

# Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art





*Guide méthodologique*

# **Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art**



## Rédaction

### Groupe de rédaction :

- Pierre BARRAS (Cerema - Sud-Ouest)
- Jean-Christophe CARLES (Cerema - Méditerranée)
- Damien CHAMPENOY (Cerema - Est)
- Nathalie CORDIER (Cerema - Méditerranée)
- Pierre CORFDIR (DIR Est)
- Sébastien DEFAUX (Cerema - Normandie-Centre)
- Fernando DIAS (DRIEA/DIRIF)
- Didier GERMAIN (Cerema - Centre-Est)
- Anthony HEKIMIAN (Cerema - Méditerranée)
- Laurent LABOURIE (Cerema - Nord-Picardie)
- Jean-Michel LACOMBE (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Sébastien NEIERS (Cerema - Est)
- Pierre PEYRAC (DRIEA/DIRIF)
- Fabien RENAUDIN (Cerema - Est)
- Fabien RIZARD (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)

### Groupe de relecture :

- Christophe AUBAGNAC (Cerema - Centre-Est)
- Jacques BERTHELLEMY (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Jean-Jacques BRIOIST (Cerema - Nord-Picardie)
- Eric DELAHAYE (Cerema - Nord-Picardie)
- Hervé DITCHI (Cerema - Ouest)
- Frédéric EDON (CG 13)
- Emmanuel FERRIER (Université Lyon 1)
- Bruno GODART (Ifsttar)
- Philippe JANDIN (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Thierry KRETZ (Ifsttar)
- Pierre PAILLUSSEAU (Cerema - Sud-Ouest)
- Benoit POULIN (Cerema - Ouest)



# Avant-propos

La qualification, l'entretien, la réhabilitation, la régénération et l'adaptation du patrimoine existant d'infrastructures constituent des enjeux sociétaux, économiques et environnementaux majeurs pour l'État et les collectivités locales. La France dispose d'un patrimoine d'infrastructures considérable dont la qualité est un facteur important de son attractivité et de sa compétitivité. Mais c'est aussi un patrimoine vieillissant qui met les gestionnaires et la communauté technique face à des choix de maintenance et de réhabilitation. La sensibilisation à ce vieillissement ne constitue pas un thème nouveau et il reçoit depuis quelques années une attention toute particulière dans la littérature technique, professionnelle, dans les médias comme dans les instances publiques qu'elles soient locales ou nationales. Mais son implication pratique n'a peut-être pas encore reçu toute l'attention voulue et les ponts n'échappent pas à ce constat.

En effet, alors que les projets de réparation et de renforcement se multiplient, la réhabilitation reste un objet complexe. En premier lieu, les travaux sur ouvrages existants doivent être réalisés sous contraintes d'exploitation parfois sévères, ce qui déterminera le choix de la technique de réparation mais aussi ses conditions de réalisation. En second lieu, chaque ouvrage a une histoire plus ou moins complexe liée à sa construction, son exploitation, son exposition aux conditions environnementales. Associée à la grande variété d'ouvrages, de procédés de construction, de matériaux, de trafic, chaque pont peut être considéré comme unique. À cela s'ajoute la méconnaissance plus ou moins marquée des caractéristiques de ces facteurs.

Les diagnostics préalables et les études d'évaluation structurales forment des éléments essentiels dans l'élaboration d'un projet de réparation. En raison de la spécificité de chaque cas rencontré, il s'avère que le corpus technique est relativement peu développé. Ce guide essaie de combler ce manque, en exposant une démarche générale d'élaboration d'un projet de réparation, tout en reconnaissant la particularité des projets. C'est ainsi qu'il est composé de deux parties : du présent guide qui propose des réponses aux questions récurrentes des ingénieurs confrontés à des projets de réparation, et d'annexes téléchargeables sur le site de la Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux du Cerema.

Conscient qu'un projet de réparation pertinent trouve sa légitimité dans la connaissance de l'état de l'ouvrage existant, le guide insiste également sur le diagnostic et l'évaluation structurale avant réparation. En tant que tel, il contribue à la construction d'un référentiel technique pour une meilleure évaluation de la performance des ouvrages existants, de leur mise en conformité ou de leur adaptation à de nouveaux usages.

**Christian Cremona**

Chef du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
Direction Technique Infrastructures de Transport et Matériaux  
Sourdun, Août 2015



# Préambule

Le présent guide expose les pratiques en matière de conception de réparations structurales et de renforcements des ouvrages d'art en service en vigueur au Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie (MEDDE).

Ce document regroupe des spécifications techniques résultant des connaissances scientifiques et techniques acquises à la date de sa rédaction.

Le présent recueil de pratiques rappelle la démarche générale d'élaboration d'un projet de réparation, expose les principes généraux de calculs et de conception appliqués au sein du MEDDE.

Le projeteur pourra s'inspirer de ce document dans le cadre d'un projet de réparation ou de renforcement particulier en veillant, compte tenu de la diversité des situations rencontrées, à adapter la démarche au cas considéré.

# Sommaire

<b>Avant-propos</b>	<b>3</b>
<b>Préambule</b>	<b>4</b>
<b>Introduction</b>	<b>9</b>
<b>1 - La démarche générale d'élaboration du projet de réparation</b>	<b>13</b>
<b>1 - Préambule</b>	<b>13</b>
<b>2 - Les acteurs</b>	<b>13</b>
2.1 - Le maître d'ouvrage	13
2.2 - Le gestionnaire	14
2.3 - L'assistant à maîtrise d'ouvrage	14
2.4 - Le maître d'œuvre	14
2.5 - Le ou les exploitants	15
2.6 - Les experts	15
2.7 - Le coordonnateur sécurité	15
2.8 - Les entreprises	16
2.9 - Les laboratoires de contrôles	16
2.10 - Autres acteurs	16
<b>3 - Les différentes phases du processus</b>	<b>16</b>
3.1 - Découverte du problème	16
3.2 - Évaluation structurale et nécessité d'un bilan patrimonial	16
3.3 - Situation transitoire	17
3.4 - Détermination des objectifs de la réparation et des scénarios	18
3.5 - Mise au point du programme	18
3.6 - Réalisation du projet	19
3.7 - Mise au point du DCE	19
3.8 - Jugement des offres	20
3.9 - La mise au point du marché	20
3.10 - Les variantes	21
3.11 - Études d'exécution	21
3.12 - Réalisation des travaux	22
3.13 - Réception	22
3.14 - Constitution du dossier d'ouvrage	22
<b>4 - Résumé : Principales étapes</b>	<b>23</b>
<b>2 - Les principes généraux des calculs</b>	<b>25</b>
<b>1 - Généralités</b>	<b>25</b>
<b>2 - Bases de justification des réparations et exigences</b>	<b>25</b>
2.1 - Le contexte normatif	25
2.2 - Les obligations du maître d'ouvrage - exigences de bases	26
2.3 - La gestion du risque	27



<b>3 - Application des principes du calcul aux états-limites</b>	<b>29</b>
3.1 - Quelles sont les situations de projet à considérer ?	29
3.2 - Quels états-limites ?	29
3.3 - Le niveau de sécurité structurale (ELU) d'un ouvrage réparé doit-il être le même que celui requis pour un ouvrage neuf ?	30
3.4 - Le niveau d'aptitude au service (ELS) d'un ouvrage réparé doit-il être le même que celui requis pour un ouvrage neuf ?	31
<b>4 - Prise en compte de la connaissance de l'état de l'ouvrage existant</b>	<b>31</b>
<b>5 - Variables de base</b>	<b>32</b>
5.1 - Classification des actions	32
5.2 - Valeurs caractéristiques des actions	33
5.3 - Propriétés des matériaux et des produits	34
5.4 - Données géométriques	34
<b>6 - Analyse structurale</b>	<b>35</b>
6.1 - Quels niveaux de calculs ?	35
6.2 - Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment les désordres et le résultat des auscultations dans l'analyse structurale ?	35
6.3 - Comment tenir compte de réserves de capacité portante dans l'analyse structurale ?	36
6.4 - Les différentes méthodes d'analyse et modèles de calcul	36
<b>7 - Vérification par la méthode des coefficients partiels</b>	<b>38</b>
7.1 - Valeurs de calcul - Quels coefficients de sécurité retenir à l'ELU ?	38
7.2 - Format des justifications - Combinaisons d'actions ELU	41
7.3 - Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment les désordres et le résultat des auscultations dans les justifications ?	42
7.4 - Comment tenir compte de réserves de capacité portante dans les justifications ?	42
<b>3 - Conception des réparations et renforcements des ouvrages en béton</b>	<b>43</b>
<b>1 - Généralités - Application du principe des états-limites</b>	<b>43</b>
1.1 - Matériaux	44
1.2 - Durabilité	53
1.3 - Analyse structurale	53
1.4 - États-Limites ultimes	55
1.5 - État-Limite de service	59
<b>2 - Réparations et renforcements structurels des ouvrages en béton</b>	<b>62</b>
2.1 - Généralités	62
2.2 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations normales	63
2.3 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations tangentes	63
<b>3 - Conception des réparations et renforcement par ajout de béton</b>	<b>63</b>
<b>4 - Conception des réparations et renforcements par ajout ou remplacement d'aciers passifs</b>	<b>64</b>
4.1 - Généralités	64
4.2 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations normales	64
4.3 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations tangentes	67



<b>5 - Conception des réparations et renforcements par matériaux composites collés</b>	<b>68</b>
5.1 - Généralités	68
5.2 - Les référentiels	71
5.3 - Limitation de la contribution des matériaux composites à la reprise des efforts	72
5.4 - Caractéristiques des matériaux	73
5.5 - Justification des sections en béton vis-à-vis des sollicitations normales	75
5.6 - Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes	78
5.7 - Errata et commentaires des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011	80
<b>6 - Conception des réparations et renforcements par précontrainte additionnelle</b>	<b>83</b>
6.1 - Généralités	83
6.2 - La précontrainte longitudinale	83
6.3 - La précontrainte transversale	96
<b>4 - Conception des réparations et renforcements des ouvrages métalliques et mixtes</b>	<b>103</b>
<b>1 - Généralités - Application du principe des états-limites</b>	<b>103</b>
1.1 - Matériaux	103
1.2 - Historique des modes d'assemblages et de leurs règles de justification	110
1.3 - Durabilité	113
1.4 - Analyse structurale	113
1.5 - États-Limites ultimes	114
1.6 - État-Limite ultime de fatigue	118
1.7 - États-Limites de service	120
1.8 - Le cas des tabliers mixtes	121
<b>2 - Réparations et renforcements structurels des ouvrages métalliques et mixtes</b>	<b>122</b>
2.1 - Le choix de la technique d'assemblage	122
2.2 - Les transferts de charge, les reprises provisoires d'efforts	124
2.3 - Réparations et renforcements par ajout de matière	124
2.4 - Remplacement d'éléments	127
2.5 - Amélioration vis-à-vis de la fatigue	128
2.6 - Réparations liées à des chocs sur semelle inférieure	130
<b>Annexes</b>	<b>131</b>
Annexe 1 : Bibliographie	131
Annexe 2 : Autres documents relatifs à l'évaluation et à la réparation des ouvrages	136
Annexe 3 : Liste prévisionnelle des annexes électroniques	140

Le présent document est complété par des annexes disponibles uniquement sous forme électronique et téléchargeables sur le site de la DTecITM du Cerema. L'annexe 3 donne la liste prévisionnelle de ces annexes électroniques.





