

Projet de renforcement ou de réparation d'un pont Par armatures additionnelles

par **Daniel POINEAU**

*Ingénieur divisionnaire des Travaux Publics de l'État – Ex-Directeur technique à la Division des Grands Ouvrages du Sétra
Professeur à l'École nationale des Travaux Publics de l'État, à l'École spéciale des Travaux Publics et à l'École supérieure des ingénieurs des Travaux de la construction
Consultant*

et **Jean-Armand CALGARO**

*Ingénieur général des Ponts et Chaussées
Membre permanent du Conseil général de l'Environnement et du Développement Durable
Professeur au Centre des Hautes Études de la Construction*

Cette édition est une mise à jour de l'article de Roger LACROIX et Jean Armand CALGARO, intitulé Projet de renforcement ou de réparation d'un pont, paru en 1999.

1. Ajout de forces par armatures de précontrainte additionnelle et/ou déformations imposées	C 7 805 – 2
1.1 Contexte.....	— 2
1.2 Renforcement des ouvrages en flexion	— 2
1.3 Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant	— 4
1.4 Réparations des autres types de défauts	— 4
2. Ajout d'armatures passives	— 5
2.1 Ajout d'armatures de béton armé.....	— 6
2.2 Ajout de tôles métalliques collées.....	— 6
2.2.1 Technologie	— 6
2.2.2 Dimensionnement vis-à-vis de la flexion	— 7
2.3 Ajout de matériaux composites collés	— 8
2.3.1 Que sont les matériaux composites.....	— 8
2.3.2 Comportement d'une poutre renforcée par composite.....	— 10
2.3.3 Procédure de mise en œuvre d'un renfort en composite	— 11
Pour en savoir plus.....	Doc. C 7 803

Ce dossier fait suite aux articles traitant de « Pathologie et évaluation des ponts existants » [C 7 402], [C 7 403] et [C 7 404]. De ce fait, il s'adresse aux mêmes lecteurs.

Un pont existant a été conçu pour assurer un certain service. Or, à cause d'erreurs de conception et/ou d'exécution, du vieillissement de ses matériaux, des attaques de l'environnement, de l'agressivité du trafic, d'actions accidentelles, etc., ce pont peut présenter des désordres et ne plus assurer le service prévu. Il faut donc le réparer, voire le remplacer.

Dans certains cas, la capacité portante et la géométrie d'un pont existant ne sont plus adaptées aux nouveaux besoins qui se font jour du fait de l'augmentation du trafic et des charges. Il faut donc permettre à l'ouvrage de remplir ces nouveaux services, ce qui impose, dans la majeure partie des cas, de le renforcer.

Dans le 1^{er} volet de ce dossier, [C 7 803], on abordait les questions de « méthodologie », tandis que le deuxième, [C 7 804], était consacré aux réparations et protection du béton et des armatures.

Ici, est traité la question de l'utilisation des armatures additionnelles.

Le suivant et dernier volet, [C 7 806], traite des méthodes de répartition et de renforcement des ponts métalliques.

Enfin, le lecteur est invité à se reporter aux détails – entre autres bibliographies et normalisation – figurant dans le Pour en savoir plus [Doc. C 7 803].

1. Ajout de forces par armatures de précontrainte additionnelle et/ou déformations imposées

1.1 Contexte

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 leur permettre de retrouver ou d'augmenter leur capacité portante ou d'en prolonger leur durée d'exploitation.

■ La **précontrainte additionnelle** est, en général, extérieure. Ce n'est que pour des précontraintes courtes ou 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 éventuelles fissures par injection avec un produit rigide 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, sauf sous poids propre, 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 démontable pour pouvoir être facilement remplacée en cas de défaillance.

■ L'ajout de forces par déformations imposées peut être utilisé :

- avant la mise en tension de la précontrainte additionnelle, pour reconstituer l'intégrité des sections fissurées en comprimant les fissures injectées, cela permet d'obtenir une répartition des contraintes apportées par la précontrainte additionnelle conforme aux calculs (l'enlèvement de charges placées sur le tablier avant l'injection des fissures permet d'obtenir les mêmes résultats) ;
- pour régler, en plusieurs fois, les réactions d'appui, donc les sollicitations dans le tablier, de façon à ce que ces sollicitations soient quasiment identiques à celles données par le calcul. Il est ensuite possible de mettre en tension la précontrainte additionnelle.

Exemple : cette technique a été utilisée au pont de Champigny-sur-Yonne pour lequel les diverses modélisations du tablier n'avaient pas permis de retrouver le comportement de la structure à cause d'une redistribution des efforts dans la structure créée par l'importante fissuration qui s'était développée dans cet ouvrage.

L'évolution des réactions d'appui de cet ouvrage étant suivie par des pesées régulières, l'apparition des premières fissures avait marqué le début des distorsions entre le modèle de calcul et le fonctionnement réel du tablier. Le réglage des réactions s'est étalé sur près d'une année car il n'était pas possible, sans créer des sollicitations excessives dans la structure, de faire une seule dénivellation.

1.2 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 d'autant que les pertes par frottement restent modérées. Cependant, un tracé polygonal oblige à construire des déviateurs intermédiaires, ce qui surenchérit le coût de la réparation ou du renforcement.

Il est à noter que, dans un projet de réparation et ou de renforcement, l'optimisation de la précontrainte n'est pas le critère principal de conception.

Par **exemple**, l'accès du personnel, des matériaux et du matériel à l'intérieur d'une poutre-caisson étant difficile, il faut donc rechercher un câblage qui va permettre de minimiser les déplacements et les transports, cela conduit souvent à construire les massifs d'ancrage aux extrémités du tablier, car il y a souvent des trappes d'accès et, de plus, les efforts d'entraînement à l'arrière des massifs d'ancrage restent modérés.

La mise en place de massifs d'ancrage intermédiaires, accrochés sur les âmes, oblige souvent à des renforcements locaux coûteux car le ferrailage de celles-ci ne permet pas d'équilibrer les efforts locaux qui s'y développent.

La figure 1 montre trois solutions de renforcement :

- un câblage croisé optimisé (figure 1a) ;
- un câblage droit (figure 1b) ;
- un câblage polygonal surabondant dans les travées de rive (figure 1c).

