau de mer, des attaques chimiques ou bactériologiques ou, tout simplement, vis-à-vis de la pénétration de l'eau, afin d'assurer une plus grande durabilité de la réparation. On distingue :

- les hydrofuges de surface ;
- les minéralisateurs ;
- les peintures ;
- les revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère ;
- les revêtements plastiques épais ;
- les produits d'imprégnation inhibiteurs de corrosion, dont les monofluorophosphates (MFP) dont le but, en pénétrant à travers le béton, est de ralentir et de stopper la corrosion des aciers. Apparus récemment sur le marché, leur mode d'action est encore mal connu.

■ Hydrofuges de surface

Les hydrofuges de surface, encore appelés produits d'imprégnation, sont destinés à rendre la surface du béton imperméable à l'eau tout en assurant une perméabilité à la vapeur d'eau. Il s'agit principalement de silicones en solution aqueuse que l'on peut appliquer sur une surface légèrement humide ou de silicones, siloxanes et silanes en solution dans un solvant organique qui exigent une surface sèche. Ils présentent tous la propriété d'avoir un effet répulsif envers l'eau par modification de sa tension superficielle à la surface du matériau. Leur durée de vie est de l'ordre de quelques années, ce qui signifie que ce type de traitement doit être renouvelé régulièrement pour conserver son efficacité.

■ Minéralisateurs

Les minéralisateurs sont des produits qui contiennent des atomes de silicium capables de réagir avec le calcium contenu dans la chaux du ciment pour donner des microcristaux de C-S-H, dans le cadre d'une réaction de type pouzzolanique. Ce sont des produits d'imprégnation qui pénètrent dans les pores et créent une sorte de « minéralisation du support ». Les plus couramment utilisés sont les silicates alcalins qui sont parfois associés à des molécules organiques. Leur efficacité et leur durabilité sont semblables à celles des hydrofuges de surface.

■ Peintures

Les principales familles de peintures utilisées en génie civil sont :

- les copolymères acryliques ou vinyliques en émulsion aqueuse ;
- les copolymères acryliques en phase solvant ;
- les résines époxydiques ;
- les résines polyuréthanes
- les ciments-latex bicomposants.

Même si elles assurent une légère protection, les peintures ont essentiellement un rôle esthétique. Du point de vue des garanties, les systèmes actuels de peintures permettent d'obtenir une durabilité de 8 ans vis-à-vis des décollements, pelages et cloquages, et de 3 à 5 ans vis-à-vis de l'aspect. Les peintures à base de résines ther-

modurcissables (époxydiques, polyuréthanes) présentent en général de meilleures performances que les peintures à base de résines thermoplastiques (acryliques et vinyliques).

■ Revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère

Les revêtements minces à base de liant hydraulique modifié sont des produits bicomposants constitués d'un ciment additionné de charges minérales et d'une résine miscible souple (par exemple latex styrène-butadiène). Ils sont appliqués en une ou deux couches sur des épaisseurs totales de 1 à 3 mm. Les revêtements minces à base de polymère sont constitués de plusieurs couches de résines dont l'épaisseur totale est comprise entre 0,5 et 2 mm.

Ces revêtements minces constituent la meilleure protection contre les agressions extérieures. La normalisation développée dans le bâtiment pour classer les revêtements semi-épais d'imperméabilisation de façade peut être adoptée dans le domaine des ponts, en notant toutefois que celle-ci ne s'applique que pour les surfaces verticales. Pour les surfaces horizontales, la protection est plus difficile en raison des stagnations d'eau.

■ Revêtements plastiques épais

Les revêtements plastiques épais ont la même composition que les peintures classiques, mais comportent en plus des charges dont la granulométrie atteint le millimètre. Ils sont appliqués avec un dosage de 1,5 à 4 kg/m², et donnent une épaisseur finale de 1 à 3 mm. Le liant est souvent une résine acrylique en émulsion. Jusqu'à présent, leur intérêt n'a pas été prouvé dans le domaine de la protection des ponts.

■ Choix des produits de protection

Le tableau 1 résume les principales caractéristiques des cinq grandes familles de produits qui viennent d'être citées.

1.3.2.2 Protection cathodique des armatures

La protection cathodique est une technique permettant de stopper un processus de corrosion. Elle doit être appliquée avant que les risques d'ordre mécanique soient importants. Couramment utilisée pour protéger les matériaux métalliques immergés ou enterrés, elle n'est évoquée ici que dans le cas des armatures du béton.

Cette méthode consiste à abaisser en tout point de l'armature le potentiel (potentiel de structure) de ce métal jusqu'à une valeur dite potentiel de protection, qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. L'abaissement de potentiel est obtenu en imposant le passage d'un courant électrique qui va de l'enrobage vers l'armature. Ce potentiel ne doit pas être trop négatif, sinon l'eau interstitielle du béton pourrait se décomposer par électrolyse. De l'hydrogène pourrait alors se former et fragiliser les aciers à haute résistance, tels que les armatures de précontrainte.

La polarisation est presque systématiquement obtenue grâce à une alimentation à basse tension, en courant continu, dont le pôle négatif est relié à l'armature et le pôle positif à une anode placée à la surface du béton d'enrobage (figure 3).

La protection cathodique des armatures du béton est un procédé efficace lorsqu'elle permet la formation, à leur surface, de produits passivants sans cesse renouvelés. Il ne s'agit donc pas d'éliminer les possibilités de dissolution métallique, mais de repassiver les aciers quelles que soient les agressions venant du milieu extérieur.

■ On distingue 3 procédés : le procédé avec anodes placées dans des rainures, les procédés avec anodes à enrober de béton et les procédés avec revêtements conducteurs en guise d'anodes.

● Procédé avec anodes placées dans des rainures

Selon ce procédé, le courant arrive par des fils de platine ou des bandes de titane (anodes primaires) disposés dans des rainures creusées par sciage du béton, dont l'espacement est généralement compris entre 7,50 et 30 m. Les anodes secondaires sont des torons à base de carbone ; elles sont placées dans des rainures perpendi-

Tableau 1 – Comparaison des caractéristiques générales des produits de protection (1)

Caractéristiques	Hydrofuges de surface	Minéralisateurs	Peintures	Revêtements plastiques épais	Revêtements minces (2)	
					LHM	LR
Étanchéité	0	0	0	0	++	++
Imperméabilisation	++	++	++	++	+++	+++
Compatibilité avec la fissuration à venir	0	0	+	+	+	+
Durabilité	+	+	++	++	++	++
Régularité de teinte	0	0	+++	+++	+++	+++
Aptitude à couvrir les irrégularités de parement	0	0	+	+++	+++	+++
Aptitude à couvrir le faïençage	0	0	+	+++	+++	+++

(1) +++ très satisfaisant

++ satisfaisant

+ passable

0 mauvais comportement ou n'apporte rien.

(2) LHM : liant hydraulique modifié ; LR : liant à base de résine.

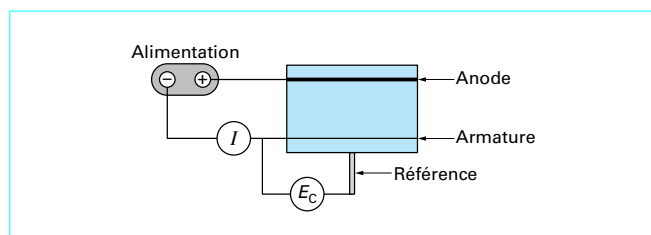


Figure 3 – Principe de la protection cathodique des armatures dans le béton

culaires aux précédentes, à un espacement qui n'excède pas 200 mm. Ce procédé n'est plus appliqué à la protection des tabliers de ponts car sa durée de vie est trop limitée.

● Procédés avec anodes à enrober de béton

Plusieurs procédés à base d'anodes enrobées de béton sont envisageables. Le plus efficace, mais aussi le plus cher, emploie une anode en treillis de titane traité (dit « activé »), qui est ancrée au béton par des fixations isolantes, espacées de 0,60 à 0,90 m. Le courant est amené par des petites barres en titane. Ces anodes sont ensuite recouvertes de béton (béton projeté pour les surfaces verticales).

● Procédés avec revêtements conducteurs comme anodes

Un procédé récent, dont la durabilité n'est pas encore confirmée, consiste à déposer du zinc pur ou allié sur le béton, par métallisation : le métal est projeté à l'état de gouttelettes sur le béton pour former un revêtement mince. Ce revêtement est en fait une anode secondaire, l'anode primaire étant une barre métallique (à base de titane, de cuivre, etc.) fixée sur le béton. À noter que de telles anodes en zinc déposées par métallisation ont été utilisées pour la protection cathodique des armatures par la méthode des anodes sacrificielles, c'est-à-dire sans alimentation électrique.

Des revêtements de peintures conductrices sont aussi utilisés comme anodes. Le courant admissible dans ces revêtements est environ six à dix fois plus faible que pour les autres types d'anodes. Leur durée de vie est également plus faible.

Des anodes primaires, sous forme de fils de cuivre nickelé fixés sur le béton, sont associées à du béton projeté conducteur, contenant des fibres de carbone, et d'une épaisseur d'environ 6 mm. Ce procédé est aussi très récent et sa durabilité n'est pas encore connue.

■ Conception, mise en œuvre et suivi d'une installation de protection cathodique

La protection cathodique s'applique principalement dans les zones, à identifier, où les armatures risquent de se corroder. Chaque zone est équipée d'une anode reliée par des câbles conducteurs au pôle positif du redresseur lié à un transformateur électrique (ou du générateur) et d'une électrode de référence qui sert principalement à mesurer le potentiel (de structure) de l'acier sous protection. La continuité électrique des armatures dans une zone protégée par une anode individualisée doit être assurée.

La conception d'une installation comprend le calcul de dimensionnement qui a pour but de définir les caractéristiques de l'installation et notamment :

- le nombre et l'emplacement des zones d'implantation d'anodes ;
- le type et les caractéristiques des anodes ;
- le courant total nécessaire, donc les caractéristiques de l'alimentation électrique.

Pour ce calcul, la densité de courant à appliquer par unité de surface d'armature à protéger dépend de la résistivité moyenne du béton d'enrobage. Cette résistivité dépend fortement de sa teneur en sels, tels que les chlorures, et peut être mesurée. Pour donner un ordre de grandeur, la résistivité d'un béton sain est supérieure à $1\,000\ \Omega \cdot m$, celle d'un béton pollué par des chlorures inférieure à $100\ \Omega \cdot m$. La densité de courant en mA/m^2 est de l'ordre de 50 pour un béton de moins de $100\ \Omega \cdot m$, 30 pour un béton de résistivité comprise entre 100 et $1\,000\ \Omega \cdot m$, et, enfin, 10 pour un béton sain de résistivité supérieure à $1\,000\ \Omega \cdot m$.

Le calcul du courant total à appliquer à partir du parement (produit de la densité de courant par l'aire totale des armatures sous une anode) détermine l'anode à utiliser.

Après la conception de l'installation de protection cathodique et avant sa mise en place, des vérifications complémentaires sont nécessaires, portant sur :

- le bon état de l'enrobage de béton au niveau des anodes ;
- la continuité des armatures : ce contrôle s'effectue en mesurant la résistance électrique entre deux éléments du réseau d'armatures, après dégagement local de l'enrobage de béton. La continuité entre deux points de mesure est assurée si la résistance est inférieure ou égale à $50\ \Omega$;
- la continuité des anodes, en mesurant également les résistances électriques ;
- éventuellement, la conductivité du matériau autour des anodes.

La mise en route d'une installation de protection cathodique se fait par étapes successives, car la formation du produit passivant autour des aciers n'est pas instantanée : les six premiers mois de mise en service d'une protection cathodique sont considérés comme étant une période transitoire. Le réglage définitif de l'installation est fait après cette période, en ajustant le potentiel de structure, sous polarisation, à une valeur comprise entre -800 mV et $-1\,050$ mV (par rapport à l'électrode argent - chlorure d'argent), en tout point de la construction protégée. Ces valeurs correspondent à une température voisine de 20°C et à un béton placé dans l'air.

Le suivi du fonctionnement d'une installation de protection cathodique consiste à vérifier le bon état général des appareils, des circuits électriques et des dispositifs de sécurité. Ces opérations sont effectuées au moins une fois par mois.