# Introduction

## Éléments de contexte

L'ingénierie des ouvrages existants correspond à une forte attente des maîtres d'ouvrage compte tenu :

- du vieillissement du patrimoine ;
- de l'évolution du trafic, de plus en plus agressif ;
- du développement des transports exceptionnels ;
- de l'évolution de la réglementation applicable aux ouvrages neufs ;
- des contraintes d'exploitation toujours plus fortes ;
- de l'évolution des usages et en particulier des nouveaux usages urbains (TCSP).

La mise au point d'un corpus technique permettant d'évaluer et de réparer ou de renforcer les ouvrages existants constitue un enjeu majeur pour les années à venir à différents titres :

- sécurité : l'évaluation structurale, la réparation et le renforcement des ouvrages existants font appel à des connaissances très pointues (connaissances des anciens règlements, des anciens usages, etc.) qui sont peu enseignées. Par manque de connaissance du sujet et par manque de documents de référence, des maladresses ou des erreurs peuvent être commises ;
- juridique : l'évaluation structurale, la réparation et le renforcement des ouvrages existants nécessitent des adaptations voire des dérogations par rapport aux règlements utilisés pour la conception des ouvrages neufs ;
- économique : en l'absence de règles particulières sur le sujet, la tentation est grande d'évaluer un ouvrage existant en appliquant strictement les règles relatives aux ouvrages neufs, ce qui peut conduire à des renforcements, réparations ou remplacements injustifiés et donc à des dépenses inutiles ;
- développement durable : un remplacement injustifié d'ouvrage a des répercussions environnementales, économiques et sociales importantes (déconstruction et gestion des déchets, consommation de matières premières, fabrication de nouveaux matériaux, gênes à la circulation et aux usagers et pertes économiques induites, etc.).

En attendant un Eurocode dédié à l'évaluation structurale et la rénovation des structures existantes, le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie en charge des transports s'est engagé dans l'établissement de documents relatifs à l'évaluation structurale, à la réparation et au renforcement des ouvrages.

La note d'information n° 35 du Sétra « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants - Pratiques en vigueur dans le RST » de mai 2012 [16] a traité de l'évaluation structurale. Dans le prolongement de cette note d'information, le présent document, aborde les réparations structurales et les renforcements d'ouvrages.

Dans la mesure où il est plus détaillé, certaines préconisations de ce document peuvent également être utilisées dans le cas d'une évaluation structurale, en complément aux principes exposés dans la note d'information n° 35 [16].

## Le contenu du présent recueil

Le présent document expose la démarche d'élaboration du projet et la philosophie des méthodes courantes utilisées au sein du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie en charge des transports pour la réparation structurale ou le renforcement d'un ouvrage existant, notamment pour les calculs.

Il propose une adaptation des règlements et règles de l'art utilisés pour le calcul des ouvrages d'art neufs au cas des ouvrages existants.

Il rappelle la démarche générale d'élaboration d'un projet de réparation et traite « du calcul et de la modélisation » du projet, en proposant des réponses aux questions récurrentes auxquelles sont confrontés les projeteurs : quels règlements de calculs et quel règlement de charges utiliser ? Quels coefficients de sécurité retenir ? Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment le résultat des mesures et instrumentations ? Quelles caractéristiques retenir pour les matériaux ? Comment tenir compte des pathologies observées ? Quels sont les aménagements et dérogations possibles par rapport à un ouvrage neuf ?



Il est important de rappeler que toute étude de réparation doit être précédée de la phase d'évaluation structurale de l'ouvrage. En effet, la mise en œuvre d'un projet de réparation, outre son impact financier, a des répercussions sociétales fortes, les travaux occasionnant le plus souvent d'importantes gênes à l'utilisateur. Dès lors, la phase d'évaluation est capitale pour déterminer si une intervention est nécessaire.

Le présent document concerne les tabliers, mais peut être également utilisé pour les appuis (piles et culées).

Le document ne traite pas :

- des réparations des fondations et des soutènements ;
- du durcissement aux séismes des ouvrages qui fait l'objet des documents spécifiques suivants :
  - « Norme NF EN 1998-3 de décembre 2005 : Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments » [6] ;
  - « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants », Guide méthodologique, Cerema [21] ;
- de la réparation des ouvrages en maçonnerie. À ce sujet, on se reportera au document suivant :
  - « Les ponts en maçonnerie (historique, stabilité, utilisation du programme voûte) », Sétra/LCPC [24] ;
- des réparations des ouvrages de type buses métalliques qui font l'objet d'un document spécifique :
  - « Buses métalliques - guide pour la surveillance spécialisée, l'entretien et la réparation », Sétra [25] ;
- des ouvrages incendiés. À ce sujet, on se reportera au document suivant :
  - « Résistance à l'incendie – Évaluation des ponts routiers – Cerema » [20] ;
- des adaptations d'ouvrages en construction.

## Définitions

Les définitions données ci-dessous sont extraites de documents cités en bibliographie.

**Dégradation** : changement néfaste de l'état physique, avec le temps, l'utilisation ou en raison d'une cause externe.

**Durabilité** : aptitude d'un bien à accomplir des exigences de performance dans des conditions données d'usage et de maintenance sur une durée de projet ou de service conventionnelle ou jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint.

**Durée de vie résiduelle** : période pendant laquelle une structure existante est supposée conserver un niveau de performance acceptable dans des conditions données d'usage et de maintenance.

**Durée d'utilisation de projet** : durée pendant laquelle une structure ou une de ses parties est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la maintenance escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures [1].

**États-limites** : états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux critères de dimensionnement pertinents [cf. Eurocode 0 - page 11] [1].

**États-limites de service** : états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites [cf. Eurocode 0 - page 11] [1].

Doivent être classés comme états-limites de service ceux qui concernent : [cf. Eurocode 0 - page 24] [1]

- le fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale ;
- le confort des personnes ;
- l'aspect de la construction.

**États-limites ultimes** : états associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.

**Nota** : Cette notion correspond généralement à la capacité portante maximale d'une structure ou d'un élément structural. [cf. Eurocode 0 - page 11] [1]

Doivent être classés comme états-limites ultimes ceux qui concernent : [cf. Eurocode 0 - page 23] [1] ;

- la sécurité des personnes ;
- et/ou la sécurité de la structure.



**Évaluation d'un ouvrage** : elle consiste à apprécier de façon quantifiée la performance actuelle d'un ouvrage sur les bases des actions de surveillance, complétées si nécessaire par des études et investigations spécifiques.

**Évaluation structurale** : appréciation de la performance d'un ouvrage vis-à-vis de 3 aspects :

- la sécurité structurale (ou capacité portante) et la fatigue (États-Limites Ultimes - ELU) ;
- l'aptitude au service (États-Limites de Service - ELS) ;
- la durabilité.

**Fiabilité** : probabilité qu'une structure ou un élément remplisse ses exigences de performance dans des conditions d'utilisation et de maintenance données, pendant un temps donné.

**Maintenance** :

- action de maintenir ou de rétablir les niveaux de performance au-dessus d'un seuil acceptable durant le cycle de vie d'un bien ;
- ensemble de toutes les actions techniques, administratives et de management durant le cycle de vie d'un bien, destinées à maintenir ou à rétablir les niveaux de performance.

**Maintenance préventive** : maintenance exécutée à intervalles prédéterminés ou selon des critères prescrits et destinée à réduire la probabilité de défaillance ou la dégradation du fonctionnement d'un bien.

**Maintenance corrective** : maintenance exécutée après détection d'une panne et destinée à remettre un bien dans un état dans lequel il peut accomplir une fonction requise.

**Niveau de performance** : marges quantifiées séparant la performance d'un ouvrage ou d'un élément de structure des états limites.

**Ouvrage existant** : ouvrage terminé et réceptionné.

**Performance** : aptitude à remplir des exigences de sécurité structurale, d'aptitude au service et de durabilité.

**Réparation** :

- opérations effectuées pour préserver ou rétablir la fonction d'une structure qui n'entrent pas dans le cadre de la maintenance ;
- opération qui consiste à rendre partiellement ou totalement à un ouvrage son niveau de service initial. En notant que le terme « initial » ne signifie pas « conforme aux règles de dimensionnement d'origine ». La réparation, qui porte en général sur le traitement des désordres observés peut également concerner la remise à niveau de l'ouvrage vis-à-vis d'insuffisances structurelles identifiées au regard des exigences actuelles en matière de fiabilité ;
- ensemble des études et travaux effectués dans le but de redonner à l'ouvrage le niveau de service prévu lors de sa construction ;
- action physique exécutée pour rétablir la fonction requise d'un bien en panne.

**Renforcement** : amélioration des niveaux de performance de l'ouvrage, par exemple pour permettre le passage de convois exceptionnels.

**Reprise provisoire d'effort** : opération qui consiste à faire reprendre des efforts à un élément généralement provisoire pendant une phase de travaux.

**Transfert de charges** : opération qui consiste à modifier la répartition des charges dans une structure.

**Usage** : exploitation de l'ouvrage au sens large c'est-à-dire non limitée aux voies portées ou franchies mais intégrant, également sa valeur indirecte, par exemple, l'intérêt, la valeur urbanistique, l'intérêt urbain de l'ouvrage, la qualité de vie à laquelle il contribue, etc.).

**Valeur d'usage (dans le contexte du présent guide)** : représente l'ensemble des « bénéfiques » économiques et sociétaux liés à l'usage (ou utilisation) d'un ouvrage au sens le plus large possible. La valeur d'usage renvoie aux différents usages possibles d'une infrastructure et englobe l'usage principal pour lequel l'ouvrage a été initialement construit (par exemple le franchissement par des véhicules) mais également tous les usages directs ou indirects liés à l'existence même de l'ouvrage : fonction hydraulique, passage de réseaux, franchissement piétonnier, valeur patrimoniale, artistique ou paysagère, contribution à la qualité de vie, etc.



## Les principaux textes utilisables pour la conception d'une réparation structurale, d'une réparation ou d'un renforcement

### Textes réglementaires et normes

Le corpus technique réglementaire ou normatif international ou français relatif à la réparation structurale et au renforcement des ouvrages d'art est très restreint. Il se limite pour l'essentiel à un petit nombre de normes spécifiques à certaines techniques dans lesquelles on pourra retrouver quelques paragraphes spécifiques aux justifications par le calcul.

Il faut rappeler que dans leurs versions actuelles, la plupart des Eurocodes ont été rédigés uniquement pour la justification des ouvrages neufs et qu'à la date de rédaction du présent guide les travaux de rédaction d'un Eurocode spécifique aux ouvrages existants viennent de démarrer.

On notera toutefois que la norme NF EN 1990 de mars 2003, « Eurocode 0 - « Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures » [1], précise page 8, alinéa (4) du paragraphe 1.1 « Domaine d'application » que :

*« L'EN1990 est applicable pour l'évaluation structurale de constructions existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation. »*

*« NOTE : des dispositions additionnelles ou modifiées pourront se révéler nécessaires selon le cas. »*

On verra dans le chapitre 2 du présent rapport que les Eurocodes sont régulièrement utilisés pour l'évaluation et la justification des réparations.

Parmi les autres textes réglementaires spécifiques, on pourra également citer :

- Les normes de la série NF P95-100 relatives à la réparation des ouvrages et notamment :
  - La norme NF P95-102 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Béton projeté - Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés [8] ;
  - La norme NF P95-104 : Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Spécifications relatives à la technique de la précontrainte additionnelle [10].

Bien qu'elle concerne essentiellement l'évaluation structurale, on pourra citer enfin la norme internationale suivante :

- ISO 13822:2010 : « Bases du calcul des constructions - Évaluation des constructions existantes » [11].