La seconde solution et la troisième, plus simples d'exécution, sont probablement les moins coûteuses. Le trop grand nombre de câbles à accrocher de la seconde solution et l'amélioration de la

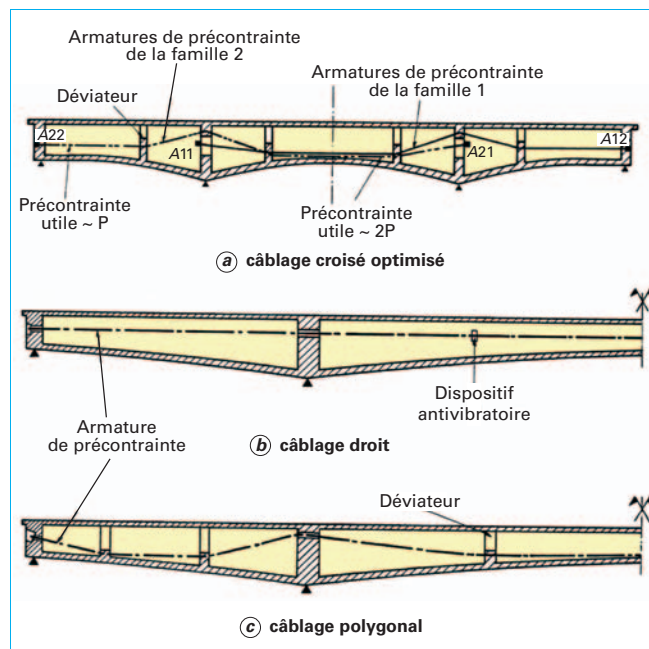


Figure 1 – Trois solutions de précontrainte additionnelle

résistance à l'effort tranchant peuvent faire pencher le choix vers le câblage polygonal.

En conclusion : il faut pousser les études d'un projet de réparation et de renforcement par précontrainte supplémentaire jusqu'aux détails, comme la diffusion des efforts en 3D dans les massifs d'ancrage et l'attache de ceux-ci sur la structure, pour pouvoir détecter les points délicats et déterminer la solution optimale. Cela évite de découvrir, en cours de travaux, que des études et des travaux supplémentaires sont à réaliser...

■ 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 ;
- sur des éléments rapportés (figure 2).

La solution de la figure 2b oblige à un réaménagement coûteux de la culée, avec l'obligation probable de couper l'ouvrage à la circulation pendant les travaux correspondants. Il est préférable d'implanter les massifs d'ancrage en avant de l'entretoise d'about et avec un système de tirants-butons.

Quand il n'est pas possible, techniquement, 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. Ce

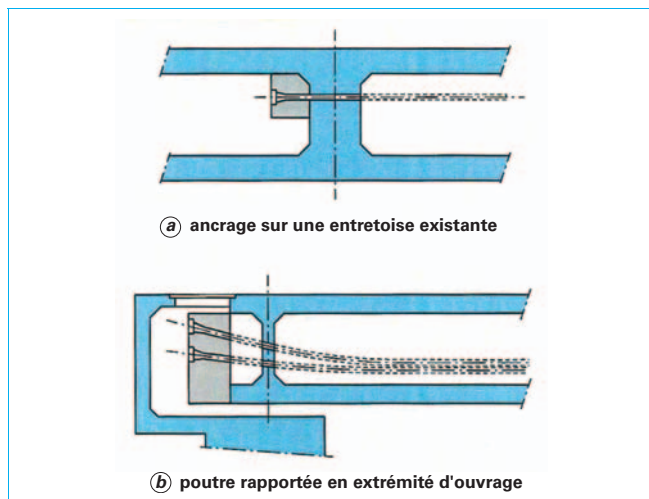


Figure 2 – Ancrage des câbles

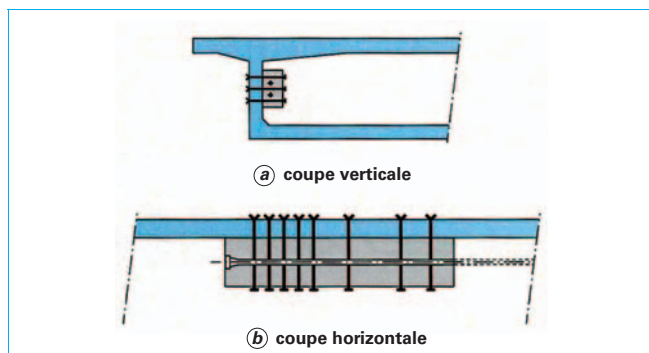


Figure 3 – Bossage cloué sur une âme

sont des pièces rapportées s'appuyant sur une entretoise intermédiaire, des « bossages » solidarisés aux âmes de la structure (figure 3), des entretoises nouvelles.

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-butons. Si ces derniers sont en béton, il faut prévoir de compenser les effets du retrait, du raccourcissement élastique, et du fluage ultérieur à l'aide de vérins plats (figure 4). Des tirants-butons métalliques simplifient nettement la conception (figure 5).

■ Déviation et maintien des câbles

Pour dévier un câble dans une entretoise existante (figure 6) on scelle un tube métallique protégé contre la corrosion et cintré 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

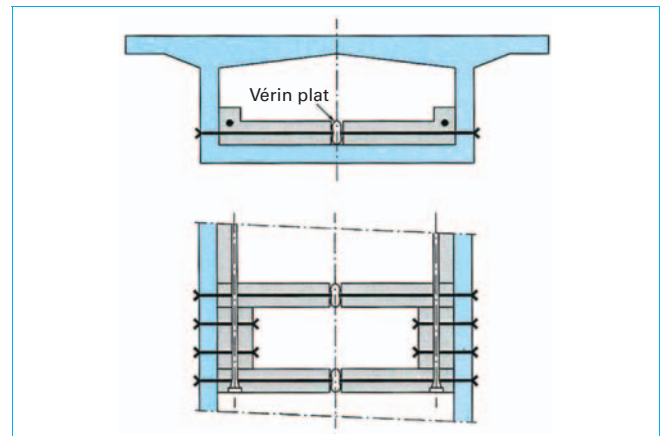


Figure 4 – Compensation des déformations par vérins plats d'un buton rapporté



Figure 5 – Massifs d'ancrage avec des tirants-butons métalliques (Crédit D. Poineau)

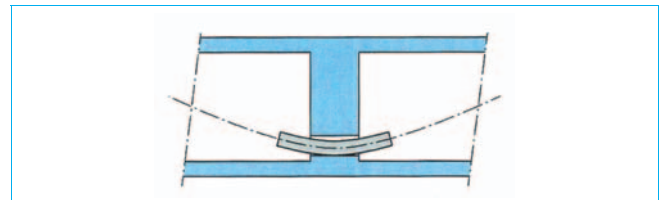


Figure 6 – Déviateur dans une entretoise existante ou rapportée

sont importants, il n'y a guère d'autre solution que de confectionner une nouvelle entree dans laquelle on place également un tube cintré (figure 6).

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 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 supplémentaire 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 7 montre deux dispositions possibles, étant entendu que la première suppose qu'il est possible de forer un trou dans l'axe ou très proche de l'axe de l'âme sans risquer de couper les armatures de précontrainte longitudinales existantes. La présence d'armatures longitudinales dans l'âme rend cette solution d'exécution très délicate.

En tout état de cause, le renforcement par étriers actifs est une opération difficile qui exige une analyse fine des contraintes. Diverses indications à ce sujet sont données dans la référence [10].

1.4 Réparations des autres types de défauts

■ En règle générale, les **fissures de diffusion**, traversantes mais très fines et qui ne sont pas sollicitées par les cisaillements dus à l'effort tranchant, ne présentent aucun danger sur le plan structurel. Pour limiter les risques de corrosion, 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 et peuvent marquer une insuffisance de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant : on peut les traiter alors à l'aide d'étriers actifs.