En cours d'exploitation, il y a lieu de vérifier que les grandeurs électriques gardent des valeurs conformes aux indications initiales. Ces grandeurs sont essentiellement :

- les températures indiquées par les sondes ;
- le courant d'alimentation ;
- la différence de potentiel entre anode et cathode ;
- le potentiel de structure.

Ces contrôles sont effectués au moins tous les deux mois.

Tout cela montre que la mise en œuvre d'une protection cathodique est onéreuse, mais cette technique présente un intérêt incontestable lorsque les interventions de maintenance ou de réparation sur un pont doivent être aussi espacées que possible, par exemple pour ne pas gêner son exploitation.

1.3.3 Régénération des matériaux

1.3.3.1 Réinjection des câbles de précontrainte

La technique de réinjection des câbles de précontrainte a beaucoup de points communs avec celle de l'injection de fissures. Il s'agit d'injecter des vides, souvent détectés par auscultation gammagraphique et identifiés à l'aide de sondages, laissés par une injection incomplète de câbles de précontrainte.

Dès qu'un conduit est ouvert, on peut, grâce à un endoscope à fibre optique, faire une évaluation de l'état des armatures tendues (degré de corrosion) ; on peut également connaître avec précision le type de conduit de précontrainte utilisé et son diamètre. Il reste alors à évaluer l'importance du vide, c'est-à-dire le volume à injecter. La méthode la plus courante est la méthode par mise sous pression. Mais la mise en pression peut être remplacée par une mise en dépression : c'est le principe de la méthode d'injection par le vide.

Lorsque l'on procède à l'injection d'un câble, on introduit le coulis par une extrémité et on le fait progresser vers l'autre extrémité. Dans le cas de défauts d'injection, il existe des zones vides dont on ne connaît pas l'étendue ; rechercher leurs extrémités conduirait à multiplier les sondages, avec le risque d'affaiblir dangereusement les sections résistantes pour constater en fin de compte que les extrémités se trouvent dans une zone inaccessible. C'est pour cette raison que la technique mise au point pour la réinjection est basée sur l'utilisation d'un seul point d'accès au câble qui peut se situer en n'importe quel point du tracé.

L'opération de réinjection consiste à remplacer l'air présent dans la cavité par un produit du type coulis de ciment très fluide et stable. Le remplissage ne peut être complet que si l'on parvient à évacuer l'air emprisonné. Pour ce faire, on utilise la technique du vide qui exige l'emploi de tuyauteries et de raccords spéciaux, tant pour le circuit de mise sous vide, que pour celui d'injection qui est, lui aussi, à un certain moment, mis en dépression. On injecte de préférence des produits ayant peu de parties volatiles et de forte densité (coulis de ciment par exemple), de façon à se réserver la possibilité de procéder à un contrôle gammagraphique, une fois la réinjection terminée.

1.3.3.2 Extraction des chlorures

Selon un procédé breveté, un treillis est fixé sur la paroi de béton à traiter, puis enrobé par une couche de pâte à papier humide projetée. Une tension électrique continue est appliquée entre ce treillis (anode) et la nappe d'armatures de l'ouvrage (cathode). Ce treillis est constitué d'acier, dans le cas d'une anode sacrificielle, et de titane, dans le cas d'une anode inerte. Les ions négatifs et, en particulier, les ions chlorures Cl^- , placés dans ce champ électrique migrent vers l'anode. Cette opération provoque aussi, à la cathode, une réaction électrochimique avec création d'ions hydroxydes OH^- qui tendent à renforcer le pH autour de l'armature (repassivation), mais qui migrent aussi, en partie, en direction de l'anode.

La densité de courant habituellement utilisée est d'environ 1 A/m^2 , et les tensions se situent entre 30 et 40 V. Le traitement, qui peut durer de 6 à 12 semaines, permet d'extraire 40 à 50 % des chlorures situés dans le béton, surtout au voisinage de la surface. Le procédé est relativement coûteux et ne saurait apporter une solution définitive.

1.3.3.3 Réalcalinisation du béton

Le principe et la mise en œuvre de la réalcalinisation du béton sont très proches de ceux relatifs à la méthode d'extraction des chlorures. Les deux différences principales résident dans le remplacement de la pâte à papier humide par une pâte à papier imprégnée d'une solution alcaline généralement à base de carbonate de sodium, et dans l'application d'une densité de courant plus faible ($0,1\text{ A/m}^2$).

Bien que le mécanisme de cette méthode électrochimique de réalcalinisation ne soit pas complètement élucidé, on distingue deux phénomènes principaux qui sont une électrolyse à proximité de la cathode permettant, par la création d'ions OH^- , de renforcer la passivation des aciers, et une pénétration des ions Na^+ en provenance de la solution alcaline. Mais il faut s'assurer préalablement que le béton ne va pas développer d'alcali-réaction sous l'effet de cette réalcalinisation.

1.3.3.4 Extraction des chlorures et réalcalinisation par autogénération de courant

Un procédé récent, destiné à extraire les chlorures du béton armé et à régénérer le pH, a été breveté et est en cours de développement par deux sociétés françaises associées en partenariat : Freyssinet et Betorec.

Ce procédé fonctionne en autogénération de courant et sous très faible intensité. Il consiste à polariser négativement les armatures au moyen d'une anode sacrificielle placée dans une solution alcaline. Un fil conducteur relie l'armature et la grille anodique faite dans un métal à fort potentiel électrique. Une différence de potentiel d'environ 1,5 V s'établit entre l'armature et l'anode par effet de pile, dès l'application de l'électrolyte sur la grille.

Cette nouvelle méthode électrochimique apparaît donc comme une méthode plus « douce » que les méthodes classiques d'extraction des chlorures et de réalcalinisation du béton ; les résultats futurs des recherches en cours devraient permettre de porter un jugement sur l'efficacité et la rentabilité de ce nouveau procédé.

1.3.4 Ajout de forces ou de déformations

1.3.4.1 Généralités

La précontrainte permet d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définis, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est qualifiée d'additionnelle lorsqu'on l'applique à des ouvrages existants pour augmenter leur capacité portante ou prolonger leur durée d'exploitation.

La précontrainte additionnelle est, en général, extérieure. Ce n'est que pour des précontraintes très courtes (étriers actifs) ou pour des précontraintes prévues dès le projet pour être mises en place dans des réservations spécifiques que la précontrainte additionnelle peut être placée à l'intérieur même du béton. En règle générale, son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures.

Il est rare que l'on cherche à modifier le schéma statique initial théorique d'un pont en le renforçant ou en le réparant. Cela s'est rencontré dans le cas de tabliers à travées indépendantes, qui ont été rendus continus en supprimant les joints de dilatation (continuité géométrique) et en appliquant une précontrainte additionnelle sur toute leur longueur (continuité mécanique).

Dans tous les cas, la précontrainte additionnelle doit être démontrable pour pouvoir être facilement remplacée en cas de défaillance.

1.3.4.2 Renforcement des ouvrages en flexion

La plupart des renforcements par précontrainte de tabliers de ponts visent à augmenter leur résistance en flexion. Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal. Un câblage rectiligne est facile à mettre en œuvre et les pertes d'effort par frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrage (donc très faibles). Il n'est véritablement efficace que dans le cas d'un tablier de hauteur variable puisqu'il bénéficie de l'effet d'arc dû à la courbure de la fibre moyenne. Il est nettement moins efficace dans un tablier de hauteur constante lorsqu'il s'agit de renforcer la résistance en flexion à la fois sur appuis et en travée.

Un tracé polygonal permet de mieux optimiser l'efficacité de la précontrainte tant vis-à-vis de la flexion que vis-à-vis de l'effort tranchant. Les pertes par frottement restent modérées.

■ Ancrage des câbles

L'ancrage des câbles se fait soit directement sur les entretoises existantes (d'extrémité et intermédiaires) si elles sont suffisamment résistantes et si elles offrent des conditions d'accès correctes, soit sur des éléments rapportés (figure 4).

Il n'est pas toujours nécessaire, ni même possible, de prolonger les câbles de renfort jusqu'à une extrémité de l'ouvrage : on les ancre alors en partie courante en confectionnant des pièces spéciales : pièces rapportées s'appuyant sur une entretoise intermédiaire, « bossages » solidarisés aux âmes de la structure (figure 5), entretoises nouvelles.

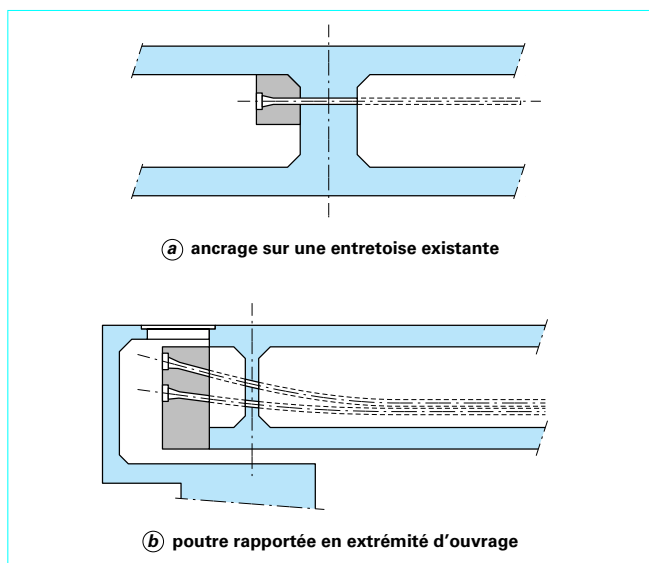


Figure 4 – Ancrage des câbles

Dans tous les cas, l'effort de précontrainte se trouve excentré par rapport à l'élément de structure qui le reçoit, et il convient de s'assurer que la structure existante est apte à supporter un tel effort excentré. Si ce n'est pas le cas, il faut créer de véritables entretoises, souvent conçues comme des systèmes de tirants-boutons avec compensation éventuelle des effets du retrait, du raccourcissement élastique et du fluage ultérieur à l'aide de vérins plats (figure 6).

■ Déviation et maintien des câbles

Pour dévier un câble dans une entretoise existante (figure 7) on scelle un tube cintré (métallique ou en matériau synthétique) dans un trou foré dans l'entretoise.

Lorsqu'il est nécessaire de dévier l'armature en dehors des zones où l'on trouve des entretoises et lorsque les efforts à reprendre sont importants, il n'y a guère d'autre solution que de confectionner une nouvelle entretoise.

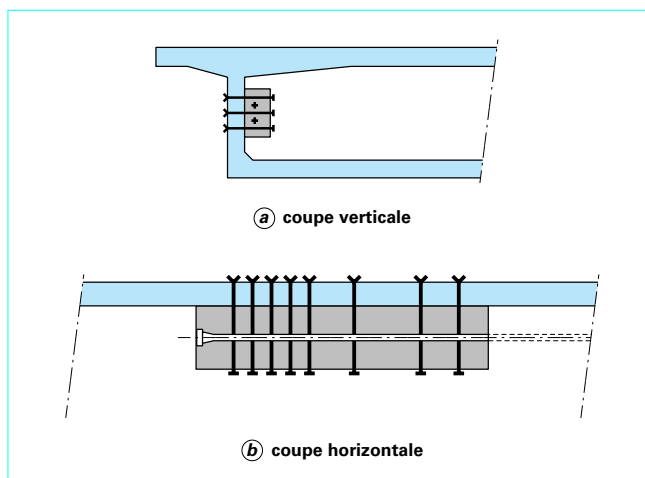


Figure 5 – Bossage cloué sur une âme

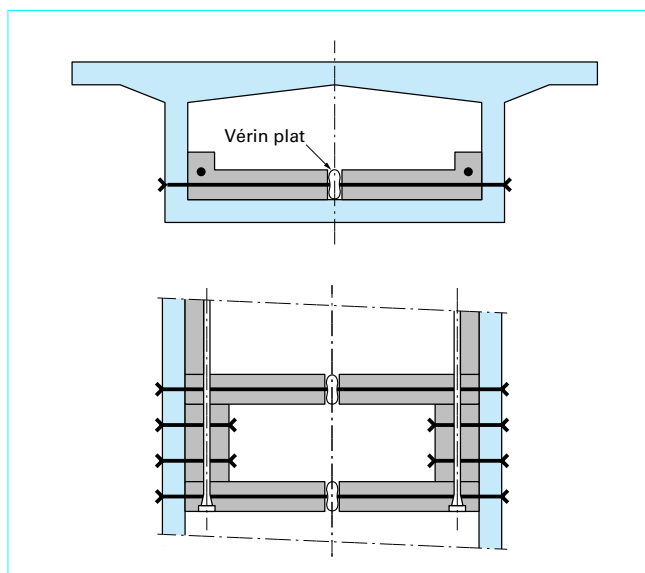


Figure 6 – Compensation des déformations par vérins plats d'un bouton rapporté

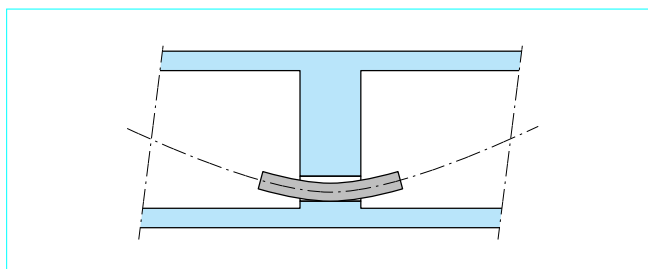


Figure 7 – Déviateur dans une entretoise existante

Dans la partie courante du tracé, les câbles doivent être maintenus pour éviter leur mise en résonance sous l'effet des vibrations induites par le trafic. On les fixe donc, par exemple à l'aide d'étriers métalliques, à des intervalles de l'ordre d'une quinzaine de mètres.