### Guides

De nombreux ouvrages sont cités en bibliographie. Parmi ceux-ci, on peut distinguer les documents suivants :

- « Management, maintenance and strengthening of concrete structures » Fib - bulletin 17 avril 2002 [36] ;
- « New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures » - JRC - 2015 [37] ;
- « Maintenance et réparation des ponts (1997) - Presses des Ponts et Chaussées » qui rappelle les bases de la démarche et développe des points spécifiques par typologie d'ouvrage ou technique de réparation [31] ;
- L'ouvrage « Pérennité du béton précontraint - AFGC (2014) » - Presse des Ponts [33] ;
- Les guides techniques du STRRES traitant de la mise en œuvre de diverses techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton, en métal et en maçonnerie. Ces guides traitent essentiellement des produits et des matériaux, des modes opératoires, des essais et des contrôles. Certains abordent également l'aspect calcul [34] ;
- « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites - Recommandations provisoires - AFGC (février 2011) » [32].





# 1 La démarche générale d'élaboration du projet de réparation

## 1 - Préambule

La démarche générale d'élaboration d'une réparation structurale est longue, délicate et fait appel à un grand nombre d'intervenants. La complexité provient principalement :

- de la difficulté à parvenir, avec un coût et un délai raisonnable, à une connaissance suffisante de l'ouvrage tant pour l'évaluer que pour définir les réparations ;
- de la difficulté à imaginer dans le détail les bonnes méthodes de réparation sans avoir la connaissance fine des moyens et méthodes que les entreprises peuvent mettre en œuvre ;
- de la difficulté à arbitrer les conditions d'exploitation à maintenir lors de l'exécution des travaux.

Il est souhaitable de réunir au plus tôt les différents acteurs concernés pour ne pas conduire le projet de réparation dans une impasse.

Il n'est pas ici question des réparations courantes relatives à la dégradation superficielle des matériaux ou aux équipements d'usage ; cependant, il peut toujours être utile de s'inspirer des principes proposés ci-dessous pour l'élaboration des projets correspondants.

La démarche proposée dans ce guide se rapporte à la mise à niveau de la sécurité offerte par la structure avec la mise en œuvre de travaux importants.

## 2 - Les acteurs

### 2.1 - Le maître d'ouvrage

Le maître d'ouvrage est au cœur des décisions stratégiques à prendre tout au long du processus d'élaboration de la réparation structurale.

Le maître d'ouvrage doit gérer ses enjeux financiers propres (coût de maintenance), des enjeux sociaux et économiques plus larges (transport des personnes et des biens), des enjeux de sécurité vis-à-vis des personnes (usagers des voies portées et franchies, les agents de travaux), et de l'environnement (amiante, plomb, loi sur l'eau, etc.). Il arbitre entre des intérêts parfois divergents, entre l'exploitant et le gestionnaire (stratégie de gestion), entre le bureau d'études et l'exploitant (choix des techniques de réparation), en s'assurant de la fiabilité des études, tout en contrôlant les dépenses : jusqu'où investir en diagnostic pour fiabiliser l'investissement et la réalisation des travaux ?

S'il juge qu'il ne dispose pas en interne des compétences suffisantes, le maître d'ouvrage devra constituer une équipe projet. Il sera alors utilement conseillé par un « assistant à maître d'ouvrage » qui l'aide à établir la démarche du projet, à recruter les intervenants nécessaires et à dialoguer avec eux puis à valider le projet.

Après une phase de diagnostic, puis une phase d'élaboration de scénarios, le maître d'ouvrage pilote la rédaction du programme. Ensuite, le maître d'ouvrage définit la mission du maître d'œuvre et assure sa désignation. L'attention est également attirée sur les obligations réglementaires qui incombent au maître d'ouvrage lorsqu'il intervient sur un ouvrage existant (voir § 3.4) et qui doivent donc être traitées dans le programme.

Compte tenu des délais parfois très longs d'élaboration des processus de réparation, le maître d'ouvrage veille à ce que son opération soit traitée avec souci de continuité. Il s'assure que :

- les compétences développées sont stables et pérennes dans le temps (par exemple, un même assistant au maître d'ouvrage est désigné tout au long de l'opération afin d'assurer une coordination efficace de toutes les phases) ;
- les investigations complémentaires demandées sont budgétisées et effectuées ;



- le dossier d'ouvrage existe, peut être consulté et est mis à jour. L'absence de dossier d'ouvrage constitué peut se révéler être un écueil majeur à la conception d'une réparation. Il sera parfois possible d'en constituer un à partir des données disponibles et de faire réaliser des plans orientés suivant la nature des travaux à réaliser, au moins pour les parties accessibles de l'ouvrage ;
- l'ensemble des informations nécessaires à la préparation des travaux est disponible : recensement des réseaux, coordonnées des exploitants, etc. ;
- le coordinateur sécurité est désigné ; ce dernier participe aux phases d'élaboration du projet par le maître d'œuvre ;
- le processus de désignation des intervenants, ainsi que les modalités de consultation sont définis ;
- les diagnostics « déchets » et de recherche de « substances dangereuses » (par exemple, plomb et amiante dans les procédés anticorrosion, amiante et HAP<sup>(1)</sup> dans les enrobés, amiante dans les équipements ou coffrages perdus, etc.) sont réalisés au plus tôt. Ces diagnostics peuvent orienter les conditions d'interventions sur l'ouvrage mais ces diagnostics peuvent également être requis dans le cadre d'investigations préalables destructives ou semi-destructives, même légères, menées sur l'ouvrage ;
- les instructions réglementaires requises suivant le contexte (notamment vis-à-vis de la loi sur l'eau, des déchets, etc.) sont effectuées suffisamment tôt dans le processus.

La gestion des déchets doit être conforme aux lois en vigueur.

Enfin, le maître d'ouvrage pilote ou coordonne les opérations de communication avec les tiers.

## 2.2 - Le gestionnaire

Il s'agit généralement d'un service du maître d'ouvrage chargé de la gestion du patrimoine, ou d'un service extérieur au maître d'ouvrage qui assure la gestion de l'ouvrage dans le cadre d'une convention de gestion. Maître d'ouvrage et gestionnaire peuvent être confondus.

## 2.3 - L'assistant à maîtrise d'ouvrage

L'assistant à maître d'ouvrage est d'abord un spécialiste du domaine ayant une expérience reconnue en expertise d'ouvrages et conduite de projet de réparation.

Le rôle dévolu à l'assistance à maître d'ouvrage peut être plus ou moins large selon les besoins du maître d'ouvrage.

Il intervient :

- en phase « amont » pour piloter les expertises, les études de faisabilité et élaborer les scénarios jusqu'à l'établissement du programme ;
- en phase de conception pour s'assurer du bon pilotage technique global de l'opération, notamment par le contrôle de la production du maître d'œuvre. Il instruit les demandes d'investigations complémentaires du maître d'œuvre ;
- en phase travaux pour assurer le conseil auprès du maître d'ouvrage face aux problèmes du chantier qui mettent en cause l'économie de l'opération ou les choix stratégiques.

Compte tenu des difficultés techniques propres aux opérations de réparation, le pilotage et la coordination des missions aux différentes phases définies ci-dessus doivent être assurées, si possible, par la même personne tout au long de l'opération. L'assistant au maître d'ouvrage est le mieux placé pour coordonner les processus et assurer la mémoire d'ensemble de l'opération.

## 2.4 - Le maître d'œuvre

La maîtrise d'œuvre est assurée soit en interne (service sous l'autorité du maître d'ouvrage), soit confiée à un maître d'œuvre extérieur, prestataire dans le cadre de la loi Maîtrise d'Ouvrage Publique (loi MOP). Le lecteur remarquera que l'ensemble de la méthodologie développée dans ce chapitre s'applique au cas plus général d'une maîtrise d'œuvre externalisée mais est parfaitement applicable (moyennant quelques simplifications) à une maîtrise d'œuvre en régie.

(1) HAP : hydrocarbures aromatiques polycycliques.



Le maître d'œuvre intervient dès que le maître d'ouvrage a établi et validé son programme ; le maître d'œuvre intervient donc sur la base d'un ou plusieurs scénarios de réparation.

Dans un premier temps le maître d'œuvre doit s'approprier les données du projet, les choix techniques essentiels et mettre en avant les investigations complémentaires qu'il juge nécessaires. Le cas échéant, il fait part de ses observations ou de ses réserves au maître d'ouvrage.

Par la suite le maître d'œuvre a pour mission de mener le projet à son terme. Il est souhaitable que cette mission se poursuive par le suivi et la direction des travaux ; le maître d'œuvre de la conception est en effet celui qui connaîtra le mieux son projet et sera à même de le porter devant les entreprises.

## 2.5 - Le ou les exploitants

Les sujétions particulières d'exploitation, tant pour la voie portée que les éventuelles voies franchies ou déviées, sont à discuter très en amont du projet du fait de leurs coûts et de leurs conséquences sur les moyens à mobiliser en phase de chantier et sur l'exploitation des réseaux. Il peut être défini plusieurs scénarios suivant leurs incidences sur l'organisation des travaux et les sujétions d'exploitation. Il en résulte une incidence sur les techniques de réparation, les coûts, les phasages d'exécution des travaux, la programmation budgétaire.

Dans de nombreux cas, les investigations et les travaux de réparation impliquent des interventions à partir de zones n'appartenant pas au maître d'ouvrage, ce qui implique une large concertation préalable et l'obtention des éventuelles autorisations. Les accès au chantier sont également à examiner en détail.

## 2.6 - Les experts

Les experts sont mobilisés par le maître d'ouvrage, sous l'autorité éventuelle de l'assistant au maître d'ouvrage, lors des premières phases (amont) du processus, notamment pour réaliser des investigations complémentaires, effectuer les diagnostics et l'évaluation structurale, dresser les premiers scénarios de niveaux « études de faisabilité » et finaliser le programme avec le maître d'ouvrage.

Parmi les experts on trouve :

- les différents laboratoires chargés des essais et investigations ;
- le (ou les) bureau(x) d'études qui participe(nt) à l'évaluation structurale ;
- le (ou les) bureau(x) d'études qui réalise(nt) les études techniques ou de contraintes (par exemple, les études hydrauliques) nécessaires à l'élaboration des scénarios de réparation ;
- les laboratoires chargés des investigations complémentaires éventuelles en phase de conception ;

Ces experts sont des prestataires qui sont consultés en tant que de besoin par le maître d'ouvrage à la demande de son assistant. Ces experts peuvent également être mobilisés lors des phases de conception à la demande du maître d'œuvre.

## 2.7 - Le coordonnateur sécurité

Le code du travail [84] établit les obligations du maître d'ouvrage.

L'article R4532-4 lui impose de désigner un coordonnateur en matière de sécurité et de protection de la santé dès le début de la phase d'élaboration de « l'avant-projet sommaire ».

Compte tenu de la complexité souvent importante des opérations de réparation, il est important de bien prendre en compte les principes généraux de prévention notamment pour les phases d'exécution délicates (plan de retrait d'amiante par exemple).



## 2.8 - Les entreprises

Les entreprises chargées de l'exécution des travaux de réparation sont retenues par le maître d'ouvrage à l'issue d'une procédure d'appel d'offres.

Elles déclinent leur savoir-faire pour obtenir des travaux de qualité conformes aux objectifs du programme.

Elles interviennent aussi sur la conception de détail en réalisant les études d'exécution et de méthodes en fonction de la technologie et du savoir-faire dont elles disposent (par exemple : taille du bossage à adapter au vérin, etc.). Elles sont également sources de propositions quant aux matériaux et composants.