Enfin, les contraintes d'éclatement qui se développent à l'avant de l'ancrage d'un câble peuvent, dans certains cas, provoquer un fendage, parfois irréparable, dans le plan d'une paroi (figure 8).

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

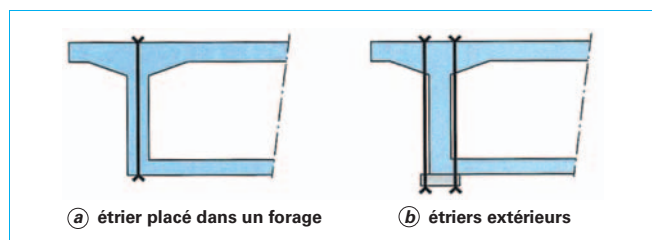


Figure 7 – Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant

tractions dues à la flexion peuvent se combiner à celles dues à l'entraînement et rendre les fissures fortement actives.

■ Les **poussées au vide** qui sont 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 ferrailage d'acier doux.

En général, il n'est pas nécessaire de détendre le câble sauf si la zone touchée est trop importante et que l'enrobage nécessaire de l'armature ne pourra être respecté.

• 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 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, pouvant être adoptées individuellement, ou combinées entre elles.

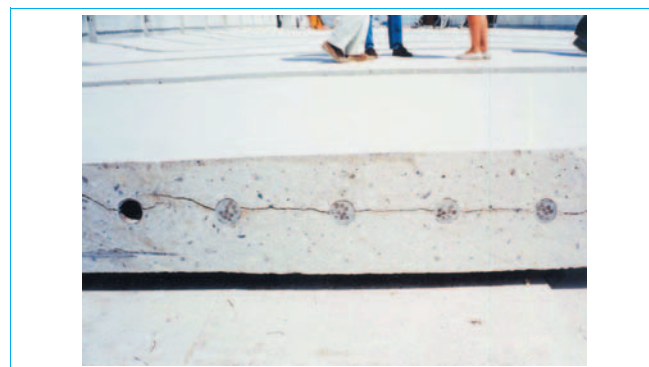


Figure 8 – Fendage de diffusion dans un hourdis (Crédit D. Poineau)

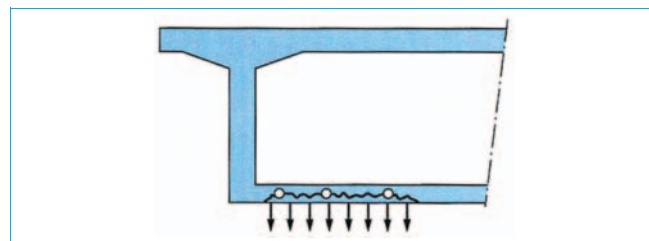


Figure 9 – Effets de la poussée au vide

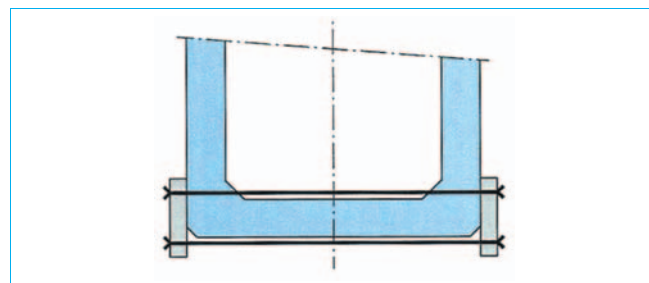


Figure 10 – Précontrainte transversale du hourdis inférieur

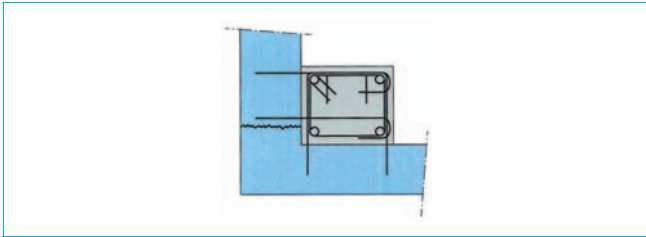


Figure 11 – Gousset de renfort

Tableau 1 – Coefficient de glissement et rapport minimal N/P pour différents types de bossages		
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	2
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	0,5	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

• **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 liaisonner 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 précontraintes verticale et transversale, en s'appuyant sur des solutions voisines de celles qui ont été citées en [10] ;
- des renforts locaux, tels que des goussets solidarités par étriers passifs, eux-mêmes associés, ou non, à une précontrainte complémentaire (figure 11).

■ Aspects particuliers du dimensionnement des ancrages de précontrainte additionnelle

Pour des raisons de sécurité, il est parfois nécessaire de limiter l'effort de traction à la mise en tension à 75 % de la force de rupture garantie sinon on applique les limites des règles relatives aux ouvrages neufs.

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 1 fournit quelques ordres de grandeur de f et du rapport minimal N/P , dans un certain nombre de cas. Le document [10] fournit les formules permettant d'effectuer les calculs.

■ Protection de la précontrainte additionnelle

Les armatures de précontrainte les plus utilisées sont des câbles toronnés pour le renfort longitudinal et des 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. Les armatures revêtues en usine d'une protection par résine époxydique pour les raisons exposées dans le § 3.4 du [C 7 804] ne paraissent pas présenter une durabilité garantie vis-à-vis de la corrosion.

• L'injection des câbles avec des **coulis de type « retardé »** a été utilisée pour la précontrainte extérieure pendant de nombreuses années, mais des corrosions ont été constatées et, même, la rupture de certains câbles. Ces désordres ont nécessité le **remplacement de la précontrainte extérieure** dans les ponts concernés. Le problème venait d'une décantation du coulis à cause d'une incompatibilité entre le ciment et certains adjuvants. Depuis, des recherches ont été faites pour mettre au point le coulis stable qui existe. Cependant, pour limiter les risques d'accident en cas de rupture accidentelle d'une armature et, comme il peut être nécessaire de démonter et de remplacer une armature de précontrainte extérieure. **Actuellement les conduits de précontrainte extérieure sont injectés avec des cires pétrolières.** Cette technique évite, lors de la rupture ou de la coupe de l'armature, la libération de toute l'énergie accumulée dans celle-ci au moment de sa mise en tension. Cette injection supprime toute adhérence entre l'armature et le conduit, et la coupe peut se faire, toron par toron, donc avec une faible libération d'énergie.

• **Un type de protection très efficace, basée sur un procédé qui a fait l'objet d'un brevet**, peut aussi être utilisé. Dans ce système, la mise en œuvre de l'armature et de sa protection passe par les phases suivantes :

- la gaine de polyéthylène à haute densité (PEHD) vide, est fixée à son emplacement définitif ;
- les torons, du type gainés-protégés par de la graisse ou de la cire, sont enfilés dans le conduit en PEHD ;
- le vide entre toron et gaine est injecté au coulis de ciment classique, alors que les torons sont très légèrement tendus pour éviter une trop grande déformation du conduit en PEHD, lequel est posé sur des supports provisoires ;
- 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.