1.3.4.3 Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant

Comme on l'a dit précédemment, un câblage au tracé polygonal permet souvent de traiter simultanément les insuffisances de résistance à la flexion et à l'effort tranchant d'un tablier de pont : en jouant, dans une certaine mesure, sur l'inclinaison des câbles au voisinage des appuis intermédiaires, et donc sur l'emplacement des points de déviation, il est souvent possible d'optimiser le tracé des câbles de précontrainte. En général, les angles de déviation sont de l'ordre de 10° à 15° .

Lorsque le problème majeur est celui de la résistance à l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible ou suffisante pour le traiter, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, généralement verticaux et constitués de fils, de barres ou de monotorons. La figure 8 montre deux dispositions possibles, étant entendu que la première suppose l'absence de conduits dans l'âme.

En tout état de cause, le renforcement par étriers actifs est une opération délicate, qui exige une analyse fine des contraintes. Quelques indications à ce sujet sont données dans la référence [2].

1.3.4.4 Exemples de traitement d'autres types de défauts

■ En règle générale, les **fissures de diffusion**, traversantes mais très fines, ne présentent aucun danger sur le plan structural. Si l'on a véritablement des craintes vis-à-vis de phénomènes de corrosion des armatures, on peut les colmater en surface, voire les injecter de résine si cela est possible. Par contre, il peut arriver qu'elles soient nettement ouvertes et vivantes : on les traite alors à l'aide d'étriers actifs.

■ Dans le cas des **fissures d'entraînement**, apparaissant à l'arrière d'ancrages de câbles dans des hourdis minces et insuffisamment ferrillés, le traitement peut être soit de type passif par collage d'armatures de renfort, soit de type actif par un renforcement par précontrainte longitudinale.

■ Les **poussées au vide** dues à la courbure des câbles de précontrainte peuvent donner lieu à des désordres plus ou moins locaux. Les désordres locaux sont généralement dus à un tracé de câble maladroît (souvent gauche dans l'espace) dans une zone de faible enrobage. À la mise en tension, l'armature tend à prendre un tracé rectiligne et fait localement éclater le béton. La réparation d'un tel désordre consiste simplement, après remise en place correcte de l'armature, à bétonner une surépaisseur locale de béton renforcée par un ferrillage d'acier doux. En général, il n'est pas nécessaire de détendre le câble sauf si la zone touchée est trop importante. Les désordres « semi-locaux » sont souvent dus à des erreurs de conception et concernent principalement le hourdis inférieur de poutres-caissons de hauteur variable dans lequel ont été placés des

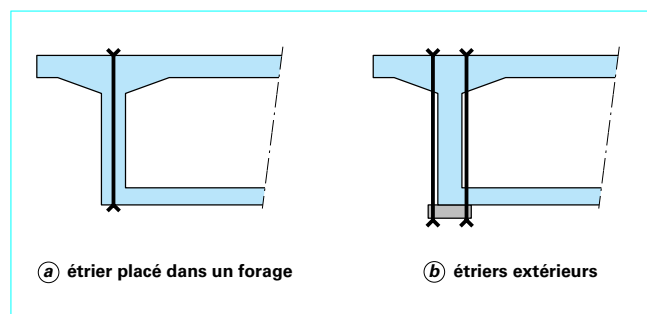


Figure 8 – Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant

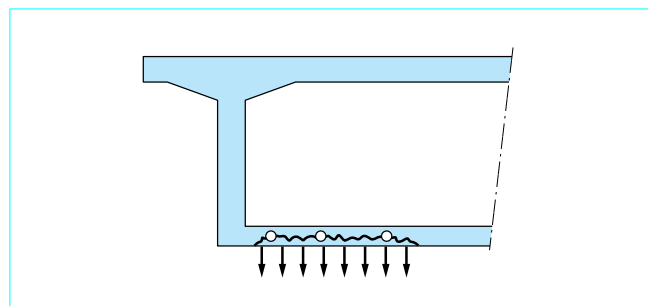


Figure 9 – Effet de la poussée au vide

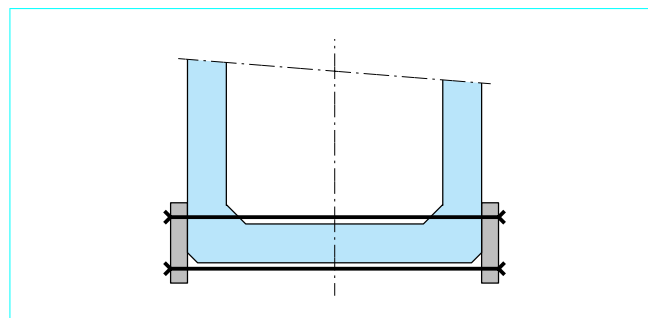


Figure 10 – Précontrainte transversale

câbles longitudinaux. Câbles et hourdis sont le siège d'efforts antagonistes qui tendent à les séparer s'ils ne sont pas correctement maintenus (figure 9). Plusieurs solutions de renforcement sont envisageables qui peuvent être adoptées individuellement ou combinées entre elles.

Si seul le hourdis est concerné, une précontrainte additionnelle transversale, enserrant le hourdis, peut être suffisante. Elle peut être combinée avec des étriers actifs lorsque c'est nécessaire (figure 10).

Mais on peut également lier le hourdis à des nervures transversales bétonnées au-dessus de lui, voire le « suspendre » à la structure.

Si les âmes sont également fissurées, deux solutions sont possibles :

- un renforcement par précontrainte verticale et transversale en s'appuyant sur des solutions voisines de celles qui ont été citées dans la référence [2] (§ 1.3.1.1) ;
- des renforts locaux, tels que des goussets solidarités par étriers passifs, eux-mêmes associés ou non à une précontrainte complémentaire (figure 11).

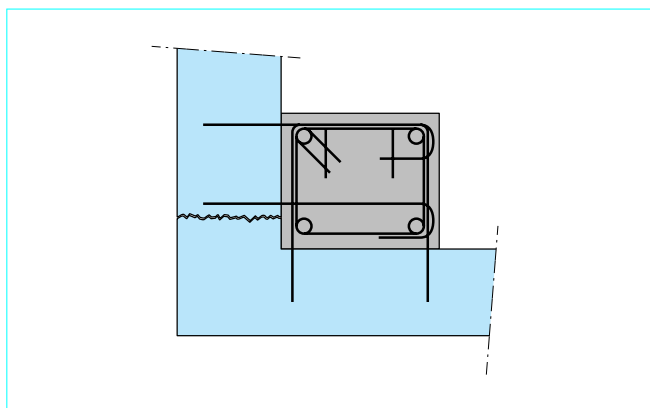


Figure 11 – Gousset de renfort

1.3.4.5 Aspects particuliers du dimensionnement des ancrages de précontrainte additionnelle

Pour d'évidentes raisons de sécurité, il convient de limiter l'effort de traction à la mise en tension à 75 % de la force de rupture garantie lorsque les unités sont composées de fils ou de torons, et à 70 % lorsque ces unités sont des barres de précontrainte.

Par ailleurs, si on appelle N l'effort de serrage d'une pièce rapportée (bossage ou déviateur) sur laquelle s'exerce un effort P tendant à provoquer son glissement et f le coefficient de frottement entre la pièce et la structure, le tableau 2 fournit quelques ordres de grandeur de f et du rapport minimal N/P dans un certain nombre de cas.

1.3.4.6 Protection de la précontrainte additionnelle

Les armatures de précontrainte les plus utilisées sont les torons pour le renfort longitudinal et les barres pour le serrage et les étriers. Dans certains cas, lorsque les efforts à appliquer et la longueur des éléments sont faibles, il peut être intéressant d'utiliser des boulons à serrage contrôlé. Certains projets peuvent spécifier l'emploi d'armatures inoxydables ou galvanisées, ou même des armatures revêtues en usine d'une protection par résine époxydique.

L'injection des câbles au coulis de ciment est utilisée pour la précontrainte extérieure, qu'elle soit disposée en précontrainte initiale ou en précontrainte de réparation. Les câbles étant en général de grande longueur, il est préférable d'injecter des coulis du type retardé, qui permettent de combler des volumes importants sans redouter un épaissement prématuré du coulis par début de prise du ciment. Pour permettre le démontage ultérieur de câbles injectés au coulis, il convient de prévoir un double gainage dans les zones de déviation.

Un type de protection très efficace a vu le jour ces dernières années. Basée sur un procédé breveté, la technique adoptée suppose les différentes phases suivantes :

- la gaine de polyéthylène, vide, est fixée à son emplacement définitif ;
- les torons du type gainés, graissés ou cirés sont enfilés dans le conduit ;
- le vide entre toron et gaine est injecté au coulis de ciment classique alors que les torons sont non ou très peu tendus ;
- une fois le coulis durci, le câble est tendu, toron par toron, à la force définitive prescrite par le concepteur.

Ce principe comporte de multiples avantages. La protection des armatures est quadruple : graisse, gaine extrudée, coulis de ciment et conduit extérieur. Les torons étant isolés les uns des autres, la mise en tension peut se faire toron par toron. Un vérin très léger, très maniable et peu encombrant est suffisant. Les réglages ultérieurs sont très faciles à réaliser sous la seule réserve que l'on ait conservé la surlongueur de tension indispensable pour la prise du vérin. Enfin, et ce n'est pas le moindre avantage, chaque toron se trouvant isolé et protégé par son enrobage de coulis, les effets des contraintes transversales induites dans les zones courbes par les efforts de tension sont transmis par le coulis et le risque de poinçonnement des gaines minces au contact des torons entre eux est éliminé.

Pour permettre les ajustements de tension au cours de la vie des ouvrages réparés, on peut injecter les câbles à la graisse. Cette technique, qui paraît séduisante à première vue, présente un certain nombre d'inconvénients, le premier étant qu'elle est onéreuse. L'injection n'est possible que si la graisse a été préalablement portée à une température élevée de l'ordre de 90 °C, température de liquéfaction. Tous les équipements, matériel de préchauffage, pompe, conduits divers, raccords, doivent être prévus pour supporter une telle température. De plus, une fois refroidie, la graisse exsude de l'huile que l'on a quelques difficultés à retenir dans les conduits et des taches apparaissent. Enfin, si les structures en cours d'exploitation sont soumises à des variations de température notables, il faut prévoir des réservoirs d'expansion, près des ancrages, pour assurer la libre dilatation de la graisse dont le coefficient thermique est très élevé.