## 2.9 - Les laboratoires de contrôles

Les laboratoires interviennent pour la réalisation de contrôles extérieurs diligentés par le maître d'œuvre. Bien qu'ils n'interviennent de façon opérationnelle qu'en phase travaux, ils doivent être associés autant que possible à la conception et à la rédaction de toutes les clauses contractuelles relatives à la qualité. Ils garantissent ainsi la faisabilité des contrôles, c'est-à-dire *in fine* la possibilité de garantir au maître d'ouvrage la qualité requise. Ceci implique qu'ils soient désignés assez tôt au cours de processus, en tout état de cause avant la finalisation du Dossier de Consultation des Entreprises (DCE).

## 2.10 - Autres acteurs

Suivant le projet, d'autres acteurs doivent être intégrés à la démarche de projet (police de l'eau, concessionnaires, exploitants tiers, architectes, etc.).

# 3 - Les différentes phases du processus

Les différentes étapes d'un processus idéal de réparation sont décrites ci-après, de manière à bien mettre en évidence le long travail de maturation et d'avancée d'un projet de réparation. Dans la pratique, les frontières entre les différentes étapes peuvent s'avérer plus floues, par exemple, parce que l'approfondissement des études peut amener à se réinterroger sur des choix antérieurs.

## 3.1 - Découverte du problème

La nécessité d'un traitement relativement lourd apparaît lors des opérations de gestion (inspection détaillée notamment) ou lors de la survenue d'un événement inattendu. Le maître d'ouvrage « gestionnaire » est alors informé, et des premières décisions sont prises sous sa responsabilité. Lorsque les dégradations sont susceptibles de mettre en cause la résistance de l'ouvrage ou d'évoluer rapidement des mesures conservatoires peuvent être prises comme :

- la limitation de tonnage voire la fermeture des voies portées et des obstacles franchis ;
- la mise en œuvre d'une surveillance renforcée, voire d'une haute surveillance (*cf.* fascicule 3 de l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA) de 2010 - « Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde ») [15] ;
- le confortement provisoire des structures endommagées (un étaielement, un renforcement local, etc.).

Dans le cas où un confortement provisoire est mis en œuvre, il doit être conçu, autant que possible, pour ne pas gêner la réalisation d'un confortement définitif ultérieur. Toutefois, l'urgence éventuelle ne doit pas conduire à s'affranchir des phases d'études indispensables à la connaissance de l'ouvrage et de sa pathologie ; des confortements d'urgence non indispensables et/ou nuisibles ont parfois été réalisés par précaution excessive.

## 3.2 - Évaluation structurale et nécessité d'un bilan patrimonial

Une évaluation structurale est nécessaire pour identifier les insuffisances de l'ouvrage, les causes et conséquences de la pathologie et déterminer si une réparation est nécessaire. L'évaluation structurale est à mener en suivant les recommandations de la note d'information du Sétra n° 35 de mai 2012 intitulée « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants - Pratiques en vigueur dans le réseau scientifique et technique (RST) » [16].



Cette évaluation structurale est le plus souvent accompagnée ou précédée d'une évaluation des matériaux : d'une part les données issues de cette évaluation peuvent être utiles à l'évaluation structurale de l'ouvrage proprement dite et d'autre part, elles permettent de réaliser un bilan précis de l'état de l'ouvrage. En effet, le maître d'ouvrage, qui a la responsabilité de prendre des décisions stratégiques quant au devenir de son ouvrage, doit en connaître toutes les insuffisances éventuelles.

En conséquence, et bien évidemment, suivant l'importance de l'opération, l'assistant au maître d'ouvrage détermine les investigations à mener et la liste des données à recueillir. Ces propositions sont soumises au maître d'ouvrage en expliquant les bénéfices réels attendus et les exploitations qui en seront faites. Les expertises correspondantes sont confiées à des laboratoires et bureaux d'études spécialisés (les experts).

Les données recueillies peuvent être les suivantes (liste non exhaustive) :

- les données techniques issues du dossier d'ouvrage ;
- les données qualitatives et exhaustives sur l'état de l'ouvrage issues de l'inspection détaillée ;
- les données techniques sur l'ouvrage recueillies *in situ* après investigations, par exemple, les résultats des mesures (déplacements, déformations, etc.) issues d'une instrumentation mise en œuvre pour appréhender le comportement de l'ouvrage ;
- les données environnementales, les contraintes d'exploitation ;
- autres données sur l'état des matériaux (corrosion des charpentes métalliques, carbonatation des bétons, pénétration des chlorures, état des appareils d'appui, etc.) ;
- toute information sur les modalités « d'usage » de l'ouvrage permettant de compléter son bilan patrimonial.

### 3.3 - Situation transitoire

Entre la découverte du problème, la réalisation d'une première évaluation structurale et le traitement par une réparation, il peut se passer un temps plus ou moins long pendant lequel le maître d'ouvrage devra gérer l'ouvrage en toute sécurité pour les usagers.

Assez souvent, l'ouvrage est maintenu en service moyennant des mesures transitoires visant à réduire le niveau des sollicitations et/ou à surveiller son évolution sous la forme d'une « surveillance renforcée » plus ou moins élaborée comprenant des visites et ou une instrumentation. Dans les cas les plus critiques où une défaillance à court terme est envisagée, la situation transitoire impose la mise en œuvre d'une « haute surveillance ». On pourra se reporter au fascicule 2 (chapitre 4) et au fascicule 3 « *Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde* » de l'ITSEOA [15] pour la définition de ces termes et les conditions d'applications de tels dispositifs.

Toutefois, même dans le cas où l'ouvrage n'est pas maintenu en service, le gestionnaire devra s'assurer que la précarité éventuelle de l'ouvrage sous l'effet des actions permanentes ou climatiques ne menace pas les constructions voisines ou les voies franchies.

Les principes d'évaluation structurale détaillés dans ce guide sont appliqués en phase transitoire mais ils peuvent prendre en compte une réduction des sollicitations pour autant que des mesures d'exploitation appropriées soient prises pour garantir la sécurité.

Parmi les mesures visant à réduire le niveau des sollicitations, une des plus efficaces est de réduire le nombre de voies circulées y compris par la mise en œuvre d'un alternat.

La limitation de tonnage est également une solution possible pour autant que l'on s'assure qu'elle a un sens parce que, indépendamment des arrêtés de circulation qui pourront être pris, son efficacité réelle est grandement dépendante du bon vouloir des usagers. Sauf si des mesures de limitation physique du gabarit des véhicules sont prises, une limitation de tonnage ne s'entend guère que pour réduire la fréquence de passage des véhicules les plus lourds ou pour réduire la probabilité de présence de plusieurs véhicules lourds sur l'ouvrage. Si un ou deux véhicules sont suffisants pour créer un dommage et que cette situation n'est pas rendue impossible physiquement, cette mesure peut s'avérer inefficace. Par ailleurs, dans le cas des ouvrages les plus complexes et surtout si une instrumentation est mise en œuvre et associée à des mesures de surveillance renforcée ou de haute surveillance, il peut être utile de constituer un « comité technique d'experts » compétents relativement aux domaines techniques concernés. Ce comité sera à même de poser les conditions de maintien en service de l'ouvrage en situation transitoire, d'interpréter les résultats de la surveillance et de conseiller le maître d'ouvrage gestionnaire sur les mesures à prendre.



### 3.4 - Détermination des objectifs de la réparation et des scénarios

Inévitablement, un certain nombre d'investigations sont menées avant d'entreprendre toute étude ou toute ébauche des études de réparation. La définition de ces premières investigations est délicate et doit faire en soi l'objet d'un programme technique spécifique qui précise les attendus, les risques et incertitudes probables.

Par la suite et en premier lieu, il convient de s'interroger sur les objectifs de la réparation, en prenant en compte d'autres considérations que la seule résistance structurale de l'ouvrage comme son état d'usage ou le vieillissement des matériaux, l'évolution de sa fonction d'usage, les interventions à prévoir sur les dispositifs de sécurité ou d'assainissement, etc.

Par exemple : est-il judicieux d'effectuer une réparation lourde sur un vieil ouvrage métallique dont le profil en travers est trop étroit ? Le remplacement et la mise en conformité des dispositifs de retenue nécessite-t-il un renforcement de la structure ?

Les questions à poser recouvrent les risques au cours des travaux du fait des inconnues, la valeur d'usage et la valeur architecturale de l'ouvrage, l'incidence de sa démolition sur le trafic, etc. Dans ce contexte, l'option « démolition reconstruction » pourra aussi être étudiée afin d'écarter de trop coûteuses interventions sans garanties de durabilité suffisantes et qui relèveraient plus de « l'acharnement thérapeutique » que de bonnes pratiques de gestion patrimoniale.

Comme il existe quasiment toujours différentes techniques applicables suivant le degré de contraintes imposées il est nécessaire d'élaborer différents « scénarios » de la réparation. Un scénario associe en général, une technique de réparation, des contraintes d'exécution (exploitation ou autres) et un objectif (par exemple une durée de vie résiduelle, une requalification, etc.).

Ces scénarios reposent sur des études de faisabilité ou préliminaires ; celles-ci doivent être menées avec un niveau de précision suffisant pour permettre d'identifier la solution la mieux adaptée aux contraintes, aux besoins et à la stratégie du maître d'ouvrage. Au cours de ces études de faisabilité, des investigations complémentaires sont conduites afin d'affiner la connaissance de l'ouvrage et de ses désordres ; le cas échéant, des « tests » peuvent aussi être prescrits afin de vérifier, *in situ*, la faisabilité de telle ou telle opération (une démolition partielle, une injection, etc.).

Le montage des scénarios requiert également une analyse fine des contraintes et frais annexes liés à l'exploitation des voies portées et franchies perturbées par les travaux.

Les scénarios évaluent l'impact des choix proposés sur la durée de vie résiduelle de l'ouvrage (ou la durée d'efficacité de la réparation) pour autant que les connaissances techniques et scientifiques le permettent. Le maître d'ouvrage sera informé sur le fait que la précision de ce renseignement, est généralement faible.

Cette phase, souvent interactive (études techniques, études des contraintes), se révèle être assez longue eu égard aux contacts à prendre, aux autorisations (ou informations) à obtenir de la part de tiers vis-à-vis de tel ou tel scénario, aux investigations complémentaires et aux études techniques à réaliser.

### 3.5 - Mise au point du programme

À l'issue des phases d'études de faisabilité, le maître d'ouvrage dispose d'une évaluation technico-financière de différents scénarios ; il est alors en mesure de finaliser son programme, de confirmer les objectifs à atteindre, de recenser les contraintes lors de l'exécution et d'arrêter les hypothèses essentielles à appliquer.

Ce programme sera utile pour fixer le budget et permettre la consultation de bureaux d'études en vue de l'attribution d'un marché de maîtrise d'œuvre portant sur toutes les phases ultérieures.

Il convient à ce titre de noter que la définition du programme, plus encore peut-être dans le cas d'une réparation que lors de l'étude d'un ouvrage neuf, relève d'un processus itératif en liaison étroite avec le maître d'ouvrage et les services d'exploitation des différentes infrastructures concernées par la réparation.

Au-delà des aspects purement techniques liés à la réparation, le programme évoque (liste non exhaustive) :

- l'usage attendu de l'ouvrage réparé ainsi que la durée de vie résiduelle attendue de la réparation ;
- les délais et coûts probables connus lors de la rédaction du programme ;
- les obligations réglementaires éventuelles (notamment celles relatives au code de l'environnement et celles liées au code de la santé publique). Ces obligations doivent être récapitulées dans le programme avec leurs incidences sur le planning et les coûts ;



- les considérations liées aux interventions éventuelles sur les dispositifs de retenue (remise en état, amélioration du niveau de retenue, etc.) ;
- les éventuels renforcements parasismiques (cf. chapitre 2) ;
- les conditions de concertation avec les riverains, les aspects de communication.