2. Ajout d'armatures passives

Le renforcement des ouvrages en béton peut faire appel, d'une part, à des armatures de béton armé (en acier ou en matériaux composites) qui sont intégrées dans le béton de la structure (**armatures passives internes**) et, d'autre part, à des armatures passives (tôles métalliques ou plats et tissus en matériaux composites) collées à la surface du béton (**armatures passives extérieures**).

2.1 Ajout d'armatures de béton armé

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 où les longueurs de recouvrement sont insuffisantes, il est alors possible de souder les nouvelles armatures sur les barres existantes, à condition que la soudabilité de ces dernières 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.

■ Le scellement des connecteurs dans le béton support, qui servent d'armatures de couture, est assuré de façon pratique à l'aide d'un produit de scellement. La norme NF EN 1504-6, relative à l'ancrage des barres d'acier d'armature fixe les exigences sur les produits et systèmes de scellement. La longueur d'ancrage des connecteurs (au minimum 15 fois celui de la barre dans un trou dont le diamètre est au moins égal à deux fois le diamètre de la barre) peut être calculée par les formules du fascicule de documentation FD P 18-823.

Attention, ces formules ne prennent pas en compte les caractéristiques mécaniques du béton de base. Il faut s'assurer, par exemple, *via* des essais d'extraction de barres scellées, que le béton de la structure peut accepter sans risque les scellements.

■ En cas de recours à du béton projeté, et si le projet nécessite de superposer plusieurs lits d'armatures ou plusieurs treillis, il faut éviter de :

- poser toutes les armatures avant la projection mais les mettre en place après enrobage de la nappe précédente ;
- regrouper les barres par paquets mais 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 nuisibles à l'adhérence des aciers ;
- de provoquer une décohésion du béton projeté par la mise en vibration des armatures sous l'effet de la projection. Il suffit de les fixer par un nombre suffisant de points (4 points au mètre carré pour du treillis soudé).

2.2 Ajout de tôles métalliques collées

2.2.1 Technologie

La technique des tôles collées, utilisée dès le début des années 1960 [10] 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. Les nouvelles techniques utilisant des matériaux composites (plaques et tissus à base de fibres enrobées dans une matrice à base de résines) ont, depuis la fin du 20^e siècle, quasiment fait disparaître les renforcements par tôles collées. Il faut cependant savoir comment dimensionner et mettre en œuvre les tôles collées, car des structures ainsi réparées existent et ont parfois besoin de travaux d'entretien (dans les années 1960 la méthode de dimensionnement était plus rustique que la méthode exposée en suivant [10]).

La technique 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 (voir dans le § 2.3.3 la partie consacrée à la préparation de la surface du béton) ayant pour but d'éliminer toutes les parties peu adhérentes et de supprimer les imperfections locales afin de la rendre la plus plane possible. Il faut supprimer les balèvres par meulage et les ondulations ne doivent pas dépasser ± 5 mm à la règle de 4 m. De plus, la cohésion de la surface du béton, mesurée par un essai d'arrachement dérivé de la norme NF EN ISO 4624, doit être $\geq 2,5$ MPa.

Un tel renforcement ne doit pas concerner une structure dégradée, en particulier, par la corrosion, car il y a un risque de rupture aux extrémités des tôles dans le béton situé entre les tôles et les armatures de béton armé, rupture amorcée par une délamination due au gonflement de la rouille autour des armatures. Il est donc nécessaire de faire, au cours des investigations préalables, des mesures :

- de l'enrobage ;
- de la profondeur de carbonatation ;
- de la teneur en chlorures ;
- du potentiel d'électrode ;
- quant à la présence de délaminations...

Les tôles, une fois en place, surtout si elles concernent aussi l'âme d'une poutre, réduisent la pénétration des agents agressifs mais, le béton situé au-delà des extrémités des tôles n'est pas protégé. Il est donc souhaitable d'y appliquer un revêtement de protection pour éviter une corrosion des armatures de béton armé juste dans la zone d'ancrage des tôles.

■ 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. Il convient de limiter la surface à ragréer à 20 % de la surface de collage, et de s'assurer qu'il n'y a aucune zone ragréée en extrémité de tôles.

■ L'acier de renfort des structures existantes renforcées est constitué, dans la plupart des cas, de tôles en acier E 24-2 répondant au minimum aux caractéristiques de la norme NF A 35-501 (actuellement S 235 JR visés par les normes de la série NF EN 10025-*). Dans le cas où il était nécessaire de souder les tôles, on utilisait de l'acier E 24-3 (actuellement S 235 JO). Ces tôles ont une épaisseur de 3 à 5 mm.

Le choix d'un acier de nuance supérieure ou d'épaisseur plus importante est, normalement 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 (résine pure fluide) 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 de un millimètre (prévoir un dosage de 1,7 à 2 kg/m² au total en double encollage sur le béton et la tôle). La norme NF EN 1504-4 fixe les exigences en matière de collage structural, aussi bien pour les plaques collées, que pour le collage du béton durci sur le béton durci ou du béton frais sur le béton durci.

Par exemple, la norme impose une température minimale de transition vitreuse de 40 °C. Il convient de choisir une colle plus performante dans le cas où le renforcement peut être soumis à des températures plus élevées.

Dans certains cas, un « bouclier thermique » est à prévoir.

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, pré-assemblage si besoin est, abattage des arêtes et enfin sablage). Le sablage doit donner à la surface un degré de soin Ds 3 (décapage à blanc) + une rugosité (Rugotest n° 5 du LCPC : 17 gros/18 fin).

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 mais qui doit être rayé (déglaçé) soigneusement avant encolage. 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, vessies gonflables, vérins plats ou hydrauliques. Il doit permettre d'appliquer sur toute la tôle une pression voisine de 4 à 5 kPa durant toute la durée de polymérisation de la colle.

Attention, il convient de s'assurer préalablement que la structure peut reprendre les efforts de serrage sans dommage :

$$\text{pression de serrage} \times \text{temps } pxt \geq 2\eta b_a^2 \left[\frac{1}{e_2^2} + \frac{1}{e_1^2} \right]$$

avec :	p	pression de serrage en Pa,
	t	temps de serrage en secondes,
	η	coefficient de viscosité en Pa.s soit : Pascal seconde (1 poise = 10^{-1} Pa.s),
	b_a	la $\frac{1}{2}$ largeur de la tôle en mm,
	e_1	épaisseur initiale de la colle,
	e_2	épaisseur finale du film de colle exprimées en mm.

• 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 particulière.

2.2.2 Dimensionnement vis-à-vis de la flexion

Le suivi de ponts réparés par des tôles collées a montré que le collage était sensible aux chocs des bâches flottantes et des véhicules hors gabarit.

Exemple

Lors de la réparation d'un pont fissuré en béton précontraint, le **viaduc d'accès au pont de Gennevilliers**, on s'est aperçu que les tôles subissaient une flexion au droit des fissures qui n'était pas prise en compte par les règles de dimensionnement en vigueur. En sus, s'est posée également la répartition des efforts entre plusieurs tôles superposées.

Ces points ont fait l'objet de recherches au LCPC pour mettre au point de nouvelles méthodes de calcul [14]. La méthode de calcul actuelle utilise les règles BAEL et BPEL et tient compte à l'ELS de l'homogénéisation de la section des barres et des tôles.