Une solution plus récente consiste à remplacer la graisse par de la cire pétrolière qui peut être préchauffée en usine, puis livrée sur le site par camion citerne isotherme au tout dernier moment. Son intérêt est double : la température de fusion est moins élevée, de l'ordre de 50 °C seulement et, une fois refroidie, la cire ne tache pas et n'exsude pas de produits gras. L'utilisation de la cire a tendance à supplanter celle de la graisse. L'une et l'autre sont des produits chers qui ne concernent que quelques cas particuliers où les opérations de réglage de l'effort de précontrainte sont programmées et nombreuses.

1.3.5 Ajout de matière

1.3.5.1 Béton projeté

■ Il existe deux techniques principales de projection du béton, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires : la projection par voie sèche et la projection par voie mouillée.

Tableau 2 – Coefficient de glissement et rapport minimal N/P pour différents types de bossage

Type de bossage	Valeur de f	Valeur de $(N/P)_{\min}$
Pièce rapportée en béton coulé en place contre un béton ancien soigneusement repiqué	1,0	2,0
Pièce rapportée en béton coulé en place contre un béton ancien simplement nettoyé	0,75	2,5
Pièce préfabriquée en béton avec interposition d'une résine	0,50	4
Pièce en acier, surface striée et interposition de béton frais	0,45	4,2
Pièce en acier, surface striée et interposition d'un mortier sur béton durci	0,37	5

● Projection par voie sèche (avec ou sans prémouillage)

Avec cette technique, le mélange des constituants (à l'exception de l'eau) est introduit dans la machine à projeter, puis propulsé dans une canalisation par un flux d'air comprimé. Dans la projection sans prémouillage, l'eau est introduite au droit de la lance de projection, tandis qu'avec prémouillage l'eau est ajoutée dans la conduite deux à trois mètres avant la lance, ce qui a pour effet de diminuer l'émission de poussières.

● Projection par voie mouillée

Le mélange de tous les constituants du béton, y compris l'eau, est introduit dans la machine à projeter. Le transport est effectué dans une canalisation, soit par un flux d'air comprimé pour la voie mouillée à flux dilué, soit par pompage pour la voie mouillée à flux dense. Dans les deux cas, une injection d'air comprimé à la lance de projection est nécessaire pour accélérer la vitesse de projection. Le béton peut être fabriqué dans une centrale à béton de chantier ou une centrale de béton prêt à l'emploi.

Chacun des procédés ayant ses avantages et ses inconvénients, il convient donc de choisir le mode de projection à utiliser suivant la nature des travaux à réaliser. Actuellement, en France, l'emploi de la voie sèche est fortement recommandé pour la réparation des ouvrages d'art.

■ Formulation du béton

La plupart des adjuvants et additions utilisés dans la fabrication des bétons spéciaux mis en place par coulage peuvent être incorporés dans le béton projeté, par exemple :

- les bétons à base de ciment fondu ou de ciment prompt ;
- les bétons légers à base de granulats légers (argile ou schiste expansé) ;
- les bétons à base de fibres métalliques, de verre ou de polypropylène ;
- les bétons avec incorporation de fumée de silice.

Il y a lieu de faire une distinction entre le béton et le mortier projeté utilisés en réparation de structures. Le mortier, appelé parfois « gunite », a des granulats dont la dimension D est inférieure ou égale à 5 mm tandis que le béton contient des granulats dont la dimension peut aller jusqu'à 16 mm en voie sèche et 12 mm en voie mouillée.

Cernant le béton projeté utilisé en réparation ou renforcement d'ouvrages d'art, la dimension maximale des granulats se trouve être limitée par la nécessité de réaliser la mise en place du béton projeté en plusieurs passes d'épaisseur 5 à 7 cm, sans recours à l'emploi d'accélérateur de prise.

■ Mise en œuvre du béton projeté

Le processus de mise en place du béton est différent selon le type de voie utilisé.

● **En voie sèche**, les divers éléments sortent de la lance avec une vitesse très élevée (de l'ordre de 100 m/s), et les gravillons qui arrivent avec une forte énergie sur le support rebondissent, alors que les grains de ciment et les gouttelettes d'eau forment un film de pâte pure qui adhère au support et qui accueille des grains de sable de plus en plus gros. La couche de mortier ainsi formée permet ensuite aux gravillons de s'insérer ; le rebond des gravillons diminue et la forte énergie cinétique des gravillons qui viennent frapper le béton en place assure son compactage et procure à ce matériau de meilleures performances mécaniques que celles du béton mis en œuvre par voie mouillée. Ce mécanisme d'adhésion rend inutile toute interposition d'une résine d'accrochage. Selon cette méthode, il est possible de transporter le béton sur des distances importantes : plus de 500 m à l'horizontale, et plus de 100 m à la verticale.

La voie sèche, en raison d'une résistance élevée, d'une bonne adhérence au support et d'une faible fissuration du béton projeté mis en œuvre, est donc bien adaptée à la réparation du béton et aux renforcements structuraux de ponts en béton ou en maçonnerie.

● **Pour la voie mouillée**, les rebonds de gravillons sont beaucoup plus faibles qu'en voie sèche, car ceux-ci arrivent sur le support en

étant déjà enrobés par du liant, ce qui facilite leur accrochage. La projection d'un matériau mouillé évite la production de poussières qui constitue un inconvénient de la voie sèche. Dans le cas de la voie mouillée à flux dense, la vitesse de sortie du béton à la lance est relativement faible (de l'ordre de 1 m/s), et les caractéristiques mécaniques du matériau s'en trouvent diminuées par comparaison avec la voie sèche. La voie mouillée à flux dilué constitue une solution intermédiaire de mise en œuvre, qui fournit un béton projeté dont les caractéristiques mécaniques se rapprochent davantage de celles du béton projeté par voie sèche. La voie mouillée est donc employée préférentiellement dans le domaine des tunnels, de la projection sur terrain (talus, fouilles, berges...) et de la réparation des maçonneries (garnissage de vides, rejointoiements...).

■ Dispositions générales

Pour obtenir une épaisseur fixée de béton, le nombre de passes doit être aussi faible que possible sans, toutefois, chercher à projeter des couches très épaisses, sous peine de provoquer une décohésion du béton ou même de faire retomber les couches ! C'est ainsi qu'avec la voie sèche l'épaisseur souhaitable est de 5 cm et l'épaisseur maximale, de 7 cm. De même que l'adhérence entre béton support et béton projeté doit être bonne, celle entre les diverses couches de béton projeté doit être de qualité ; pour cela, il est conseillé d'éliminer par balayage la laitance de la surface de la couche précédente lorsque celle-ci termine sa prise, et de traiter par sablage accompagné d'une humidification cette même surface lorsque la couche précédente a déjà fait prise. En aucune manière il ne faut interposer de résine d'accrochage entre couches, ni talocher une couche de béton projeté qui joue un rôle structurant : seule peut être talochée une éventuelle couche de finition de faible épaisseur.

Si le béton projeté par voie sèche pose rarement des problèmes de retrait, il convient toutefois d'effectuer une cure soignée pendant plusieurs heures, en particulier pour les parements exposés au soleil ou au vent.

Comme dans le cas des réparations structurales, les adjuvants sont inutiles dans la mesure où les qualités intrinsèques du béton projeté par voie sèche sont suffisantes.

1.3.5.2 Coulage ou injection de béton ou de mortier

Lorsque le volume de béton à reconstituer est assez important ou de forte épaisseur (au moins 5 à 10 cm), les techniques de ragréage et de béton projeté peuvent être inadéquates pour des raisons techniques ou économiques. Une technique alternative permet alors de reconstituer une partie de structure en béton dégradé : le coulage ou l'injection de béton, de mortier ou de coulis. Ce type de réparation est généralement durable, pourvu que la compatibilité chimique entre le nouveau ciment et le ciment en place ait été vérifiée. En raison des épaisseurs mises en œuvre, on ne rencontre pas les phénomènes de gradient thermique de surface qui endommagent parfois la surface de reprise et provoquent le décollement des ragréages. En plus, les épaisseurs mises en œuvre permettent d'armer le béton rapporté et de le connecter à son support.

La technique traditionnelle de remplissage par coulage consiste à remplir les coffrages à l'aide de béton ou de mortier en évitant l'emprisonnement d'air et la ségrégation du matériau coulé. Mais on peut également mettre en place, dans un premier temps, les granulats à l'intérieur du coffrage, puis injecter un coulis de ciment ou un mortier fluide pour remplir les interstices entre les granulats (béton « *prepacked* »). La principale difficulté de cette méthode réside dans la maîtrise des vides laissés entre les granulats, car des bouchons peuvent se former lors de la mise en place des granulats sans que l'on puisse toujours s'en apercevoir. Enfin, une injection de coulis peut être pratiquée lorsque l'on désire consolider des nids de cailloux qui présentent une certaine résistance et que l'on ne souhaite pas détruire. Le coulis doit être suffisamment fluide pour remplir les interstices restés vides. L'opération d'injection nécessite le perçage de deux trous dans le nid de cailloux afin de disposer le tube d'injection, équipé d'une vanne permettant de maintenir une légère pression après l'injection, et le tube servant d'évent.

1.3.5.3 Ajout d'armatures

Cette technique consiste, après repiquage du béton existant (et éventuellement élimination du béton dégradé), à disposer des aciers passifs et à les solidariser à la structure par du béton projeté ou du béton (voire du mortier) coulé en place. Ces aciers sont reliés à la structure à l'aide d'aciers de couture dimensionnés par application de la « règle des coutures », en assimilant l'interface entre le nouveau béton et la structure à une reprise de bétonnage.

Si un pourcentage important de la section des aciers existants a disparu en raison de la corrosion, il peut être nécessaire de procéder à un remplacement ou un ajout d'aciers passifs. Dans le cas des ragréages, lorsque les longueurs de recouvrement sont insuffisantes, il est alors possible de souder les nouvelles armatures sur les aciers existants, à condition que la soudabilité de ces derniers ait été vérifiée au préalable. Si les aciers existants ne sont pas soudables, on peut utiliser des coupleurs mécaniques dont l'encombrement peut nécessiter localement un dégagement plus important de béton. Enfin, le scellement des connecteurs dans le béton support est assuré de façon pratique à l'aide d'une résine époxydique spécialement choisie pour ses capacités de scellement.

En cas de recours à du béton projeté, et dans le cas où le projet nécessite de superposer plusieurs lits d'armatures ou plusieurs treillis, il faut éviter de poser toutes les armatures avant la projection en les mettant en place après enrobage de la nappe précédente. De même, il faut éviter de regrouper les barres par paquets et laisser un espace suffisant entre chaque armature (au moins 3 à 4 cm), sinon il se produit un phénomène d'ombre derrière l'armature où le béton présente de nombreux vides qui sont nuisibles à l'adhérence des aciers. En outre, pour éviter que la mise en vibration des armatures sous l'effet de la projection ne provoque une décohésion du béton projeté, il est nécessaire de les fixer par un nombre suffisant de points (4 points au mètre carré pour du treillis soudé).

1.3.5.4 Renforcement des structures à l'aide de plats métalliques collés

■ Technologie

La technique des tôles collées, qui fut utilisée d'abord dans le domaine du bâtiment industriel, s'est vite répandue dans le domaine des ouvrages d'art où, dans bien des cas, elle a permis soit d'accroître la capacité portante d'un ouvrage, soit de renforcer localement une structure présentant des insuffisances de résistance. Elle est applicable aux structures en béton armé et aux zones fonctionnant en béton armé des structures précontraintes. Diverses conditions doivent être réunies pour la bonne réussite d'une opération de renforcement ou de réparation.

La surface du béton doit subir, avant tout, une préparation soignée (burinage, bouchardage, voire sablage à sec ou humide selon les conditions du chantier) ayant pour but d'éliminer toutes les parties peu adhérentes et de supprimer les imperfections locales afin de la rendre la plus plane possible.

Le mortier de ragréage est destiné à pallier, dans certains endroits, le manque d'enrobage des armatures internes ou bien à reprofiler la surface qui n'aurait pu efficacement être traitée par les précédentes techniques, en limitant la surface à ragréer à 20 % de la surface de collage et en s'assurant qu'il n'y a aucune zone ragréée en extrémité de tôles.