L'attention du maître d'ouvrage doit être attirée sur le fait que ses obligations réglementaires au titre du code de l'environnement ou du code de la santé publique peuvent substantiellement modifier les données du programme et les conditions de réalisation de la réparation, voire mettre en cause le principe même de travaux de réparation. En outre, il est rappelé que la réalisation d'investigations complémentaires destructives ou semi-destructives sur ouvrage implique de réaliser au préalable les diagnostics plomb, amiante et HAP.

### 3.6 - Réalisation du projet

La loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 relative à la Maîtrise d'Ouvrage Publique (loi MOP [81]) et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée, et le décret n° 93-1268 du 29 novembre 1993 [82] relatif aux missions de maître d'œuvre, s'appliquent aux opérations de réutilisation et de réhabilitation d'ouvrages d'infrastructures.

Dans ce contexte, le maître d'œuvre est choisi sur la base de ses compétences en réparation à la fois du point de vue des études mais aussi du contrôle des travaux. Il est désigné après définition d'un programme précis établi sur la base d'études de faisabilité. Il est néanmoins recommandé de faire débiter la mission du maître d'œuvre par une phase préliminaire qui lui permettra de s'approprier les données du projet, les choix techniques essentiels et de mettre en avant les investigations complémentaires éventuellement nécessaires.

Par la suite, le projet est réalisé par le maître d'œuvre, en plusieurs phases successives classiques, études d'avant-projet, études de projet et/ou études d'avant-projet de réparation d'ouvrage d'art (AVP, PRO et/ou APROA pour les ouvrages du réseau routier national). Au-delà des dimensionnements théoriques, le maître d'œuvre s'assure de la faisabilité de son projet et de la faisabilité des contrôles qui permettent de garantir la qualité requise et l'efficacité des travaux.

Autant que possible, le maître d'œuvre travaille en étroite collaboration avec les laboratoires chargés des contrôles. Ceci implique de les désigner le plus tôt possible et en tout état de cause avant la finalisation du DCE. Pour ce faire, le maître d'ouvrage confie au maître d'œuvre une mission complémentaire (aux missions principales en phase travaux définies par le décret n° 93-1268 [82]) d'élaboration du plan de contrôles extérieurs et de gestion des contrôles extérieurs.

Pour lever un doute et garantir la faisabilité du projet, des essais, tests ou épreuves de convenances peuvent ou doivent être réalisés préalablement aux travaux. Il s'agit par exemple de s'assurer des caractéristiques de matériaux (résilience et soudabilité sur métaux, cohésion de bétons, caractéristiques de peintures, etc.), de vérifier la faisabilité des travaux (convenance sur décapage, ragréage, démontage, démolition partielle, etc.) ou bien de détecter la présence de matières toxiques. Dans ce cas, un marché de travaux spécifique doit être élaboré. Les résultats détaillés de ces tests, à savoir les résultats obtenus mais aussi les temps d'intervention, les moyens déployés, etc., seront portés à connaissances des entreprises consultées par la suite. Ces essais permettent aussi de limiter les contentieux lors de l'exécution des travaux.

Le maître d'œuvre indique également les conditions de suivi de l'ouvrage dans le temps (instrumentations, mesures et surveillances à effectuer, etc.), avant, pendant et après les travaux et les exploitations attendues, notamment comme élément de preuve de la réussite des travaux.

Enfin, au cours de cette phase d'études, les contacts sont pris avec les tiers, notamment concessionnaires et gestionnaires.

Le maître d'ouvrage doit approuver les études d'avant-projet et donner son accord sur les études de projet (article 3 de la loi MOP [81]).

### 3.7 - Mise au point du DCE

La contractualisation est un sujet délicat en matière de réparation. La contractualisation porte sur des aspects très spécifiques à ces types d'opérations, tels que :

- contractualisation d'hypothèses de calculs : il faut ici choisir entre la contractualisation d'hypothèses issues de longues phases d'expertise et d'évaluation ou la contractualisation d'un état de référence de l'ouvrage issu du calcul mené par le maître d'œuvre (voir ci-après « études d'exécution ») ;



- contractualisation de « matériaux » : il est juridiquement contestable d'imposer l'utilisation d'un « produit ou d'un composant ». Les spécifications explicites de produits et matériaux (produit X ou similaire) doivent être exceptionnelles et justifiées. Dans le cas général, il s'agira de spécifications générales ou d'exigences de performances. Évidemment, une difficulté est de déterminer les performances requises et applicables et de s'assurer qu'elles sont obtenues ;
- contractualisation de « méthodes » : alors qu'en général, pour les ouvrages neufs, on se limite à fixer des obligations de résultat, en réparation, il est parfois nécessaire de fixer des méthodes d'exécution (par exemple : ordre des opérations, conditions de vérinage, etc.). Ces méthodes, élaborées après de longues expertises préalables, garantissent l'intégrité de l'ouvrage et la pérennité des travaux.

Il peut subsister certaines « inconnues » qui seront à lever au fur et à mesure de l'exécution et qui peuvent avoir une incidence sur l'économie du marché. Afin de lisser ces difficultés, il est recommandé de mettre à disposition de l'entreprise, dès la consultation, un dossier des expertises préalables cohérent et validé comprenant :

- le dossier d'ouvrage (plans d'exécution, etc.) ;
- les rapports d'inspections détaillées ;
- tous les rapports d'investigations complémentaires ou une synthèse de ces rapports pour éviter les éventuelles incohérences ou contradictions ;
- l'étude des scénarios et le programme du maître d'ouvrage ;
- les voies d'accès au chantier et la délimitation des emprises de chantier.

Le maître d'œuvre doit s'assurer que son dossier ne conduit pas à interprétation quant aux quantités à mettre en œuvre (par exemple, répartition entre précontrainte verticale et matériau composite pour le renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant, etc.).

Le maître d'œuvre doit éprouver la solidité de son dossier en anticipant les problèmes qui pourraient se poser : ferrailage ou géométrie non conformes aux plans, acheminement des matériels nécessaires, délais nécessaires aux opérations, divergences de modélisation, etc.

Le maître d'œuvre doit énumérer de manière très précise les contraintes de réalisation, et notamment les contraintes d'exploitation pour chaque phase de travaux.

### 3.8 - Jugement des offres

La valeur technique des offres doit être privilégiée. Un rapport 60/40 entre la valeur technique et le prix est recommandé pour une réparation.

L'établissement de la grille d'analyse implique un travail de préparation important et celle-ci doit être adaptée à l'opération. La publication d'une grille d'analyse type est en dehors du champ de ce guide ; toutefois, il est possible d'envisager les critères suivants :

- références antérieures de travaux similaires (les références ne doivent pas et ne peuvent pas être utilisées pour éliminer des candidatures mais elles peuvent être appréciées comme critères de jugement des offres) ;
- qualité technique de la note méthodologique (compréhension du problème, adéquation des méthodes et moyens) ;
- gains éventuels sur les délais et la gêne à l'exploitation ;
- adéquations des matériaux, produits et composants proposés ;
- expérience des intervenants suivant la qualité des curriculum vitæ fournis ;
- organisation générale et maîtrise de la qualité, nature et pertinence des contrôles intérieurs adaptés à l'opération.

### 3.9 - La mise au point du marché

Cette phase peut s'avérer cruciale en réparation. La mise au point du marché constitue en quelque sorte une phase d'étude intermédiaire entre la phase PRO et l'étude d'exécution basée sur les propositions de l'entreprise.

Il s'agit ici de compléter le Cahier des Clauses Techniques Particulière (CCTP) sur les moyens (y compris qualité), méthodes, composants et matériaux que l'entreprise compte utiliser ou appliquer pour la réalisation des études et des travaux.

Les éléments correspondants sont négociés dans le respect du cadre du marché ; ils deviennent ensuite contractuels.



### 3.10 - Les variantes

Les maîtres d'ouvrage estiment plus ou moins utile d'autoriser des variantes pour dynamiser la concurrence et espèrent ainsi favoriser l'émergence de solutions économiques, etc. Cependant, l'acceptation d'une variante engage en premier lieu le maître d'œuvre qui est censé l'avoir réétudiée complètement au cours des phases d'analyse des offres. La responsabilité du maître d'œuvre par rapport aux variantes est souvent sous-estimée par ces derniers et par le maître d'ouvrage.

L'appel d'offres classique « avec variantes larges » n'est guère adapté à un projet de réparation dont le processus de conception est long, laborieux et nécessite de nombreuses phases de validations par des spécialistes. En effet, les entreprises n'ont généralement pas le temps suffisant pour pouvoir élaborer une variante parfaitement adaptée. Le maître d'œuvre n'a pas non plus le temps pour la réétudier complètement dans le cadre du jugement des offres et estimer l'incidence de la variante sur l'ensemble des contraintes du projet. Par ailleurs, les critères de jugement retenus peuvent se révéler inadaptés pour choisir ou éliminer une variante qui - par définition - n'est pas connue au moment du lancement de la consultation. Enfin, la négociation n'est pas possible.

À défaut d'autoriser des variantes, il reste néanmoins souhaitable de favoriser des technologies d'entreprises et l'inventivité de ces dernières en laissant la place à des options technologiques à contractualiser dans le cadre de la mise au point du marché.

Par ailleurs, si l'on souhaite favoriser les solutions technologiques d'entreprises, le code des marchés publics prévoit différentes possibilités que l'on peut mettre à profit :

- dans le cas des MArchés à Procédure Adaptée (MAPA) - où les variantes sont autorisées par défaut - il peut être intéressant de faire plein usage des possibilités de négociation offertes par cette procédure. On pourra alors s'assurer que les entreprises disposent des moyens et méthodes nécessaires pour traiter l'opération de réparation et, le cas échéant, ajuster les propositions de l'entreprise voire les prescriptions du marché lors d'une deuxième phase de consultation ;
- exceptionnellement, il est possible de recourir à un « dialogue compétitif ». Cette solution est plutôt réservée à de gros marchés (au-dessus du seuil des MAPA) pour lesquels « le maître d'ouvrage n'est objectivement pas en mesure de définir (...) les moyens techniques pouvant répondre à ses besoins et à ses objectifs ». Cette procédure est toutefois lourde à mettre en œuvre et difficile à gérer puisqu'elle nécessite de longues phases d'évaluation des solutions proposées. En outre, elle nécessite une adaptation des missions du maître d'œuvre afin de prendre en compte les apports technologiques de l'entreprise au projet.

### 3.11 - Études d'exécution

Les études d'exécution achèvent le processus de conception de la réparation. Au cours de cette phase, l'entreprise prend en compte ses moyens pour finaliser le projet d'exécution et effectue les dimensionnements de détails.

Le maître d'œuvre dispose de trois options pour la contractualisation des études d'exécution :

- Option n° 1 : les études d'exécution ne portent que sur le dimensionnement des pièces ajoutées et l'effet sur l'ouvrage à partir d'un état de référence de l'ouvrage (tableau d'efforts ou de contraintes par exemple) ;
- Option n° 2 : les études d'exécution comportent le calcul de l'ouvrage depuis sa construction jusqu'à sa réparation achevée ;
- Option n° 3 : les études d'exécution ne comprennent que l'étude des méthodes et les effets des ouvrages provisoires ; dans ce cas, le dimensionnement est fourni intégralement à l'entreprise.

L'option n° 3 est adaptée à des projets de réparation bien circonscrits, comme par exemple la réparation locale à l'identique sur une structure métallique ou une quantité déterminée de précontrainte additionnelle à mettre en œuvre.