■ Calculs à l'ELS

Les calculs à l'ELS permettent de dimensionner la section des tôles et ceux à l'ELU de s'assurer du non-décollement des tôles à leurs extrémités.

• Si les armatures passives existantes ont une bonne adhérence au béton, on réduit dans les calculs leur section effective à l'aide d'un coefficient pour tenir compte de la flexion des tôles au droit des fissures. Ce coefficient vaut :

$$k_s = 0,46 + 0,08 e_{\max}$$

avec e_{\max} épaisseur du renfort exprimée en mm : $3 \leq e \leq 5$.

Dans ce cas, la section résistante rendue homogène des tôles et des armatures de béton armé vaut :

$$n(k_a \cdot A_a + A_s)n$$

avec A_a section des tôles,
 A_s section des armatures de béton armé existantes,
 n coefficient d'équivalence acier béton.

• Si les armatures passives existantes n'ont pas une bonne adhérence au béton, on réduit dans les calculs leur section effective à l'aide d'un coefficient qui vaut :

$$k_a = 1,2 - 0,08 e_{\max}$$

Dans ce cas, la section résistante rendue homogène des tôles et des armatures de béton armé vaut :

$$n(A_a + k_s A_s)n$$

En cas de doute sur les contraintes qu'ont pu subir les armatures de béton armé, il est prudent de ne pas prendre en compte les armatures passives existantes lors de la vérification de l'**aptitude au service** (ELS).

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

$$f_{s,ser} = 0,47 f_e$$

Dans la formule, f_e est la limite élastique de l'acier employé pour les tôles, et le coefficient 0,47 tient 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.

Pour simplifier : pour 2 tôles identiques superposées : la première reprend 2/3 des efforts et la seconde 1/3 seulement et que pour trois tôles identiques superposées les coefficients de répartition sont respectivement de : $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{4}$.

■ Calculs à l'ELU

Le décollement aux extrémités des tôles n'est pas à craindre lorsque le taux de restitution de l'énergie de rupture respecte la valeur du taux critique (se reporter au chapitre 9 du livre [4]).

• Pour éviter tous risques de décollement aux extrémités de tôles, il est fortement conseillé de prévoir des « verrous » qui l'empêchent. Un exemple de « verrou » est fourni sur la figure 12.

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).

• Dimensionnement vis-à-vis de l'effort tranchant

Le chapitre 9 du livre [4] ne donne pas la méthode de dimensionnement, il faut se reporter au guide vert [14] ou au site approprié (consulter le *Pour en savoir plus*).

Attention, dans le cas classique du renforcement à l'effort tranchant d'une poutre en T, les tôles ne peuvent concerner que la seule partie inférieure de l'âme, elles ne permettent pas de combler une forte insuffisance du ferrailage de l'âme (étriers) au niveau de l'interface entre l'âme et la table de compression.

2.3 Ajout de matériaux composites collés

2.3.1 Que sont les matériaux composites

Rappel

Les tôles collées dans le renfort des structures en béton sont utilisées depuis les années 1960. Cette technique, qui a fait ses preuves, présente cependant certains inconvénients :

- la préparation des surfaces est coûteuse en raison des tolérances réduites sur les défauts de planéité ;
- le maniement des tôles (encombrement et poids) n'est pas toujours aisé lorsque les accès sont exigus ;
- l'obligation du serrage des tôles durant la prise de la colle pose des sujétions ;
- les tôles sont sensibles à la corrosion et également aux chocs.

Depuis le milieu des années 1980, sont apparus les polymères renforcés par des fibres (*fiber-reinforced polymers* ou *FRP*) qui peuvent être utilisés comme les tôles collées. Ces polymères fibres sont couramment désignés par le terme de **composites**.

Il est possible de distinguer plusieurs types de polymères renforcés par des fibres :

- de verre (*glas-reinforced polymers* ou *GFRP*) ;
- d'aramide (Kevlar) (*aramid-reinforced polymers* ou *AFRP*) ;
- de carbone (*carbon-reinforced polymers* ou *CFRP*).

Le tableau 2 donne une comparaison des propriétés de ces différents polymères fibrés.

Tableau 2 – Propriétés des différents polymères			
Caractéristiques	Fibres de verre	Fibres d'aramide	Fibres de carbone
Résistance à la traction	+++	+++	+++
Résistance à la compression	++	0 (pas utilisables)	+++
Module d'élasticité	+	++	+++
Comportement à long terme	+	++	+++
Comportement à la fatigue	+	++	++++
Densité	+	++++	++
Résistance aux alcalins	0 (protection nécessaire contre les alcalins du béton)	++	+++
Prix	+++	+	+

■ Ici sont uniquement visés les **polymères renforcés par des fibres de verre ou de carbone** et qui se présentent sous les deux formes suivantes :

- des tissus (*wraps*) unidirectionnels ou bidirectionnels qui sont, soit imprégnés de résine au moment de la pose, soit pré-imprégnés de résine en usine ou sur le chantier juste avant l'emploi ;
- des plaques ou bandes ou lamelles (*sheets, strips* ou *plates*) prêtes à l'emploi et qui ne nécessitent qu'un collage.

Les tissus comportent une chaîne et une trame. Ils peuvent donc travailler dans deux directions orthogonales. De plus, ils se découpent facilement et, étant souples, peuvent s'appliquer sur des surfaces courbes... En général, on utilise un tissu sec et le composite est réalisé en place sur le chantier.

Les plaques sont destinées à travailler dans une seule direction. Elles présentent donc un intérêt, compte tenu de leurs performances supérieures, pour renforcer par exemple, la sous-face d'une poutre vis-à-vis de la flexion. Leur mise en œuvre est un peu plus difficile que celle des tissus du fait de leur rigidité.

Nota : il est possible de mélanger un composite de type pultrudé avec un composite de type tissu. Par exemple, le pultrudé assure le renforcement vis-à-vis de la flexion et le tissu celui vis-à-vis de l'effort tranchant...

Attention, les caractéristiques mécaniques (contrainte de rupture, module d'élasticité...) d'un composite (qui est une sorte de sandwich de fibres et de résine) sont nettement plus faibles que celle des fibres qui servent d'armature dans le sandwich fibres résine. Les caractéristiques d'un composite vont être plus ou moins élevées en fonction du nombre des fibres qui entrent dans sa composition.

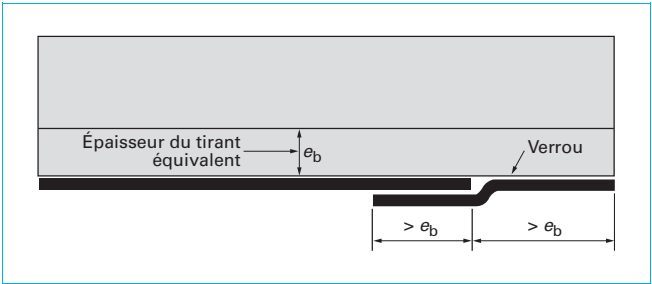


Figure 12 – Exemple de verrou dans le cas de renforcement au moment fléchissant

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 . (MPa)	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 titre indicatif, le tableau 3 résume les propriétés mécaniques des fibres de carbone seules et celles d'un composite à base de ces fibres, comparées à celles d'un acier de type S 235.