L'acier de renfort est constitué, dans la plupart des cas, de tôles en acier E24-2 répondant au minimum aux caractéristiques de la norme NF A 35-501 (cf. [Doc C 4 503]). Dans le cas où il est nécessaire de souder les tôles, on utilise de l'acier E 24-3. Ces tôles ont une épaisseur de 3 à 5 mm. Le choix d'un acier de nuance supérieure ou d'épaisseur plus importante est à déconseiller car il faut que l'acier se plastifie avant son décollement de façon à obtenir une structure ductile et non fragile.

La protection des aciers contre la corrosion sur leur face visible doit être assurée en utilisant les produits les plus classiques pour la protection des aciers de structures.

Le primaire d'accrochage est destiné à assurer une bonne adhérence entre la colle et le béton.

La colle est en général une résine époxydique choisie pour ses propriétés d'adhérence à l'acier et au béton. L'épaisseur minimale de colle est de l'ordre du millimètre.

Pour que l'adhérence entre l'acier et la colle ait une bonne tenue, les tôles utilisées doivent recevoir toute leur **préparation en usine** (découpage, préassemblage si besoin est, abattage des arêtes et enfin sablage). Le sablage doit donner à la surface une rugosité supérieure à 12, classe 10 de la norme NF E 05-51 (cf. [Doc C 4 503]). Sans protection particulière, il est possible d'utiliser les tôles ainsi préparées dans la demi-journée suivante. Pour des délais d'attente supérieurs entre la préparation et la mise en œuvre, les tôles doivent être protégées en utilisant une pellicule souple, pelable et non grasse, de type vernis compatible avec les colles utilisées, ou bien en appliquant un primaire époxydique de même nature que la colle, qui doit être rayé (déglacé) soigneusement avant encollage. Le transport entre l'usine et le lieu de mise en œuvre doit être réalisé avec soin afin d'éviter d'endommager cette protection.

Le dispositif de serrage peut, suivant les cas, être constitué de serre-joints, de barres filetées traversant l'élément ou scellées, d'étais ou de coins. Il doit permettre d'appliquer sur toute la tôle une pression voisine de 4 kPa durant toute la durée de polymérisation de la colle. Il convient de s'assurer préalablement que la structure peut reprendre les efforts de serrage sans dommage.

Dans quelques cas particuliers, la section de tôle à mettre en œuvre est supérieure à celle que l'on peut mettre en place en utilisant des tôles d'épaisseur comprise entre 3 et 5 mm. Plutôt que d'avoir recours à des tôles de forte épaisseur difficiles à mettre en œuvre et dont le comportement peut amener certaines restrictions, on préfère superposer des tôles par collage. Mais la répartition des efforts entre les différentes tôles nécessite une étude soignée à l'aide de modèles aux éléments finis.

■ Dimensionnement

En règle générale, lorsque la structure est très dégradée, il est prudent de ne pas prendre en compte les armatures passives existantes lors d'une vérification de l'**aptitude au service** (état limite de service). Par contre, si les armatures passives existantes semblent pouvoir être prises en compte, on réduit, dans les calculs, leur section effective à l'aide d'un coefficient d'expression :

$$k_i = 0,46 + 0,08 \times e_a$$

avec e_a épaisseur du renfort exprimée en mm :

$$3 \leq e_a \leq 5$$

De même, la section des tôles collées est réduite par le coefficient d'expression :

$$k_e = 1,2 - 0,08 \times e_a$$

Par ailleurs, la contrainte dans les aciers de renforcement doit être limitée à :

$$\sigma_e = 0,47 \times f_e$$

f_e étant la limite élastique de l'acier employé pour les tôles, le coefficient 0,47 tenant compte de la flexion locale de la tôle au voisinage des fissures.

En cas d'emploi de plusieurs tôles superposées, à défaut d'analyse précise, on peut admettre les règles de répartition suivantes :

- dans le cas de deux tôles, la déformation de la tôle la plus proche du béton est deux fois plus importante que la déformation de la tôle externe ;
- dans le cas de trois tôles : la déformation de la tôle la plus proche du béton est deux fois plus importante que la déformation des tôles éloignées, les déformations des tôles externes étant égales.

Si des risques de décollement sont à craindre en extrémité de tôles, il est possible de prévoir des « verrous » qui empêchent ce décollement. Un exemple de « verrou » est fourni sur la figure 12.

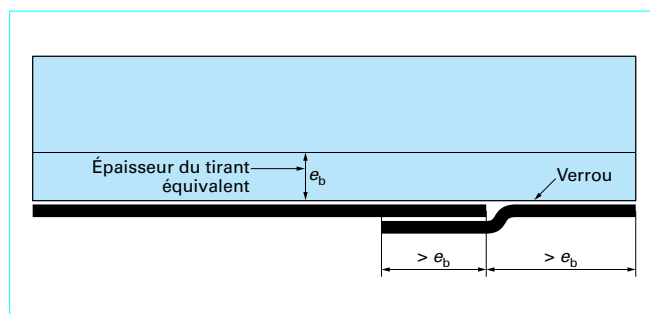


Figure 12 – Exemple de verrou dans le cas de renforcement au moment fléchissant

Par contre, le boulonnage de l'extrémité de tôle est à proscrire si l'on ne s'est pas assuré que l'effet du boulonnage est durable, ce qui est très difficile à obtenir avec un scellement classique (mécanique ou chimique).

1.3.5.5 Renforcement par collage de tissus composites

Afin de s'affranchir des difficultés liées à la mise en œuvre des tôles collées, plusieurs groupes d'industriels et de laboratoires ont entrepris des recherches portant sur l'emploi de matériaux composites. La voie la plus prometteuse semble être le renforcement des structures en béton, en acier ou en bois par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres de carbone.

■ Propriétés des fibres de carbone

Les fibres de carbone [3], fabriquées en France par SOFICAR sous licence japonaise, sont obtenues par pyrolyse de fibres organiques réticulées et orientées en atmosphère contrôlée. Elles s'utilisent essentiellement sous la forme de matériaux composites pour conférer au produit fini le meilleur des propriétés physiques, statiques et dynamiques. Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier.

Les composites issus de fibres de carbone bénéficient de caractéristiques sans équivalent et de propriétés physiques très étendues :

- grande résistance et haut module d'élasticité en traction ;
- grande résistance à la fatigue et à la déformation ;
- légèreté ;
- grande résistance à l'usure ;
- absorption des vibrations ;
- grande stabilité dimensionnelle ;
- grande stabilité thermique (le carbone est pratiquement incombustible) ;
- grande résistance à la corrosion ;
- bonnes conductivités thermique et électrique ;
- transparence aux rayons X.

Le tableau 3 résume les propriétés mécaniques des fibres de carbone et des composites à base de ces fibres, comparées à celles d'un acier de type S235.

■ Propriétés du tissu de fibres de carbone

Le TFC, du type T700, est formé d'une chaîne et d'une trame dont les sections relatives peuvent être modulées à la demande de façon à présenter une résistance anisotrope. Il est livré en rouleaux de largeur standard, soit 150 et 300 mm, prêts à l'emploi. Sa souplesse lui permet de s'appliquer sans difficulté sur des surfaces courbes telles que les colonnes cylindriques par exemple [4] ; moyennant un calepinage convenable, il peut même être utilisé sur des surfaces non développables.

D'un transport et d'une manutention faciles (il ne pèse que 800 g par mètre carré), le TFC peut être aisément découpé sur place à la forme désirée ; sa mise en œuvre n'exige qu'un échafaudage léger.

Tableau 3 – Propriétés mécaniques comparées des fibres de carbone, des composites à base de fibres et d'un acier

Propriété	Torayca T 700SC	Composites carbone (1)	Acier laminé
Densité	1,75 à 1,80	1,53	7,8
Propriétés mécaniques (sens longitudinal)			
Traction			
Contrainte de rupture ... (MPa)	3 530 à 4 900	1 400	440
Module d'élasticité (GPa)	230	105	200
Allongement à la rupture .. (%)	1,5 à 2,1	1,3	23
Compression			
Contrainte de rupture .. (MPa)	–	1 400	440
Module d'élasticité (GPa)	–	105	200
Propriétés mécaniques (sens transversal)			
Traction			
Contrainte de rupture ... (MPa)	–	80	440
Module d'élasticité..... (GPa)	–	7,8	200
Allongement à la rupture .. (%)	–	1,0	23

(1) Carbone/résine époxydique ; taux volumique de fibres : 60 %

À l'inverse des tôles d'acier, le TFC ne nécessite aucune pression de contact pendant le durcissement de la résine. Sa faible épaisseur (0,8 mm) permet son entraînement en traction par la résine durcie sans flexion parasite notable.

Le renfort à base de TFC présente aussi plusieurs avantages déterminants en service :

- insensibilité à la corrosion ;
- bonne tenue aux chocs ; collé en sous-face d'un pont-dalle, par exemple, le TFC est moins sensible que la tôle au frottement des bâches flottantes des camions passant sous l'ouvrage ;
- excellente résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamiques.

■ Propriétés de la résine de collage

L'un des avantages du procédé TFC réside aussi dans le fait que la résine est utilisée à double fin ; elle réalise à la fois l'imprégnation du tissu et son collage au support. Il en résulte, d'une part, une plus grande simplicité de mise en œuvre et, d'autre part, un fonctionnement mécanique amélioré, le renfort ne comportant qu'une seule surface de contact au lieu de deux dans le cas du collage d'une plaque rigide.

La résine peut être appliquée sur un support humide ; après mélange des deux composants, sa durée de prise et de durcissement est de quelques heures ; cette durée varie faiblement en fonction de la température. Pendant le durcissement de la résine, il n'est pas nécessaire de maintenir une pression de contact comme dans le cas des plaques rigides.

■ Procédure de mise en œuvre du TFC

Dans le cas du béton, il convient d'effectuer un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous points avec des reliefs d'impact compris entre 0,5 et 1 mm ; les dépôts de poussières et les particules non adhérentes sont éliminés par un brossage énergique. Dans le cas de l'acier, de la même façon, il convient d'éliminer les parties oxydées non adhérentes et de dégraisser la surface. Dans le cas du bois, il est nécessaire de mettre à nu le

matériau sain en éliminant par exemple les couches de peinture ou les parties contaminées après un incendie.

Une couche de résine XEP 2919 est d'abord appliquée au rouleau à poils ras de façon à atteindre un dépôt de 650 à 700 g/m². Le TFC, protégé par une feuille de polyéthylène, est ensuite appliqué. Si nécessaire, il est possible de juxtaposer plusieurs bandes bord à bord. Puis, une couche d'imprégnation de la même résine est mise en place à la spatule à raison de 700 g/m² environ. Si nécessaire, cette opération peut être renouvelée pour une deuxième couche de TFC. Enfin, une couche de fermeture, appliquée à la spatule, est constituée de la même résine additionnée d'une pâte colorante assortie au support.

■ Dimensionnement des renforts

En règle générale, le TFC est appliqué sur une structure soumise à l'action de son poids propre et des charges permanentes ; il n'est donc sollicité que par les actions variables : charges d'exploitation et, le cas échéant, climatiques.

En partie courante, le TFC subit, sous l'action de ces charges, un allongement égal à celui de son support, lui-même dicté par l'allongement de son armature, active ou passive.

Le module élastique du TFC est sensiblement égal à la moitié de celui de l'acier ; donc, à allongement égal, la contrainte qu'il subit, du fait des charges variables, est voisine de la moitié de la variation de contrainte de l'armature d'acier sous les mêmes charges ; cette variation, pour un ouvrage courant, est de l'ordre de 150 MPa au maximum, soit 10 à 15 % de la contrainte de rupture. Elle est très inférieure au seuil de fatigue du matériau.

En section courante, le TFC se comporte comme une armature supplémentaire dont il est facile de tenir compte dans une vérification en flexion en application du diagramme des trois pivots tel que proposé par l'article 6.3.3 des Règles BPEL ou l'article 4.3.1.2 de l'ENV1992-1.1 (Eurocode 2) (cf. [Doc C 4 503]).

Une bande de 300 mm de largeur en une seule couche est susceptible de mobiliser une force de 250 kN à la rupture ; on notera qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer à cette force un coefficient minorauteur comme on le fait pour une tôle collée, car la faible épaisseur du TFC et son mode d'imprégnation rendent négligeable l'effet de la flexion.