Pour des projets de réparation ou de renforcement complexes, on aura recours à l'option 1 ou 2. L'option 2 a pour intérêt de permettre une ultime vérification du cheminement intellectuel qui a conduit au projet. Elle implique des études d'exécution plus longues et éventuellement conflictuelles, qui n'exonèrent d'ailleurs pas la responsabilité du concepteur quant aux hypothèses retenues.

L'option n° 1 présente l'intérêt d'éviter toute remise en cause des choix techniques de réparation retenus lors du projet : par exemple lorsque ces choix sont le résultat d'un long processus d'évaluation et de conception (avis d'experts, validation par un comité technique, etc.) ou si ces choix sont basés sur des aménagements aux règles de calcul, que seul le maître d'ouvrage peut assumer.



En tout état de cause, quelle que soit l'option retenue, l'entreprise aura la responsabilité de finaliser le projet d'exécution sur la base de données géométriques complémentaires confiées à sa responsabilité ; ceci concerne, par exemple, des données d'implantation, certaines données géométriques critiques: position précise des câbles de précontrainte ou d'armatures pour éviter leur percement, relevés géométriques détaillés nécessaires à la fabrication de pièces, etc.

Enfin, les études d'exécution doivent faire l'objet d'un contrôle extérieur ; ce contrôle doit être réalisé de manière préférentielle par le concepteur du projet ; en effet, l'intervention d'un tiers, en remplacement du concepteur, pour ce contrôle, n'apporte aucune sécurité supplémentaire et seulement beaucoup de confusions et de risques de déviations par rapport à l'esprit du projet et du programme. Il faut rappeler que le contrôle des études d'exécution n'est pas compris dans la mission « Visa » de la loi MOP et qu'il s'agit donc d'une mission complémentaire de maîtrise d'œuvre.

Dans les cas des options 1 et 3, il y a lieu de préconiser, en outre, un contrôle extérieur des études de projet. Ce contrôle extérieur doit être proche du niveau de contrôle d'études d'exécution, avec recalcul contradictoire puisqu'il ne se fera pas plus tard.

### 3.12 - Réalisation des travaux

Les chantiers de réparation comprennent souvent des travaux techniquement délicats. Le maître d'œuvre doit être particulièrement présent pour s'assurer de la bonne exécution et pouvoir dialoguer avec l'entreprise de tout fait nouveau. Tout au long des travaux, le maître d'œuvre s'assure de l'absence de dérives par rapport aux résultats des expertises et études antérieures ; il diligente à temps les interventions des laboratoires de contrôles. Toute décision de modification du contrat doit être soigneusement analysée et validée par le maître d'ouvrage, car les implications induites ne sont pas faciles à apprécier.

L'assistant au maître d'ouvrage s'assure auprès du maître d'œuvre de la qualité par la réalisation d'audits.

### 3.13 - Réception

La réception est l'acte par lequel le maître de l'ouvrage déclare accepter l'ouvrage avec ou sans réserves (Code civil, article 1792-6 [83]).

Pour un ouvrage réparé, la réception ne peut évidemment porter que sur les travaux relevant de la responsabilité de l'entreprise.

Au cours de cette phase, des mesures de l'efficacité de la réparation peuvent être réalisées. Ceci recouvre des épreuves classiques (épreuves de chargement) ou spécifiques (mesures de déformation, courburemétrie, géométrie, etc.) qui pourront être rapprochées des essais réalisés au cours des expertises initiales et/ou lors de la réception initiale de l'ouvrage.

Les informations recueillies au cours de la réception permettront de compléter le dossier d'ouvrage.

### 3.14 - Constitution du dossier d'ouvrage

Le dossier d'ouvrage est établi ou mis à jour conformément au fascicule 1 de l'ITSEOA [15] (cf. chapitre 3, « Contenu détaillé du dossier de génie civil »).

S'agissant d'un ouvrage réparé, une attention particulière doit être portée aux éléments techniques permettant d'assurer le suivi de l'ouvrage y compris l'exploitation des résultats d'instrumentations et le détail des conditions de surveillance s'il en est prévu.

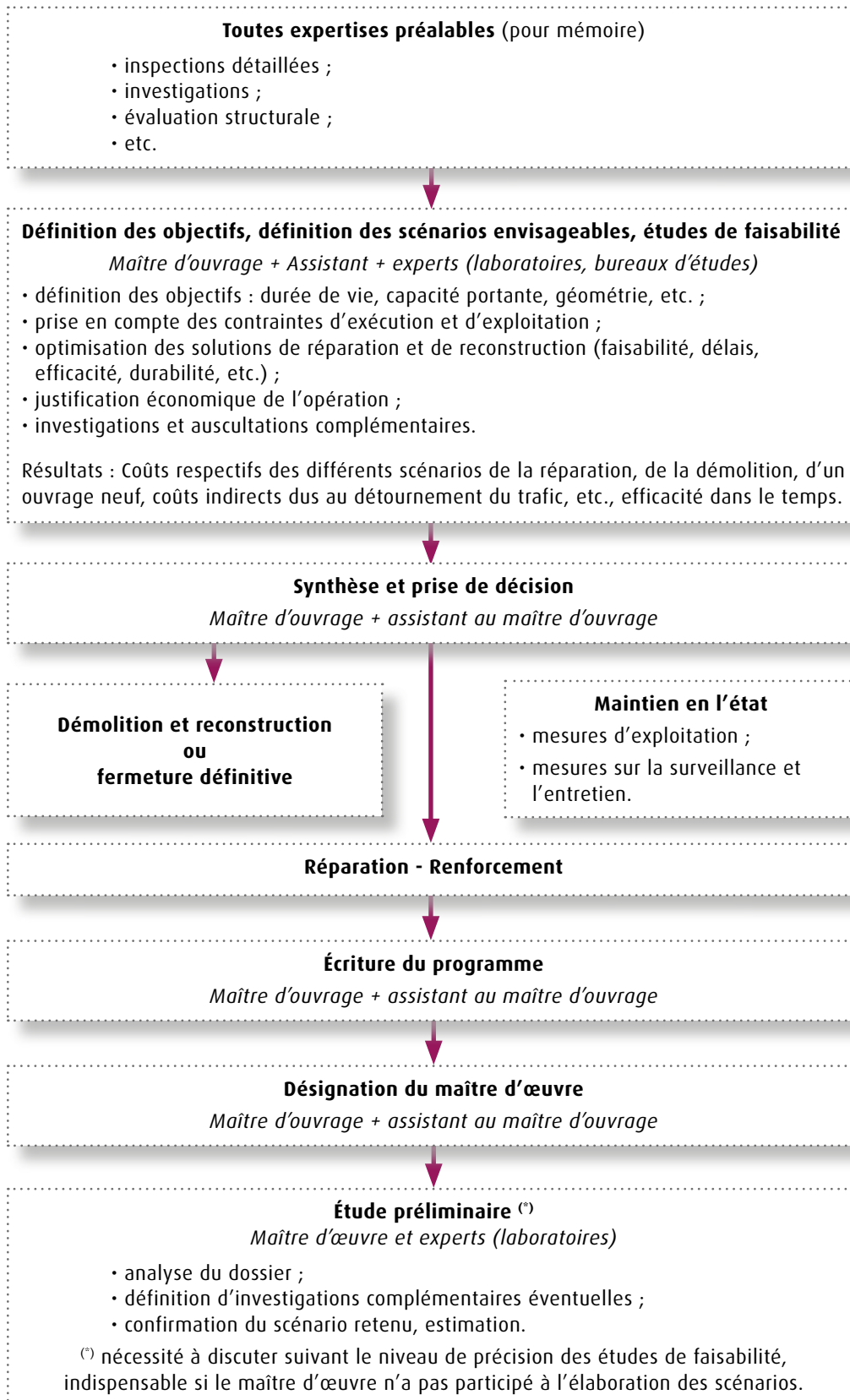
Par ailleurs, l'élaboration ou la mise à jour du « Dossier d'Intervention Ulérieure sur Ouvrage » (DIUO) est une des missions du coordonnateur sécurité (Code du travail [84] - R4532-12).

Il l'effectue en bonne intelligence avec le maître d'œuvre.



## 4 - Résumé : Principales étapes

La Figure 1 synthétise la démarche générale d'élaboration du projet de réparation.



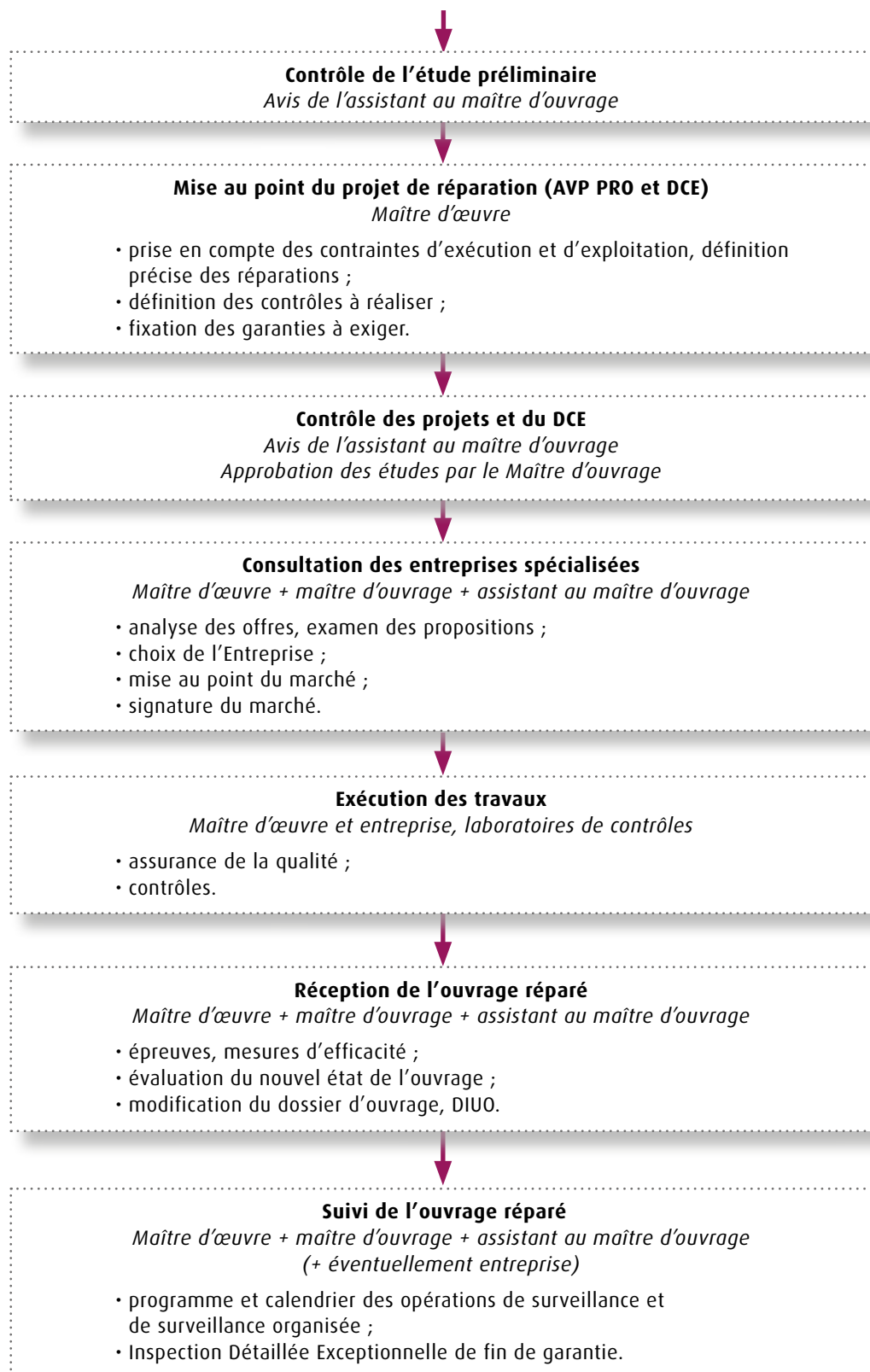


Figure 1 : La démarche générale d'élaboration du projet de réparation



# 2 Les principes généraux des calculs

## 1 - Généralités

Le présent chapitre vise à présenter les principes généraux de justification à appliquer à la réparation structurale et au renforcement des ouvrages d'art. Il est organisé en s'inspirant de l'architecture de l'Eurocode 0 [1].