À noter, la faible masse volumique d'un composite par rapport à celle d'un acier.

De plus, le tableau 4 établit à partir du document [15] donne quelques unes des caractéristiques physiques et mécaniques d'un pultrudé (plaque) à base de fibres de carbone, d'un tissu à base de fibres de verres et de deux tissus à base de fibres de carbone. Ce tableau montre que :

- les plaques (pultrudés) ont les meilleures performances ;
- les tissus de fibres de verre sont nettement moins performants ;
- les tissus de fibres de carbone se trouvent à mi-chemin des précédents.

Suivant le cas à traiter, on utilisera un type de composite ou un autre. En effet, la pratique montre qu'il n'est pas toujours nécessaire d'avoir besoin du produit le plus performant !

■ Le guide de l'AFGC [15] consacré aux réparations et renforcements des structures en béton au moyen des matériaux composites donne une **fiche type** des caractéristiques qui doivent être renseignées et qui sont nécessaires, en particulier pour le dimensionnement de la réparation ou du renforcement. Il donne également les fiches techniques d'un certain nombre de composites disponibles chez divers fabricants d'où sont tirées les valeurs du tableau 4.

La résine de collage doit respecter les exigences minimales de la norme NF EN 1504-4. À noter dans le tableau, la température de transition vitreuse de la **colle** qui indique la valeur au-delà de laquelle, le collage commence à subir des dégradations. Dans certains cas, un « bouclier thermique » est à prévoir.

Tableau 4 – Valeurs de quelques-unes des caractéristiques physiques et mécaniques de divers composites

Résine	Pultrudé à base de fibres de carbone	Tissu à base de fibres de verre	Tissu à base de fibres de carbone	Tissu à base de fibres de carbone
Température de transition vitreuse de la résine de collage (en °C)	54	50	54,5	80
Température limite temporaire et permanente (en °C)	? / 35	? / 35	60 / 45	80 / 60
Épaisseur et grammage de la plaque ou du tissu sec	1,4 mm	350 g/m ² unidirectionnel	0,8 mm	0,48 mm
		700 g/m ² bidirectionnel	622 g/m ²	500 g/m ²
Épaisseur du composite après pose en une seule couche (en mm)	> 1,4	1,1 unidirectionnel	1	/
		1,5 bidirectionnel		
Module d'élasticité en traction du composite E_f (en MPa)	> 160 000	9 000 unidirectionnel	80 000	105 000
		12 400 bidirectionnel		
Contrainte de rupture en traction du composite $f_{t,u}$ (en MPa)	> 2 800	100 unidirectionnel	722	> 1 700
		140 bidirectionnel		
Allongement à la rupture en traction $A_{t,u}$ (en %)	> 1,6	1,1	0,9	≥ 1,5

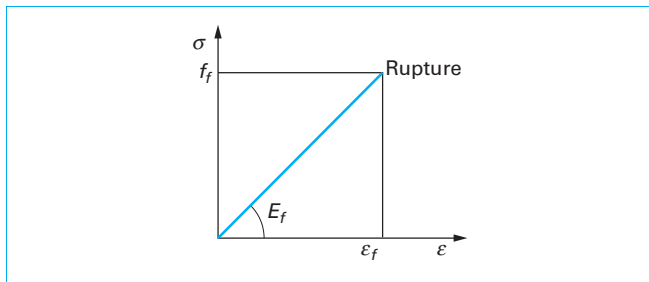


Figure 13 – Loi contrainte/déformation d'un composite unidirectionnel

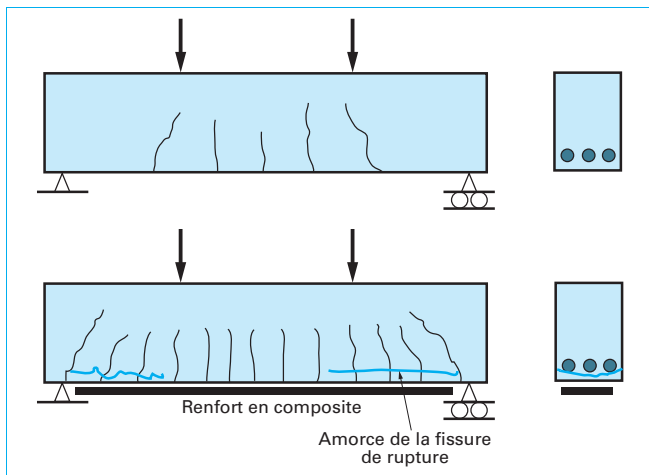


Figure 14 – Comportements à rupture comparés d'une poutre témoin et d'une poutre renforcée par composite

Le tableau 4 montre que l'allongement à rupture des composites est relativement faible (0,9 à 1,6 %) et est voisin de l'allongement des armatures de béton armé lorsqu'elles atteignent leur limite d'élasticité (1,2 % pour un acier fe E 235, 2 % pour un acier fe E 400). La figure 13 montre que les composites ne présentent pas de palier plastique contrairement aux armatures de béton armé et ont donc un comportement fragile.

2.3.2 Comportement d'une poutre renforcée par composite

La figure 14 montre le comportement comparé à rupture de deux poutres en béton armé l'une servant de témoin et l'autre renforcée par un composite. L'essai montre que :

- la rupture de la poutre renforcée est brutale sans palier plastique ;
- la charge de rupture est nettement supérieure à celle de la poutre témoin de 50 à 75 % ;
- la déformée de la poutre est très faible comparée à celle de la poutre témoin ;
- la rupture a lieu par délaminage sous forme d'une fissure horizontale dans le béton de couverture des armatures de béton armé et qui se développe à partir des extrémités du renfort en composite.

Nota : on retrouve le comportement déjà constaté avec les tôles collées avec un pic de contraintes de cisaillement très élevé aux extrémités des tôles sur environ une dizaine de centimètres ce qui peut provoquer l'amorce de la fissure provoquant la délamination, d'où l'intérêt des verrous d'extrémité.

■ Dimensionnement d'un renfort en composite

Les recommandations provisoires [15] donnent les principes à appliquer pour dimensionner ou vérifier, à l'ELU comme à l'ELS,

une réparation ou un renforcement par composite. Les contraintes limites des armatures existantes et du béton sont celles des règles BAEL et BPEL. Ces principes de calcul concernent, d'une part, les poutres soumises à la flexion et à l'effort tranchant et, d'autre part, les poteaux (dans ce second cas, il s'agit du calcul spécifique d'un confinement). Les recommandations sont très techniques aussi, avant de se plonger dans leur lecture, il est souhaitable de connaître les points clés des calculs.

Attention, la synthèse des contributions (située à la page 107 des recommandations [15]) liste les limites des connaissances actuelles et les incertitudes sur les modélisations proposées ainsi que les recherches à effectuer.