L'allongement à la rupture du matériau, compris entre 1,2 et 1,9 %, est supérieur à la limite conventionnelle de 1 % du diagramme des trois pivots, ce qui permet de prendre en compte la totalité des sections cumulées de l'armature existante et de celle de renfort. Les différents essais effectués sur poutres en béton armé confirment pleinement la validité de cette méthode simple de calcul.

L'examen des poutres après essais montre que la rupture s'amorce toujours dans la couche de béton non armé située entre l'armature inférieure et le renfort. Pour éviter des ruptures prématurées par cisaillement du béton, trois solutions sont possibles.

1 - Emploi d'un renfort d'une longueur suffisante pour que ses extrémités soient situées dans une zone où la contrainte du béton est faible ; cette solution est onéreuse et n'est pas toujours envisageable ;

2 - Découpe en sifflet de l'extrémité du plat ; cette forme en pointe, avec des pentes de l'ordre de 1/5, est directement dérivée de celle des plats de renfort soudés des structures métalliques qui rencontraient les mêmes difficultés ; elle permet d'étaler le pic de contrainte sur une longueur suffisante pour que la contrainte de rupture du béton ne soit pas atteinte ;

3 - Clouage de la bande par des goujons scellés dans la structure. Des essais de validation de cette solution sont en cours de réalisation.

Suivant la dimension des structures à renforcer et la nature des sollicitations, les solutions 2 et 3 peuvent être appliquées, séparément ou simultanément.

2. Réparation ou renforcement d'un pont métallique

2.1 Évolution historique des ponts métalliques

2.1.1 Évolution des matériaux

Depuis plus de deux siècles les matériaux métalliques utilisés dans la construction des ponts ont évolué de façon considérable tant en ce qui concerne leurs performances mécaniques qu'en ce qui concerne leurs autres qualités (ductilité, soudabilité, etc.). Très schématiquement, on peut classer les matériaux les plus utilisés en quatre familles.

■ Le fer pur ou quasi pur

Il a été utilisé occasionnellement sur certains ouvrages. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- limite élastique : $\sigma_e = 180$ MPa ;
- contrainte de rupture : $\sigma_r = 300$ MPa ;
- allongement à la rupture : $A = 30$ % ;
- très bonne résistance à la corrosion atmosphérique ;
- très bonne ductilité ;
- non soudable.

■ La fonte

Elle fut utilisée jusqu'au milieu du XIX^e siècle à cause de sa facilité de mise en œuvre sous forme de pièces moulées (les ponts en fonte s'apparentent à des ponts en maçonnerie : la pierre a été remplacée par des voussoirs moulés). Très chargées en carbone, en soufre et en phosphore, les fontes du début de XIX^e siècle étaient très fragiles, ce qui a provoqué la ruine de nombreux ouvrages. Les fontes modernes, de grande qualité, sont réservées à la mécanique et n'ont pas d'application en ouvrages d'art, à l'exception de certains organes spéciaux, appareils d'appui ou tromplages de précontrainte.

Les caractéristiques des fontes utilisées jadis dans les ouvrages d'art se situent dans les fourchettes suivantes :

- limite élastique : $50 \text{ MPa} < \sigma_e < 100 \text{ MPa}$;
- contrainte de rupture : $100 \text{ MPa} < \sigma_r < 150 \text{ MPa}$;
- allongement à la rupture : $1 \% < A < 8 \%$;
- bonne résistance à la corrosion ;
- non soudables ;
- fragiles.

■ Le fer puddlé

Forme primitive de l'acier, le fer puddlé est le principal matériau de construction métallique du XIX^e siècle (c'est le matériau de la tour Eiffel, des viaducs de Garabit, du Viar, de la plupart des charpentes des grandes gares et du Grand Palais).

Il présente en général de bonnes caractéristiques mécaniques mais son mode d'élaboration provoque souvent l'existence de plans d'inclusions pouvant occasionner des corrosions feuilletantes (la corrosion se développe suivant des plans parallèles au plan de laminage et tend à transformer une tôle en « mille-feuilles »). Souvent très chargé en carbone, en soufre et en phosphore, il est difficilement soudable et parfois fragile. Certains fers puddlés de bonne qualité s'apparentent aux aciers doux de types E24 et E28. Apparus vers 1830, il disparut définitivement au début du XX^e siècle. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- limite élastique : $200 \text{ MPa} < \sigma_e < 300 \text{ MPa}$;
- contrainte de rupture : $300 \text{ MPa} < \sigma_r < 400 \text{ MPa}$;
- allongement à la rupture : $5 \% < A < 25 \%$;
- peut être sensible à la corrosion feuilletante ;
- soudabilité à définir par essais ;
- peut être fragile.

■ Les aciers

Les véritables aciers sont apparus au milieu du XIX^e siècle grâce aux procédés d'élaboration mis au point par Bessemer, Martin et Thomas. Ils se distinguent des fers puddlés par une grande régularité dans leurs caractéristiques et, surtout, par l'élimination des impuretés et, en particulier, du phosphore.

Les progrès de la sidérurgie ont permis depuis une centaine d'années d'améliorer :

- la constance des caractéristiques ;
- les performances mécaniques ;
- la ductilité ;
- la soudabilité ;
- l'épaisseur des produits à qualité constante ;
- la diversité des nuances d'acier mises à la disposition des utilisateurs.

Depuis de nombreuses années, les aciers sont l'objet de normes qui définissent leurs caractéristiques. En pratique, seules deux grandes familles d'aciers ont été et sont encore utilisées dans la construction des ponts : les aciers doux et les aciers mi-durs.

● Apparus vers 1860, les **aciers doux** sont toujours utilisés en charpente légère et parfois dans les ouvrages d'art (surtout sous forme de profilés). Ils présentent les caractéristiques suivantes :

- limite élastique : $240 \text{ MPa} < \sigma_e < 280 \text{ MPa}$;
- contrainte de rupture : $420 \text{ MPa} < \sigma_r < 450 \text{ MPa}$;
- allongement à la rupture : $A > 23 \%$;
- assez peu sensibles à la corrosion ;
- soudables moyennant certaines précautions pour les aciers anciens ;
- ductiles.

● Apparus vers 1930, les **aciers mi-durs** sont les plus utilisés aujourd'hui dans la construction des ponts. Si leurs caractéristiques mécaniques sont restées pratiquement constantes, leur ductilité et leur soudabilité ont été considérablement améliorées au fil du temps et, surtout, à partir des années 1950 (aciers A52-S puis E36-4). Ils présentent les caractéristiques suivantes :

- limite élastique : $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$;
- contrainte de rupture : $\sigma_r = 520 \text{ MPa}$;
- allongement à la rupture : $A > 20 \%$;
- assez peu sensibles à la corrosion ;
- généralement soudables mais certaines qualités anciennes sont à la limite de la fragilité et donc non soudables.

■ Identification des matériaux

Rien ne permet à l'œil de distinguer une catégorie d'acier. Or il est fondamental, pour expliquer des désordres et pour concevoir un projet de réparation, de connaître les qualités de l'acier et ce avec le maximum de précision possible.

Il n'existe pas d'essai non destructif permettant de connaître toutes les caractéristiques du matériau. Seule la mesure de dureté permet de se faire une idée des caractéristiques mécaniques mais, en aucun cas, de la soudabilité ; elle permet, par contre, de s'assurer que c'est bien le même acier qui a été utilisé dans toutes les parties de l'ouvrage.

Dans la pratique, on procède de la manière suivante :

- on prélève quelques échantillons sur des éléments secondaires (contreventements par exemple) en prenant garde de ne pas mettre en cause la stabilité de l'ouvrage. Sur ces échantillons, on pratique les essais suivants :
 - mesure de dureté,
 - essais de traction et mesure de σ_e , σ_r et de l'allongement à la rupture,
 - essais de résilience,
 - analyse chimique ;
- on réalise des mesures de dureté sur toutes les parties de l'ouvrage pour s'assurer que les échantillons prélevés sont bien représentatifs. Il faut être particulièrement circonspect vis-à-vis des ouvrages reconstruits ou réparés pendant et juste après la Seconde

Guerre mondiale, période où, par nécessité, on a utilisé des aciers de provenances diverses (aciers de récupération, aciers allemands et d'Europe de l'Est saisis au titre des dommages de guerre).

2.1.2 Caractérisation des propriétés des matériaux

2.1.2.1 Caractéristiques mécaniques

Il est très rare que l'on puisse procéder à un nombre d'essais suffisamment grand pour permettre de définir de façon statistique des valeurs caractéristiques de σ_e comme on le fait pour les aciers modernes. Dans les cas courants, les calculs peuvent être basés sur les valeurs suivantes de la limite élastique :

- fer puddlé : $\sigma_e = 200 \text{ MPa}$;
- acier doux :
 - avant 1930 : $\sigma_e = 220 \text{ MPa}$,
 - après 1930 : $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$;
- acier mi-dur :
 - avant 1960 : $\sigma_e = 340 \text{ MPa}$,
 - après 1960 : $\sigma_e = 360 \text{ MPa}$.

2.1.2.2 Soudabilité

Il est difficile de définir de façon précise des limites permettant de considérer qu'un acier est soudable ou non (certains éléments comme le manganèse ou le nickel compensant en totalité ou en partie les inconvénients dus au soufre ou au phosphore). Les formules dites de carbone équivalent ne sont généralement pas applicables aux aciers anciens et il convient de consulter un spécialiste qui a la compétence pour déclarer un acier soudable et qui peut conseiller sur le procédé de soudage à mettre en œuvre (choix du matériau d'apport, préchauffage, etc.).

La soudabilité d'un acier dépend de sa composition chimique. Nous rappelons ci-après le rôle des principaux composants entrant dans la fabrication des aciers utilisés en charpente métallique.

Le **carbone** (C) permet d'augmenter les caractéristiques mécaniques. Une trop forte teneur ($> 0,3 \%$) rend le soudage difficile, voire très difficile (risque de fissuration) ; une teneur trop basse ($< 0,05 \%$) pose des problèmes vis-à-vis de l'exécution de la soudure.

Le **manganèse** (Mn) joue, à un degré moindre, un rôle analogue à celui du carbone. Son action est bénéfique tant vis-à-vis de la ductilité que de la soudabilité ; en se combinant avec le soufre, il en réduit la nocivité.

Le **silicium** (Si) augmente les caractéristiques mécaniques mais nuit à la soudabilité, même avec de faibles teneurs, en augmentant la trempabilité de l'acier ; une teneur de $0,5 \%$ est un maximum.

Le **phosphore** (P) augmente les caractéristiques mécaniques mais rend les aciers fragiles en réduisant l'allongement à la rupture. Il provoque des risques de fissuration sous l'effet des retraits de soudage. Sa teneur ne doit pas dépasser $0,07$ à $0,08 \%$.

Le **soufre** (S) est un élément nuisible vis-à-vis de la fragilité et de la soudabilité. Très schématiquement, on peut dire qu'il a les mêmes effets néfastes que le phosphore ; sa teneur ne doit pas dépasser $0,06$ à $0,07 \%$.

L'**azote** (N) rend le soudage difficile en fragilisant l'acier.

Le **nickel** (Ni) et le **chrome** (Cr) n'ont pas d'incidence directe sur la soudabilité mais, en améliorant la ductilité (surtout le nickel), ils réduisent les effets du retrait de soudage.

Le **vanadium** (V) et le **titane** (Ti) fixent l'azote et neutralisent ses effets nocifs. Le **molybdène** (Mo) et le **niobium** (Nb) améliorent la ténacité des aciers. Ces éléments, absents des aciers anciens, sont utilisés à très faible teneur dans les aciers modernes :

- niobium de $0,01$ à $0,06 \%$;
- molybdène et vanadium de $0,02$ à $0,1 \%$;
- titane sous forme de traces non dosables.

2.1.3 Évolution des structures

L'évolution des structures est intimement liée à celle des produits fournis par les forges et à celle des moyens d'assemblage.