Le principe retenu consiste à utiliser autant que possible les Eurocodes. Ces normes sont considérées comme les plus évoluées, donc reflétant au mieux les connaissances scientifiques actuelles. L'admissibilité du non-respect de certaines dispositions est à apprécier au cas par cas et d'éventuels aménagements pertinents des Eurocodes sont souhaitables. En effet, certaines stipulations des Eurocodes, notamment celles sur les matériaux modernes, ne sont pas forcément applicables à des ouvrages anciens (cas des ouvrages en fer puddlé par exemple). Par ailleurs, la meilleure connaissance que l'on peut avoir de la structure dans la mesure où elle existe déjà peut autoriser des aménagements des règles de calcul pour ouvrages neufs sans remettre pour autant en cause l'ordre de grandeur du niveau de sécurité structurale.

Parmi les aménagements envisageables on peut citer par exemple :

- la modification de coefficients partiels à l'ELU ou des pondérations de la précontrainte moyenne à l'ELS ;
- la prise en compte de valeurs mesurées sur l'ouvrage (masse volumique, épaisseur de béton, épaisseur d'enrobé, caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier, trafic réel, etc.) ;
- l'acceptation d'anciennes dispositions constructives non conformes aux Eurocodes mais validées par l'expérience.

## 2 - Bases de justification des réparations et exigences

### 2.1 - Le contexte normatif

Il n'existe pas aujourd'hui de normes ou de règlements dédiés à la gestion de la fiabilité des structures existantes comme le sont les Eurocodes pour les ouvrages à construire.

L'Eurocode 0 précise cependant qu'il est applicable pour l'évaluation structurale de structures existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation. Une note précise que des dispositions additionnelles ou modifiées pourront se révéler nécessaires.

*« Eurocode 0 - Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures », page 8 : paragraphe 1.1 « Domaine d'application »*

*(4) L'EN1990 est applicable pour l'évaluation structurale de constructions existantes, en vue de projeter des réparations et des modifications ou d'étudier des changements d'utilisation.*

**Nota :** Des dispositions additionnelles ou modifiées pourront se révéler nécessaires selon le cas.

Les autres Eurocodes n'abordent pas ces points à l'exception de l'Eurocode 8-3 « Évaluation et renforcement des bâtiments » [6] qui ne concerne cependant pas les ouvrages d'art. On peut aussi utilement se reporter à la norme ISO 13822 « Bases du calcul des constructions - Évaluation des constructions existantes » [11] qui ne traite pas des réparations mais présente des principes pertinents pour les ouvrages en service.

La gestion de la performance d'un ouvrage existant et d'un ouvrage à construire repose pour beaucoup sur une base commune, et l'application stricte des Eurocodes, si elle est envisageable, assure la performance attendue. Ce choix n'est cependant pas toujours possible techniquement, les anciens matériaux ou de vieilles conceptions n'étant pas abordés dans les nouveaux règlements. Ce choix n'est pas non plus toujours économiquement pertinent, car respecter strictement les règles de calcul destinées aux ouvrages neufs peut s'avérer très difficile à réaliser, voire conduire à des interventions inutiles.



En effet, les ouvrages conçus avec les règlements antérieurs aux Eurocodes ne peuvent évidemment pas respecter toutes leurs exigences, mais pour autant ils ont pour la plupart fait la preuve qu'ils possèdent un niveau de performance structurale acceptable.

La mise en conformité des ouvrages existants aux normes relatives aux ouvrages neufs n'est pas un objectif en soi, il suffit qu'ils offrent une sécurité satisfaisante aux États Limites Ultimes (ELU) et répondent aux exigences du maître d'ouvrage (fonctionnalité, critères des États Limites de Service (ELS) et durabilité).

### 2.1.1 - Quelles règles de calcul utiliser ?

En général, les calculs de dimensionnement du projet de réparation ou de renforcement sont effectués sur la base des règles de calcul en vigueur pour les ouvrages neufs, les Eurocodes, avec les aménagements qui conviennent, notamment pour les matériaux. Il importe de retenir les mêmes règles de calcul pour tous les aspects étudiés.

Cette approche est cohérente avec l'alinéa (4) et la note de l'Eurocode 0 rappelés au paragraphe précédent.

### 2.1.2 - Quelles règles de charge utiliser ?

Le principe retenu consiste à utiliser les règles actuelles, l'Eurocode 1, censé être le plus représentatif des charges de trafic actuelles.

Il convient cependant de noter que ces règles ont été calibrées sur la base de trafics mesurés sur des autoroutes supportant un fort trafic poids lourds. En conséquence :

- pour les ouvrages supportant un très fort trafic poids lourds ces règles sont les seules à considérer ;
- pour les autres ouvrages lorsque la vérification n'est pas satisfaite avec l'Eurocode 1-2 [2], il est envisageable d'effectuer une vérification selon le règlement de charges français précédent, le titre II du fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes (CPC) [75]. La conclusion doit alors être appréciée en fonction du résultat de ces deux approches et du niveau de trafic réellement supporté par l'ouvrage.

Par ailleurs, si les justifications à l'ELU doivent être menées en considérant le découpage en voies conventionnelles réglementaires, pour les justifications à l'ELS il est envisageable de limiter la largeur chargeable à la plate-forme réellement circulée.

## 2.2 - Les obligations du maître d'ouvrage - exigences de bases

Le maître d'ouvrage doit veiller à la sécurité des usagers, mais aussi aux risques induits pour les voies franchies et les riverains.

L'Eurocode 0 [1] fixe à son article 2.1 des principes que l'on peut facilement décliner pour la réparation sur deux points :

- une structure doit être réparée ou renforcée de sorte que, pendant la durée de vie résiduelle escomptée, avec des niveaux de fiabilités appropriés et de façon économique :
  - elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant la phase de réparation puis lors de son utilisation ;
  - elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été réparée.
- une structure doit être réparée pour avoir :
  - une résistance structurale (ELU) ;
  - une aptitude au service et une durabilité (ELS).

Le maître d'ouvrage pourra cependant accepter un niveau de service plus faible pour les ouvrages existants, notamment éviter de réparer si seulement des critères ELS ne sont pas satisfaits et que le niveau de service est considéré comme acceptable.

Pour les ponts, il n'existe pas d'obligation réglementaire à ce que les autres principes, la résistance à l'incendie [(3)P], la robustesse [(4)P], la limitation des dommages potentiels [(5)P], la résistance au séisme, soient systématiquement examinés, car ils sont liés à la nature de la construction existante. Le maître d'ouvrage a toutefois la responsabilité de la sécurité des personnes. Il pourra s'interroger, à l'occasion d'une étude de réparation, sur l'opportunité de prendre en compte ces autres principes.



La robustesse est mise en avant dans l'EC1, partie 1-7 [4] : « Une défaillance locale due à une cause inconnue ne doit pas avoir de conséquences disproportionnées ». Elle traduit la capacité d'une structure à résister à des actions non considérées pour son dimensionnement, ou à des endommagements imprévus de certains éléments constitutifs.

Appliquer le principe de robustesse [(4)P] pour les ponts, consiste à rechercher la réponse de la structure à un événement extérieur, souvent accidentel (choc, explosion, surcharge, etc.), ou à une dégradation anormale de la structure (rupture d'un élément par fatigue, disparition de câble de précontrainte par corrosion, etc.). Cette réponse mobilise les réserves de ductilité de la structure, ou active des chemins résistants alternatifs (également appelés redondance de la structure).

Pour assurer la sécurité des usagers, les conséquences immédiates d'un tel événement doivent rester limitées, et la vitesse de propagation des désordres engendrés doit permettre leur détection dans le cadre de la surveillance normale de l'ouvrage (cas de la propagation des fissures de fatigue par exemple).

Pour les ouvrages existants, ce principe peut être appliqué lorsque les études menées, classiques ou élaborées, ne permettent pas de conclure concernant la résistance de la structure vis-à-vis de certains aléas. Il est alors opportun d'étudier les conséquences d'une défaillance liée à un aléa non pris en compte dans la conception initiale, sur l'intégrité de la structure, par exemple sous séisme ou sous choc de poids lourds. Dans ce cas, il convient bien entendu d'évaluer la résistance réelle de la structure avant effondrement et non la résistance conventionnelle atteinte lorsqu'un élément n'est plus justifié réglementairement. Le guide maîtrise des risques publié par le Sétra offre une analyse plus avancée de la problématique de la robustesse des structures. [17].

Une application du principe de robustesse, appliquée à l'aléa « corrosion des câbles de précontrainte » pour les ouvrages en béton, est décrite par la méthode E(a) de « prévention de la rupture fragile », dans la norme NF EN 1992-2 [3] (voir § 1.4.6 du chapitre 3 de ce document).

Dans le cas où la robustesse de la structure n'est pas considérée comme suffisante vis-à-vis d'un aléa, une issue peut être de protéger la structure contre cet aléa. Cette approche est particulièrement adaptée, dans le cas particulier des chocs sur appuis. En effet, dans beaucoup de cas, des obstacles physiques (glissières béton, duc-d'Albes, etc.) peuvent empêcher la circulation de rentrer en contact avec les appuis de la structure.

## 2.3 - La gestion du risque

L'Eurocode 0 donne les clés de la gestion de la performance des ouvrages existants, où l'on souhaite justement adapter l'expertise et la réparation à chaque cas. L'approche probabiliste de la fiabilité n'est cependant pas facile à mettre en œuvre, et les modulations des coefficients partiels sont à faire avec circonspection. Les autres Eurocodes dédiés aux ponts concernent en effet exclusivement les ouvrages neufs. L'Eurocode 8-3 [6] qui porte sur l'évaluation et le renforcement uniquement des bâtiments vis-à-vis du séisme donne des indications méthodologiques intéressantes pour la gestion du patrimoine (notion de niveau de connaissance par exemple).

Il est rappelé que le risque sismique n'est pas traité par le présent document, le guide « Diagnostic et renforcements sismiques des ponts existants » du Cerema [21] fournit des indications pour déterminer un niveau de performance cible à atteindre pour les renforcements.

Ainsi, pour les justifications, il est recommandé de s'appuyer sur l'ensemble des Eurocodes, qui permet d'établir l'état de référence d'un dimensionnement d'un ouvrage neuf d'une durée d'usage de 100 ans et d'autoriser les adaptations que l'on juge pertinentes. Il convient notamment de s'interroger sur les points suivants qui permettent d'affiner la gestion du risque :

- la durée d'usage résiduelle que l'on attend de l'ouvrage réparé ;
- la géométrie, la nature et la qualité réelles des matériaux (cf. § 6 du chapitre 2 « Analyse structurale ») ;
- les aléas réels que l'ouvrage supporte dans son site (charges de trafic, vent, température, neige, etc.), (cf. § 5 du chapitre 2 « Variables de base ») ;
- l'incertitude sur les modèles de justification (cf. § 6 du chapitre 2 « Analyse structurale »).