Le lecteur se doit de lire cette synthèse avant de se lancer dans un projet de réparation ou de renforcement par composites.

■ Cas de la traction simple, flexion simple ou composée, calculs à l'ELU

Le composite est, le plus souvent, 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. Au contraire, les armatures de béton armé sont soumises à l'ensemble des actions. Sous les charges permanentes, elles subissent une déformation égale à « ϵ_{s0} » sauf si la structure a été mise sur cintre.

Prenons, pour simplifier, l'exemple d'un tirant en béton armé soumis à une traction simple. Une fois le composite opérationnel, en partie courante, il subit, sous l'action des charges, un allongement égal à celui de son support, lui-même dicté par l'allongement de ses armatures. Il est donc possible d'écrire l'égalité des allongements du composite et des armatures de béton armé :

$$\epsilon_{ft} = \epsilon_{st}$$

- L'allongement total des armatures de béton armé est limité à 1 % :

$$\epsilon_{s0} + \epsilon_{st} \leq \epsilon_{su} = 1 \%$$

- L'allongement du composite est limité comme suit :

$$\epsilon_{ft} \leq \epsilon_{fu} = \min \left[\frac{f_{fu}}{E_f}; 0,85 \% \right]$$

- Trois cas peuvent se présenter :

1..... $\epsilon_{s0} + \epsilon_{fu} = \epsilon_{su} = 1 \%$

Les armatures de BA et le composite vont atteindre leurs déformations limites (ϵ_{su} et ϵ_{fu}) et donc leurs contraintes limites de calcul soit respectivement f_{su} et f_{fu} avec :

$$f_{fu} = \frac{\alpha_f f_f}{\gamma_{fu}}$$

Le coefficient α_f tient compte du vieillissement des matériaux organiques qui se dégradent progressivement et le coefficient α_{fu} dépend de la nature du composite.

2..... $\epsilon_{s0} + \epsilon_{fu} = \epsilon_{su} > 1 \%$

Les armatures de BA atteignent leur contrainte limite, mais le composite ne peut atteindre sa déformation limite ($\epsilon_{ft} < \epsilon_{fu}$) donc sa contrainte limite ($\sigma_{ft} < f_{fu}$). Dans ce cas

$$\sigma_{ft} = \epsilon_{ft} E_f$$

avec $\epsilon_{ft} = \epsilon_{su} - \epsilon_{s0}$

3..... $\epsilon_{s0} + \epsilon_{fu} = \epsilon_{su} < 1 \%$

Les armatures de BA ne peuvent atteindre leur déformation limite 1 %, mais comme elles sont dans le domaine de plasticité, elles atteignent leur contrainte limite f_{su} . Le composite travaille à sa contrainte limite.

La figure 15 donne le diagramme contraintes/déformations dans le premier cas.

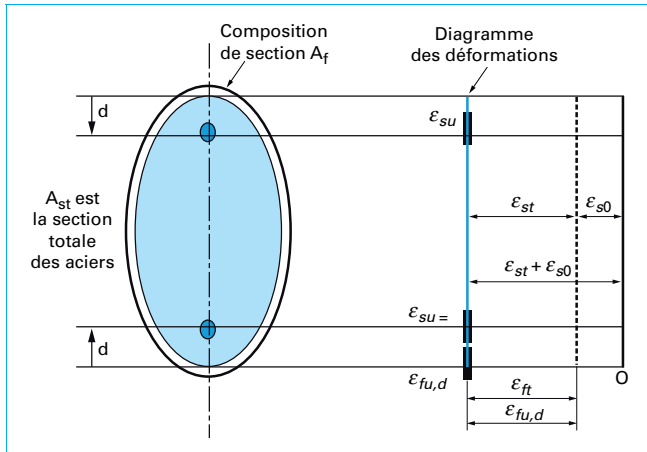


Figure 15 – Diagramme des déformations d'un tirant (1er cas)

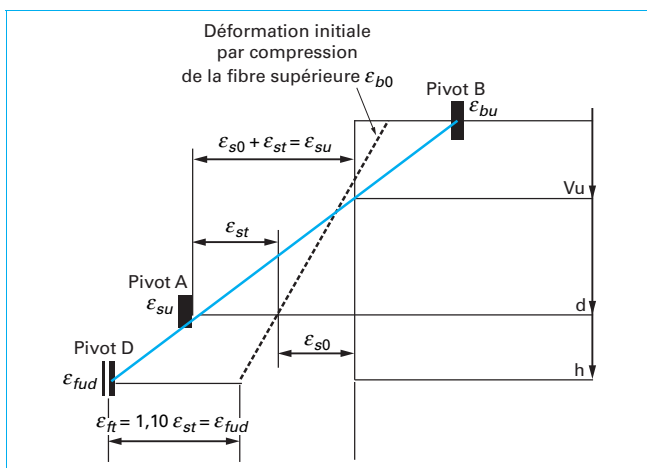


Figure 16 – Diagramme contraintes/déformation

Dans les cas **1** et **3**, l'équilibre entre les sollicitations extérieures (ici l'effort normal N_u) et les sollicitations internes (ici l'effort de traction repris par les armatures de BA N_{su} et celui repris par le composite N_{fu} :

$$N_u = N_{su} + N_{fu} = A_{st}f_{su} + A_{fu}f_{fu}$$

D'où la section à donner au composite :

$$A_{fu} = \frac{N_u - A_{st}f_{su}}{f_{fu}}$$

Dans le cas **2**, il faut remplacer dans la formule ci-dessus : f_{fu} par σ_{ft} .

Dans le cas d'une poutre en flexion simple ou composée, le centre de gravité des armatures de béton armé et celui de l'armature en composite ne se trouvent pas au même niveau (la hauteur utile du composite est égale à la hauteur totale de la poutre soit généralement « $h = 1,10 d$ » d étant la hauteur utile des armatures de BA soit « $d = 0,91 h$ »). Dans ce cas, la déformation maximale des armatures de BA est limitée à :

$$\varepsilon_{s0} + 0,91 \varepsilon_{fu} \leq \varepsilon_{su} = 1\%$$

La figure **16** montre le diagramme contrainte déformation dans le cas où les deux matériaux travaillent au maximum. Le diagramme des déformations comporte ici le pivot supplémentaire « D » relatif au composite.

■ Cas de la traction simple, flexion simple ou composite calculs à l'ELS

La vérification d'une section vis-à-vis de l'état de service fait appel aux règles classiques du BAEL ou du BPEL avec homogénéisation de la section des armatures « coefficient d'équivalence $n = 15$ » et de celle du renfort en composite avec un coefficient d'équivalence « n_f » tel que :

$$n_f = \frac{E_f}{E_s} 15$$

■ Cas de l'effort tranchant, calculs à l'ELU

Se reporter aux recommandations [15].

Attention, sauf disposition particulière, dans le cas classique du renforcement à l'effort tranchant d'une poutre en T, le composite ne peut concerner que la seule partie inférieure de l'âme. Il ne permet pas de combler une forte insuffisance du ferrailage de l'âme (étriers) au niveau de l'interface entre l'âme et la table de compression.