La **fonte**, matériau résistant mal à la traction mais autorisant la confection de pièces moulées, permit à la fin du XVIII^e siècle et pendant la première moitié du XIX^e siècle de réaliser des ponts voûtés très proches dans leur conception des ponts en maçonnerie ; les pierres étaient remplacées par des voussoirs en fonte assemblés par boulons et parfois par tenons et mortaises. Leur grande légèreté (comparée à celle de la maçonnerie) les rendait très sensibles à tout accroissement du trafic (la contrainte de compression à vide dans les joints était trop faible pour équilibrer les contraintes de traction dues à un trafic lourd) et la plupart des ouvrages en fonte ont disparu aujourd'hui.

L'apparition du **fer puddlé** puis de l'**acier** qui résistent bien à la traction et présentent une certaine plasticité ont permis de construire des ouvrages sollicités en flexion, arcs et poutres.

L'apparition vers 1830/1840 de « fils de fer » présentant de bonnes caractéristiques mécaniques, alliée à l'impossibilité de réaliser des fondations profondes résistant aux affouillements, favorisèrent l'essor des ponts suspendus qui permettaient d'éliminer les appuis en rivière ou d'en réduire le nombre.

Le fer puddlé puis l'acier furent d'abord livrés sous forme de tôles et de profils de petites dimensions et de faibles épaisseurs, ce qui conduisit les constructeurs à concevoir des structures souvent complexes inspirées des charpentes en bois.

Dans les grandes structures, chaque barre (membrane, diagonale, montant, etc.) était composée de plusieurs tôles et/ou profils assemblés entre eux par des rivets. Cette complexité rend beaucoup de ces structures très sensibles à la corrosion, car elle favorise les accumulations d'humidité et de détritus tout en rendant difficiles et parfois impossibles les remises en peinture.

L'apparition de tôles et de profils de plus grandes dimensions a permis progressivement de remplacer les poutres en treillis par des poutres à âmes pleines.

L'apparition de la soudure peu avant la Seconde Guerre mondiale contribua grandement à la simplification des structures, ce qui eut pour conséquence de réduire leur sensibilité à la corrosion par élimination des pièges à eau et à détritus.

Enfin l'apparition de tôles de fortes épaisseurs (jusqu'à 150 mm actuellement) et de haute qualité jointe aux perfectionnements des procédés de soudage ont permis la réduction du nombre de poutres (les ouvrages à plus de deux poutres sont rares, de nos jours) et la réduction du domaine d'emploi des structures en caissons qui ne sont plus utilisées que lorsque les efforts de torsion deviennent déterminants (ponts courbes, ponts à haubans de grande portée, etc.) ou par volonté architecturale.

Les **tabliers** supportant la chaussée étaient le plus souvent constitués par un réseau de poutres associant des longerons et des pièces de pont. La chaussée s'appuyait sur les longerons par l'intermédiaire de voûtains, l'appui des voûtains se faisant soit sur la membrane supérieure soit sur la membrane inférieure des longerons ; dans ce dernier cas, les longerons et une partie des pièces de pont étaient noyés dans le remplissage situé sur et entre les voûtains. Les risques de corrosion dépendaient de la nature du matériau de remplissage (un béton de chaux qui présente un pH élevé assurait une protection efficace alors qu'un remplissage en tout-venant provoquait une corrosion rapide des longerons).

Les **voûtains** ont été remplacés, souvent, par des tôles cintrées vers le bas recouvertes d'un béton de plus ou moins bonne qualité voire, parfois, par du tout-venant. Le matériau de remplissage avait pour rôle de répartir les charges, la tôle assurant la résistance mécanique en fonctionnant en membrane. Là encore, la nature et la qualité du remplissage ont largement influé sur la résistance à la corrosion.

Les **dalles en béton armé**, apparues entre les deux guerres mondiales, ont permis de réduire le nombre des longerons puis de les supprimer et, enfin, de supprimer les pièces de pont en s'appuyant directement sur les membrures supérieures des poutres principales. Elles présentent en outre l'avantage d'être un excellent support pour recevoir une chape d'étanchéité. Après la Seconde Guerre mondiale, on a vu se développer les structures mixtes dans lesquelles la dalle participe à la flexion générale des poutres. C'est, de très loin, la technique la plus utilisée aujourd'hui.

La **dalle mixte** et la dalle **orthotrope**, qui permettent de réduire notablement le poids propre, ne sont utilisées que dans des ouvrages de grandes portées (supérieures à 150 m) ou lorsque les problèmes de manutention et de rapidité de mise en œuvre sont prépondérants (cas de viaducs métalliques démontables), leur prix de revient étant très supérieur à celui d'une dalle en béton armé.

2.2 Principales méthodes de réparation des ponts métalliques

2.2.1 Allègement des ouvrages

Les tabliers de très nombreux ouvrages anciens sont constitués de voûtains ou de tôles cintrées vers le bas et recouvertes d'une forte épaisseur de béton maigre ou de tout-venant ; ces couvertures sont lourdes (entre 8 et 10 kN/m² dans les cas courants).

Le remplacement de ces couvertures par une dalle en béton armé permet de réduire de façon notable les contraintes dans la structure. Le faible entraxe des longerons et des pièces de pont permet souvent de concevoir des dalles minces (17 à 18 cm), ce qui procure un gain de poids de 4 à 6 kN/m², soit l'équivalent de 40 à 60 % de la charge d'exploitation routière pour une travée isostatique de 30 m de portée. Outre le gain de poids, la mise en place d'une dalle en béton armé facilite la mise en œuvre d'une chape d'étanchéité et la réalisation d'un drainage correct. Dans le cas où les membrures supérieures des longerons et des pièces de pont ne sont pas dans un même plan, il est possible de prévoir une retombée de béton au-dessus des longerons ou, ce qui est mieux mais plus cher, de rehausser les longerons à l'aide d'un profilé afin d'assurer la continuité des membrures supérieures au croisement avec les pièces de pont.

La mise en place d'une dalle mixte bien adaptée aux structures anciennes qui présentent un maillage souvent serré de pièces de pont et de longerons permet de gagner environ 1,0 à 1,5 kN/m² de plus mais son prix, très élevé, est rédhibitoire dans la plupart des cas.

La dalle orthotrope, encore plus légère, est difficile à mettre en œuvre car elle impose de disposer sur les pièces de pont un profilé reconstitué permettant d'offrir un support correct pour les augets. Le prix d'une telle solution est encore supérieur à celui de la dalle mixte, ce qui limite son domaine d'emploi à des cas très particuliers.

Il est évident que, lorsqu'on procède au remplacement de la couverture existante par une plus légère, il faut profiter de la période pendant laquelle la charpente ne supporte que son poids propre pour procéder aux réparations et aux renforcements des éléments endommagés ou insuffisants.

2.2.2 Connexion des hourdis

Lorsque l'on est amené à reconstruire le hourdis d'un ouvrage, on a tout intérêt à le connecter à la charpente métallique (pièces de ponts, longerons ou poutres principales).

La réduction des contraintes due à la connexion du hourdis est très appréciable. À titre d'illustration, la figure 13 représente les diagrammes de contraintes sous le même moment dans une pièce de pont avant et après connexion d'une portion de hourdis d'un mètre de largeur et de 20 cm d'épaisseur.

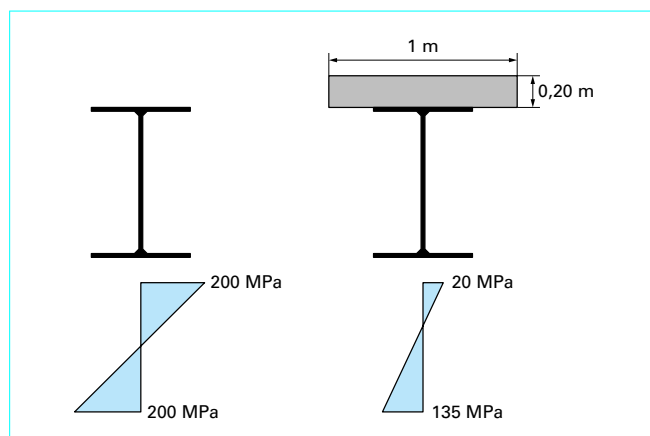


Figure 13 – Connexion des hourdis

2.2.3 Remplacement d'éléments endommagés

De très nombreux ouvrages sont constitués par des structures triangulées intérieurement hyperstatiques et il est souvent possible de démonter une barre (diagonale ou montant) sans mettre en cause la stabilité de l'ouvrage sous poids propre. Si l'on se contente de démonter une barre et de la remplacer sans précautions particulières, il est évident que la barre neuve ne participera pas à la résistance de l'ouvrage sous l'effet des charges permanentes. Il convient donc de mettre en place un dispositif provisoire capable d'équilibrer les efforts existant dans la barre à remplacer.

Dans le cas d'un élément tendu, ce dispositif peut être facilement réalisé à l'aide de barres de précontrainte.

Dans le cas d'un élément comprimé, on peut imaginer un dispositif similaire composé de butons et de vérins mais un tel système est encombrant et plus difficile à ancrer en ses extrémités.

Dans le cas de structures intérieurement hyperstatiques, il est possible d'annuler les efforts dans un élément comprimé en agissant sur l'élément (ou les éléments) tendu(s) correspondant(s). Mais il n'est pas toujours facile de connaître avec précision l'effort exact existant dans cet élément. Pour compenser le manque d'informations, on peut procéder de la manière suivante :

- mise en charge du dispositif provisoire à l'effort donné par le calcul ;
- réalisation d'un repère d'alignement de l'élément et de son gousset d'attache (un simple trait de scie suffit dans la plupart des cas) ;
- élimination des rivets d'attache de l'élément sur son gousset et de tout élément pouvant gêner un mouvement relatif ;
- vérification qu'il n'y a pas eu de mouvement relatif élément-gousset, sinon ajustement de l'effort dans le dispositif provisoire de manière à réaligner le repère.

En appliquant les mêmes principes, mais avec un peu plus de précautions, il est possible de remplacer des goussets d'attache de barres.

Afin de limiter les contraintes dues au retrait de soudage, on ne mettra en place les rivets voisins du joint qu'après réalisation de la soudure. Si cela n'est pas possible, on remplacera la soudure par une éclisse rivée ou boulonnée.

2.2.4 Ajout de matière

Il est facile de renforcer une structure métallique en augmentant la section de ses éléments les plus faibles par ajout d'un profilé ou d'une tôle. Cette facilité ne doit pas faire oublier les précautions à prendre pour réaliser un tel renforcement.

Si l'on excepte certains cas particuliers où les efforts dus au poids propre sont nuls ou très faibles (ponts suspendus et viaduc métalliques démontables, par exemple), il convient de soulager les efforts dans la structure lors du renforcement de sorte que ce dernier reprenne, au moins partiellement, les efforts dus au poids propre. Pour ce faire, trois méthodes sont couramment utilisées :

- installation de l'ouvrage sur appuis provisoires. Mais cette méthode, simple et efficace, n'est que rarement envisageable pour d'évidentes raisons de site ;
- mise en œuvre d'une précontrainte provisoire. Lorsqu'il s'agit de renforcer une diagonale ou un montant, l'installation et l'ancrage de barres de précontrainte ne pose pas de problèmes majeurs dans les cas courants. Lorsqu'il s'agit de renforcer une membrure de poutre, l'ancrage des barres ou des câbles de précontrainte pose des problèmes technologiques (difficulté pour ancrer un effort concentré en partie courante d'une membrure, problèmes d'encombrement aux abouts de l'ouvrage) ;
- recours aux dénivellations d'appuis : cette méthode, facile à mettre en œuvre dans de nombreux cas, voit son domaine d'application limité par la résistance des sections sollicitées par les transferts d'efforts.

L'augmentation des sections des membrures modifie la rigidité et la loi d'inertie de la structure, ce qui provoque une modification de la courbe des moments fléchissants et il convient d'en tenir compte dans le calcul.

Il ne faut pas oublier de vérifier et, éventuellement, de renforcer les goussets d'attache.

Il est inutile de prévoir des renforts en acier à haute limite élastique, les contraintes à ne pas dépasser en service normal étant limitées par la qualité des aciers en place. Il convient au contraire de choisir des aciers types Fe 360 D ou Fe 430 D (correspondant aux anciens E 24-4 et E 28-4) qui présentent un grand palier plastique et une très bonne soudabilité.