• Autres vérifications

Se reporter aux recommandations [15] qui indiquent les vérifications suivantes :

- le cisaillement de l'interface entre le béton et la colle ;
- le délaminage à l'extrémité du renforcement avec une rupture dans l'interface béton composite :
 - la rupture de l'interface dans le béton,
 - la rupture de l'interface dans la colle ;
- la longueur d'ancrage et la longueur de transfert des efforts du composite vers le béton avec ou sans effort tranchant concomitant ;
- la rupture par délaminage du béton de couverture des armatures en zone tendue.

2.3.3 Procédure de mise en œuvre d'un renfort en composite

■ Qualité du béton et de son état de surface

Le matériau béton et sa surface doivent présenter les qualités suivantes :

- une cohésion supérieure à 1,5 MPa, mesurée par un essai d'arrachement dérivé de la norme NF EN ISO 4624 pour éviter un risque de délaminage ;
- une absence de début de corrosion généralisée des armatures car le gonflement de la rouille entraîne la formation de fissures horizontales, le long des lits d'armatures. Toute amorce d'un phénomène de délaminage peut entraîner à terme la ruine du renforcement ;
- une absence de trous en surface, les cavités éventuelles doivent être rebouchées ;
- les fissures doivent avoir été injectées si elles sont injectables ($> \sim 0,2$ mm) ;
- les défauts de surface doivent avoir été ragrés à l'aide d'un mortier de réparation à base de liant hydraulique modifié. Cependant, la surface ragrée ne doit pas dépasser 20 % de la surface totale. De plus, la cohésion des produits de réparation devra respecter les 1,5 MPa de cohésion ;
- les angles vifs doivent être abattus avec un congé de 1 cm au minimum (voir la fiche technique du procédé) ;
- la surface du béton doit être sèche (voir la fiche technique du procédé dans le cas de surfaces humides) ;
- la planéité de la surface doit satisfaire au minimum aux dispositions de l'article 62.1.2 du chapitre 6 du fascicule 65 du CCTG relatif aux parements simples ;
- la courbure de la pièce doit être adaptée aux exigences du procédé utilisé fixées par le fabricant (voir la fiche technique du procédé).

■ Préparation de la surface

La surface du béton doit satisfaire aux exigences suivantes :

- être rugueuse pour améliorer l'adhérence de la colle ;
- être propre sans trace de graisse, huile, peinture,... ;
- ne pas être recouverte de laitance ;
- ne pas être recouverte de la poussière issue, en particulier, des zones du chantier où se déroulent les opérations de préparation de la surface des autres parties de la structure.

Sachant que tous les procédés qui provoquent des microfissures dans le béton support sont à rejeter (par exemple, le bouchardage, le burinage, le décapage thermique, etc.), pour la préparation de surface, il peut être fait appel aux procédés suivants :

- sablage humide suivi d'un séchage ;
- décapage à l'eau sous pression (pression de l'ordre de 300 à 500 bars à adapter après un essai de convenance) suivi d'un nettoyage et d'un séchage ;
- ponçage au disque diamanté suivi d'un nettoyage.

■ Stockage des produits

Le stockage des composants de la colle et des composites doit se faire dans un local chauffé en hiver, et tempéré en été, de façon à respecter les températures limites fixées dans la notice technique du fabricant.

■ Conditions climatiques

Les travaux doivent se dérouler par temps calme pour éviter la présence de poussière sur les surfaces à encoller. L'encollage doit se dérouler à l'abri de la pluie et des ruissellements. La mise en place d'un abri de chantier est conseillée si les conditions climatiques sont douteuses. La température minimale du support doit être au moins de + 5 °C et être supérieure d'au moins 3 °C du point de rosée (le point de rosée est fonction de la teneur relative en humidité de l'air). Au-dessus de 80 % d'humidité relative, il faut faire de fréquents contrôles de condensation car la borne des 3 °C ne garantit pas la non-condensation. Il est préférable que le support soit sec (quelques % d'humidité).

■ Température de mise en œuvre des résines

Se reporter à la notice technique du producteur qui fixe des limites à respecter. En effet, une température basse diminue la viscosité du produit ce qui nuit à sa mise en œuvre. La température joue sur la durée pratique d'utilisation ou DPU, plus la température est élevée, plus la DPU se réduit. Enfin, la température et l'hygrométrie jouent sur la durée de polymérisation de la colle. Des essais de convenance sont souhaitables si les courbes de polymérisation en fonction de la température et de l'humidité ne sont pas connues.

■ Préparation de la colle

La colle comporte en général deux composants (résine ou base et un durcisseur) qui doivent être soigneusement mélangés par un

agitateur à faible vitesse (~ 300 tr/min). En particulier les pots doivent être entièrement vidés de leur contenu. Toute négligence dans le mélange se traduira par une polymérisation retardée voire une absence de durcissement ou bien une polymérisation trop rapide.

■ Mise en place de composite

La méthode de pose est fixée dans la notice technique du fabricant qui doit être respectée à la lettre. Le tissu ou les lamelles sont découpés aux dimensions fixées sur les plans. Ensuite, les produits sont mis en œuvre comme c'est indiqué ci-après. L'attention doit être attirée sur les angles rentrants (cas des talons des poutres en béton armé en double T et des talons à goussets des poutres précontraintes). Il y a des poussées au vide dans ces zones qui doivent être équilibrées par des dispositifs adaptés.

■ Cas de la pose d'un pultrudé (plaques)

- les lamelles sont dégraissées pour éviter des défauts d'adhérence avec la colle ;
- le support est imprégné de résine et les lamelles sont également encollées (c'est la méthode du double encollage classiquement utilisée aussi pour les tôles collées) ;
- la pose se fait en appliquant une pression manuelle de la plaque à son emplacement pendant la DPU de la colle (dans le cas d'une pose au plafond, il faut prévoir un dispositif de maintien des plaques, il en est de même en cas de pose sur des surfaces courbes) ;
- le marouflage au rouleau qui suit a pour but d'expulser latéralement l'excédent de colle qui est enlevée au couteau de peintre ;
- le nettoyage des plaques est à effectuer après polymérisation ;
- l'application de la couche de finition, si nécessaire, termine l'opération (protection contre les UV, l'humidité, les chocs, le feu,...) :
 - peinture époxydique ou polyuréthane compatible avec le support,
 - autre revêtement par exemple de protection contre les chocs avec une application préalable d'une couche de résine sablée d'accrochage,
 - renfort de protection contre le feu garantissant de maintenir une température < 80 °C à l'interface béton plaque si la stabilité au feu ne peut être justifiée en considérant uniquement les aciers passifs existants comme résistants en cas d'incendie.

■ Cas de la pose d'un tissu

- le support est imprégné de résine puis, le tissu est appliqué sur la surface à traiter enfin, il est maroufflé au rouleau ;
- ensuite, une couche de fermeture est mise en œuvre sous la forme d'une ou de plusieurs couches de résine appliquées sur le tissu avant la polymérisation de la couche de collage ;
- enfin a lieu l'application de la couche de finition ou de protection si nécessaire comme pour les plaques.