Nota : les aciers types Fe 360 D ou Fe 430 D répondent aux caractéristiques de la norme NF EN 10025. Si l'on se réfère à la norme européenne transposée NF EN 10027-1, qui traite spécifiquement de la désignation des aciers, les notations sont les suivantes : S235 J2G1/G2 et S275 J2G1/G2 (cf. [Doc C 4 503]).

En ce qui concerne les dispositions constructives, il faut :

- a) éviter les concentrations de contraintes et les efforts parasites en délaissant les extrémités des pièces de renfort, en meulant les extrémités des cordons de soudure, en réalisant l'attache des pièces de renfort dans des zones où l'effort est aussi faible que possible, en respectant le tracé des lignes d'épures, etc. ;
- b) éviter de créer des « pièges à eau » ; cette exigence est parfois en contradiction avec le maintien de la position des centres de gravité.

Dans de nombreux cas, la résistance d'une barre (diagonale ou membrure) est bornée non par sa limite élastique mais par sa contrainte critique de flambement. Dans un tel cas, le problème est simplifié puisqu'il n'est nécessaire ni d'annuler (ou de réduire) les contraintes à vide, ni d'assurer l'attache du renfort aux extrémités de la barre. Il convient toutefois de prendre les précautions élémentaires suivantes :

- éviter que le renfort constitue un piège à eau ;
- maintenir la position des centres de gravité ;
- empêcher les concentrations de contraintes en évitant les changements de section trop brutaux ;
- tenir compte de la nouvelle loi d'inertie dans le cas du renforcement d'une membrure.

2.2.5 Dénivellations d'appuis

Une dénivellation d'appuis ne constitue pas un renforcement au sens strict puisqu'elle ne fait que transférer des efforts d'une section à une autre. Elle peut cependant être utilisée dans les deux cas suivants :

- a) la résistance de la structure n'est pas répartie selon la courbe des efforts, certaines zones étant surdimensionnées par rapport à

d'autres ; une dénivellation peut permettre d'adapter la courbe des efforts à la résistance effective de la structure ;

b) la réalisation d'un renforcement peut s'avérer beaucoup plus difficile à réaliser dans certaines zones de la structure que dans d'autres (le renforcement des membrures inférieures sur appuis est souvent très difficile à mettre en œuvre). On peut donc avoir intérêt à transférer des efforts dans les zones où le renforcement est facile à réaliser. Dans le cas d'un ouvrage à trois travées, le phasage des travaux peut être le suivant :

- dénivellation d_1 vers le haut sur les piles de manière à soulager au maximum les sections en travée en amenant les sections sur pile au maximum de ce qu'elles peuvent supporter ;
- renforcement des sections en travée et, éventuellement, des diagonales au voisinage des culées ;
- dénivellation d_2 vers le bas sur les piles ($|d_2| > |d_1|$) de manière à homogénéiser les contraintes sur l'ensemble de la structure.

2.2.6 Utilisation de la soudure, des boulons HR, des rivetons et des rivets

Ces modes d'assemblage fonctionnent selon des principes très différents :

- la soudure reconstitue, en principe, la continuité de la matière ;
- les boulons HR et les rivetons transmettent les efforts par frottement (la différence entre boulons HR et rivetons tient au mode de mise en œuvre, le riveton, plus onéreux, étant mis en traction à l'aide d'un vérin qui refoule une bague de blocage sur une tige crantée) ;
- les rivets fonctionnent par cisaillement.

Il est donc illusoire de vouloir associer deux de ces moyens pour transmettre un même effort. Remplacer un rivet endommagé par un boulon HR ou un riveton n'apporte quasiment rien à la résistance d'un assemblage ; le seul mérite d'une telle pratique est d'empêcher la corrosion de se développer au droit du trou à l'interface des deux tôles.

Par souci d'homogénéité, il paraît souhaitable d'utiliser des rivets pour réparer ou renforcer les structures anciennes, mais le prix peut être un obstacle à leur utilisation.

La soudure est, en théorie, le moyen le plus souple et le plus efficace pour réparer ou renforcer un ouvrage. Son utilisation pose cependant des problèmes parfois difficiles à résoudre :

- il est rare de trouver un acier ancien dont la soudabilité soit équivalente à celle des aciers modernes. Avant de décider de réparer par soudage il convient de prendre l'avis d'un spécialiste ;
- les soudures étant réalisées in situ et en position, l'utilisation de certaines techniques de soudage est exclue (soudage sous flux solide, par exemple). Dans la plupart des cas, le soudage à la baguette à enrobage basique, à basse limite élastique et à bas hydrogène, s'avère être le moyen le mieux adapté ;
- le dessin des pièces de renfort doit être réalisé de manière à faciliter l'exécution des soudures et à éliminer, ou au moins réduire le plus possible, les concentrations de contraintes ;
- la section des cordons doit être réduite au strict nécessaire ;
- l'ordre de réalisation des différents cordons doit être étudié de façon à réduire à une valeur minimale les contraintes dues au retrait des soudures ;
- les surfaces à souder doivent être soigneusement meulées afin d'éliminer toutes traces de calamine, de rouille, de peinture ou de graisse ;
- les zones à souder doivent être protégées des intempéries (pluie, vent) et les opérations de soudage doivent être interrompues si la température descend au-dessous de $+5\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- chaque fois que cela est possible, on a intérêt à préchauffer les pièces à souder. Si une telle opération ne peut pas être réalisée, on peut se contenter de « *dégourdir* » l'acier à l'aide d'un chalumeau en prenant garde aux risques de déformation des divers éléments ;

- il convient d'éliminer tous les défauts susceptibles d'engendrer des concentrations de contraintes (caniveaux, criques, etc.) ;
- il faut meuler ou, mieux, éliminer toutes les extrémités des cordons (utilisation de tôles martyres chaque fois que cela est possible) ;
- à défaut de pouvoir réaliser un détensionnement thermique, on peut procéder au martelage des cordons sous réserve que l'acier en place ne présente pas un caractère fragile ;
- dans le cas du fer puddlé, il faut éviter toute soudure susceptible d'engendrer des efforts perpendiculaires au plan de laminage (risque de décollements lamellaires suivant les plans d'inclusions).

2.2.7 Dispositions à prendre pour éviter ou limiter la corrosion

La lutte contre la corrosion repose sur quelques principes très simples, détaillés ci-après.

2.2.7.1 Empêcher l'eau de venir au contact de l'acier

Il s'agit, en premier lieu, de réaliser une chape d'étanchéité. Or, une chape ne peut être efficace que si elle dispose d'un support convenable. Il est donc nécessaire d'éliminer tous les matériaux de mauvaise qualité qui reposent sur les voûtains ou sur des tôles cintrées, et de les remplacer par un béton légèrement armé pour limiter l'ouverture des fissures de retrait.

Il faut empêcher le ruissellement des eaux des gargouilles sur les membrures inférieures des poutres et celui des eaux traversant les joints de chaussées aux abouts des tabliers.

Il faut empêcher l'eau de pénétrer dans des interstices inaccessibles à la mise en peinture en les étanchant soit à l'aide d'un mastic, soit, dans les cas exceptionnels, en enfilant une fourrure que l'on soude sur les tôles ou les profilés en place.

Il faut empêcher les accumulations de poussières et de débris qui retiennent l'humidité et favorisent la corrosion. Dans le cas d'une membrure en forme de U, par exemple, il y a lieu de mettre en place des tôles de couverture amovibles pour empêcher la pénétration des poussières. Il peut être utile de disposer, en limite de trottoir, une murette ou des panneaux pour empêcher les projections des poussières, des eaux de pluie et surtout des sels antiverglas sur les poutres métalliques.

2.2.7.2 Favoriser l'évacuation de l'eau et de l'humidité

Il s'agit d'abord de faciliter la ventilation de la structure en supprimant tout élément non structural susceptible d'empêcher la circulation de l'air. Il s'agit ensuite de créer des exutoires pour drainer les eaux d'infiltration hors de l'ouvrage (gouttières sous les joints de chaussée, gargouilles prolongées jusqu'au-dessous des membrures inférieures, trous percés dans les tôles de fond des membrures en U ouvertes vers le haut, etc.).

2.2.7.3 Entretenir les ouvrages régulièrement

L'entretien ne consiste pas seulement à refaire une peinture tous les vingt ans mais à « *faire le ménage* » une fois par an ou tous les deux ans. Par « *faire le ménage* », nous entendons : déboucher les gargouilles, nettoyer les caniveaux, éliminer les accumulations de poussières (un lavage de la charpente à l'eau sous pression est une très bonne méthode d'entretien), procéder à des retouches locales de peinture, etc.

2.2.7.4 Faire en sorte que « le remède ne soit pas pire que le mal »

Il arrive trop souvent que des techniques mal adaptées aggravent la situation existante ou bien éliminent une cause de désordre en en provoquant une autre. À titre d'exemple, on peut citer des retouches de peinture effectuées avec un produit incompatible avec la pein-

ture existante, ou le cas d'une membrure en U ouverte vers le haut qui a été remplie de béton pour empêcher la corrosion : le béton, de très bonne qualité, a très bien joué son rôle vis-à-vis de la membrure ; mais les montants et les diagonales étaient constitués chacun de deux U face à face rivés à l'intérieur de la membrure, et l'eau s'est accumulée à l'intérieur de ces U à la surface du béton, ce qui a provoqué leur corrosion au point de les percer (figure 14). Non seulement le béton a provoqué la corrosion des montants et des diagonales mais, en outre, sa présence a considérablement gêné la réparation en empêchant le démontage des barres endommagées.

2.2.8 Cas particulier de la suspension des ponts à câbles

S'il est un point singulièrement négligé au cours des dernières décennies, c'est bien celui de la prévision des opérations d'inspection et de réparation de la suspension des ponts à câbles. Concernant des éléments sensibles et aussi complexes que les câbles de suspension, il est en effet fondamental de pouvoir disposer d'une accessibilité complète à l'ensemble du câble, de son tracé et de ses points critiques en vue de s'assurer périodiquement de son intégrité. Il est non moins important de pouvoir réaliser correctement les opérations d'entretien et les réparations éventuelles.

L'opération curative la plus courante consiste, pour les câbles monotorons, en la réfection de la protection contre la corrosion. Il est cependant essentiel de garder en mémoire l'un des facteurs principaux de choix des produits à mettre en œuvre : la compatibilité avec les produits existants.

En complément des opérations touchant directement aux câbles, il peut être nécessaire d'améliorer (ou de créer) l'aération des chambres d'ancrage, lorsque celles-ci favorisent par trop la condensation

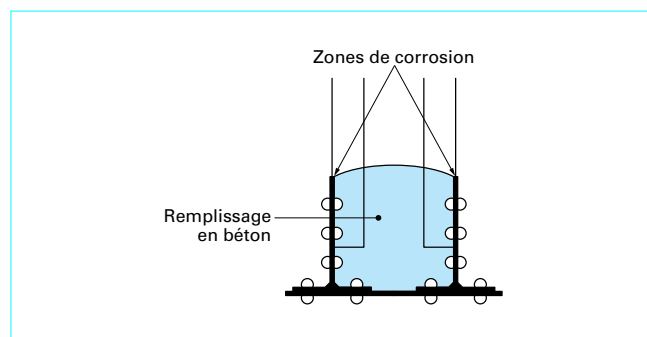


Figure 14 – Exemple de disposition favorisant la corrosion

et la rétention d'humidité. On y parvient en pratiquant des ouvertures largement dimensionnées et suffisamment décalées en hauteur pour entraîner un courant d'air permanent. Lorsque ce type d'opération n'est pas possible (chambres complètement enterrées, présence d'eau, etc.), il faut avoir recours au comblement, avec raccourcissement des câbles et report des ancrages à l'air libre.

Lorsque les désordres affectent une grande longueur d'un ou des câbles de suspension, il n'est d'autre solution que le remplacement, partiel ou total, de celle-ci. L'opération est plus ou moins complexe selon la conception de l'ouvrage ; elle est largement facilitée pour la dernière génération des ponts haubanés où les câbles sont de plus en plus fréquemment indépendants les uns des autres. Partiel ou total, le changement de suspension d'un pont suspendu ou haubané est une opération délicate, qui ne s'improvise pas.