### 2.3.1 - Pour la durée d'usage résiduelle

On veillera à adopter une durée raisonnablement longue dès lors que des travaux coûteux sont entrepris. On pourra en pratique envisager une durée comprise entre un minimum de 10 ans dans l'hypothèse d'une réparation provisoire pour un ouvrage destiné à être remplacé à court terme et un maximum de 100 ans pour un ouvrage supposé être « remis à neuf ». Dans ce dernier cas, on s'attachera à un respect plus strict des Eurocodes.



On estimera la durée d'usage résiduelle à partir d'une évaluation globale de l'ouvrage, intégrant notamment l'état de ses matériaux pour avoir une approche cohérente entre la réparation et le potentiel global de durabilité de la structure et notamment des parties non concernées par la réparation.

### 2.3.2 - Pour la fiabilité des réparations

Le principe de gestion de la fiabilité exposé par l'Eurocode 0 (§ 2.2) [1] est appliqué pour les réparations, en adaptant son premier principe :

*« La fiabilité requise pour les réparations doit être obtenue par un dimensionnement conforme aux EN1990 à EN1999 avec les éventuelles adaptations adoptées, et par des mesures appropriées en matière d'exécution et de gestion de la qualité. »*

L'annexe informative B de l'Eurocode 0 [1] propose, à partir du choix de la classe de conséquences (CC1 à CC3), d'en déduire le choix des classes de fiabilité (RC1 à RC3), de supervision du projet et de contrôle d'exécution. Pour les ouvrages d'art neufs, il est recommandé de retenir la classe de fiabilité intermédiaire RC2 sauf ouvrages très particuliers. Cette classe prévoit l'application sans modification des facteurs partiels de sécurité prévus dans les Eurocodes. Pour les ouvrages existants, le maintien de la classe RC2 reste la règle ; cependant le maître d'ouvrage pourra s'interroger sur l'emploi de la classe de fiabilité RC1, s'il estime que les conséquences d'une ruine sont faibles en termes de perte de vies humaines, de conséquences économiques, sociales ou environnementales. Cela ne peut concerner que les ouvrages non fragiles (leur inaptitude au service précède leur ruine), s'ils sont anciens (leur valeur patrimoniale pouvant s'avérer sensiblement réduite), très peu circulés ou s'ils assurent des franchissements très modestes.

En pratique, l'emploi de la classe de fiabilité RC1 doit donc rester exceptionnel, il pourra par exemple être envisagé pour certaines parties d'ouvrage non fragiles et dont la défaillance ne provoque pas d'effets en chaîne conduisant à la ruine de l'ouvrage ou ne fait pas peser un risque sur les usagers (par exemple hourdis d'un pont à poutre en flexion locale, etc.).

On pourra alors moduler par un coefficient KFI de 0,9 les actions défavorables.

On retiendra donc les exigences de l'Eurocode 0, avec les adaptations rendues possibles par la connaissance de l'ouvrage réalisé et des aléas qu'il subit. Les Eurocodes sont basés sur une approche fiabiliste et permettent de gérer ces éléments de contexte locaux, même si les difficultés pratiques limitent encore fortement le recours à cette approche. L'annexe C de l'Eurocode 0 est une base pour ces méthodes probabilistes. Voir à ce sujet les documents [18,19].

### 2.3.3 - Pour la durabilité

Le maître d'ouvrage fixe une exigence de durée de vie résiduelle d'utilisation de projet. Alors, en accord avec les principes de l'Eurocode 0 (§ 2.4) [1], la réparation doit être conçue et mise en œuvre de telle sorte que la dégradation de l'ouvrage réparé, pendant la durée d'utilisation du projet, n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance envisagé.

### 2.3.4 - Étendue des réparations et gestion ciblée de la fiabilité par parties d'ouvrage

L'évaluation structurale aura permis d'identifier les insuffisances de l'ouvrage, d'en expliquer les causes et d'en évaluer l'ampleur. Les réparations devront au minimum garantir la résistance structurale de l'ouvrage avec le niveau de fiabilité approprié. Les autres objectifs de performance (aptitude au service, durabilité, etc.) à atteindre pour la structure renforcée pourront être envisagés sur la base d'une analyse coût/bénéfice intégrant des paramètres tels que :

- la valeur socio-économique de l'ouvrage ;
- la durée de vie résiduelle ;
- les coûts des réparations.

De ce fait, l'étendue des zones traitées ne concernera en général que les zones dégradées ou susceptibles de se dégrader dès lors que les causes auront été identifiées (réparation d'un élément métallique corrodé par exemple) ainsi que les zones identifiées comme structurellement insuffisantes lors de l'évaluation. En conséquence, les différentes parties de l'ouvrage (parties réparées et parties non réparées) peuvent ne pas présenter le même niveau absolu de fiabilité mais devront offrir un niveau de sécurité globalement satisfaisant. C'est par exemple le cas d'un ouvrage dont le tablier pathologique a été réparé en conformité avec le présent document mais dont les appuis et les fondations qui ont été dimensionnés selon des règles plus anciennes ont été considérés comme satisfaisants et n'ont pas été renforcés.



La connaissance des problèmes liés à certaines familles d'ouvrages, comme les VIPP, ou à certaines périodes de conception (mauvaise prise en compte du fluage, etc.) ou de fabrication des matériaux (aciers de précontrainte fragiles), incitera le maître d'ouvrage à engager, au cas par cas, des études élargies de manière à s'assurer que l'ensemble des problèmes répertoriés ou susceptibles de se déclencher ont bien été appréhendés, même en l'absence de manifestation des désordres. À l'opposé, les parties d'ouvrage conçues avec des règles de l'art anciennes, que l'on ne pourrait justifier avec les Eurocodes, mais qui ont démontré par l'expérience leur bonne fiabilité, comme des hourdis entre poutres faiblement armés, n'ont pas à être renforcées de ce seul fait, pour autant que la structure ne soit pas « fragile ».

S'il s'agit de substituer à un élément dégradé un élément sain ne modifiant pas l'état de contrainte du reste de la structure, les justifications porteront uniquement sur les éléments remplacés avec leur phasage de mise en œuvre. Si la réparation implique une modification de la structure ou l'ajout d'éléments structurels, les justifications porteront bien sûr sur la résistance de l'élément, sa liaison à la structure (comme les déviateurs de câbles de précontrainte additionnelle), mais aussi sur son effet sur l'ouvrage ou la partie d'ouvrage qui bénéficie de cet élément en envisageant les effets positifs et négatifs (comme l'effet du poids des éléments, les effets d'entraînement de nouveaux câbles, etc.) de court terme et de long terme, incluant les effets de fluage et de relaxation. Par exemple, pour des interventions sur les ouvrages métalliques, on s'assurera que les réparations envisagées n'engendrent pas d'effets négatifs sur la tenue à la fatigue de l'ouvrage. Ces justifications prendront en compte toutes les phases provisoires nécessaires aux travaux et notamment les éventuelles charges routières admises à circuler pendant ceux-ci.

### 3 - Application des principes du calcul aux états-limites

Le principe de justification des réparations par des calculs aux états-limites est adopté. La justification est conduite en accord avec l'Eurocode 0 (§ 3.1) [1] dont nous rappelons deux principes généraux, en adaptant le second aux réparations.

*« Une distinction est faite entre états-limites ultimes et états-limites de service. »*

*« Les états-limites pris en compte pour la justification des réparations sont associés à des situations de projet. »*

#### 3.1 - Quelles sont les situations de projet à considérer ?

Les situations sont à sélectionner en accord avec les principes de l'Eurocode 0 (§ 3.2) qui prévoit la prise en compte :

- de situations de projet durables ;
- de situations de projet transitoires ;
- de situations de projet accidentelles.

Et le cas échéant, les situations de projet sismiques lorsqu'une évaluation spécifique de l'ouvrage vis-à-vis de cet aléa est conduite en application du guide du Cerema « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » [21].

Les situations de projet envisagées à l'origine peuvent ne pas couvrir toutes les situations rencontrées réellement par l'ouvrage, en particulier si ce dernier a subi des transformations. Dans le cadre du projet de réparation, on établira les combinaisons de projet pertinentes en lien avec la durée d'utilisation de projet retenue pour cette réparation. Par exemple, dans le cas de la coexistence de modes de transports différents, il conviendra de bâtir des combinaisons de justification adaptées tenant compte de la probabilité d'occurrence simultanée des différents modes de transport.

#### 3.2 - Quels états-limites ?

Le principe de base à appliquer est que la sécurité des personnes doit être assurée en toutes circonstances, ce qui se traduit par la justification de l'ouvrage à l'ELU. Il en résulte que si cette vérification n'est pas satisfaite, c'est-à-dire si la sécurité structurale n'est pas assurée, l'ouvrage doit être réparé ou renforcé.

L'ELS ne vise que des objectifs de confort et de durabilité, plus rarement de limitation des déformées de la structure (cas des ponts ferroviaires). Du point de vue de la sécurité structurale, l'étendue de la réparation peut donc se limiter au respect des seuls critères ELU, le maître d'ouvrage pouvant procéder le cas échéant à des arbitrages s'agissant des critères ELS.

Par exemple, vis-à-vis de justifications ELS, il peut arriver que le strict respect des règles en vigueur pour ouvrages neufs conditionne la technique même de réparation et par voie de conséquence le niveau de gêne aux usagers et le coût de l'intervention. Ainsi, si une réparation par matériaux composites collés est envisageable moyennant



quelques adaptations des justifications ELS alors que le strict respect des Eurocodes conduit à une réparation par précontrainte additionnelle nettement plus onéreuse et plus contraignante vis-à-vis de l'exploitation, il convient d'apprécier la pertinence du strict respect des règles en vigueur surtout si les questions de durabilité peuvent être traitées par ailleurs par d'autres moyens (injection, pontage préalable des fissures, protection généralisée, etc.).

### 3.3 - Le niveau de sécurité structurale (ELU) d'un ouvrage réparé doit-il être le même que celui requis pour un ouvrage neuf ?

#### 3.3.1 - Généralités

Il est fortement recommandé qu'un ouvrage réparé ou renforcé présente un niveau de sécurité structurale (ELU), c'est-à-dire une même probabilité de non-ruine, proche de celui requis pour un ouvrage neuf.

Pour autant, à fiabilité égale, des aménagements, adaptations et dérogations aux codes de dimensionnement sont envisageables. Le choix d'une durée de projet particulière, la meilleure connaissance que l'on a de l'ouvrage ou des aléas (trafic supporté, etc.) autorisent ces adaptations et dérogations sans remettre pour autant en cause le niveau de sécurité structurale. Ces aménagements ne doivent donc pas être systématiques. Ils sont particuliers à chaque ouvrage et doivent être justifiés au moins qualitativement. Le cas des ouvrages réputés « fragiles », comme par exemple les premiers ouvrages en béton précontraint ou les ponts en fer puddlé de mauvaise qualité, ou peu redondants doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Le dimensionnement du renforcement à l'ELU est en général réalisé en cohérence avec les adaptations et dérogations envisagées lors de l'évaluation structurale de l'ouvrage. La validité de ces adaptations peut être reconsidérée en intégrant les données complémentaires résultant des investigations éventuelles réalisées lors de la phase de conception de la réparation.

#### 3.3.2 - ELU fondamental et ELU accidentel

Les justifications à l'ELU distinguent la combinaison fondamentale et la combinaison accidentelle. Ces deux types de combinaisons correspondent à des situations différentes et sont assortis de niveaux de sécurité distincts.

Après que l'ouvrage a atteint l'ELU fondamental, il peut en général être maintenu en service en attendant d'être remis en état.

S'il est effectivement soumis à une action accidentelle, il est en revanche probable que les dégradations subies conduisent à fermer l'ouvrage avant réparation.

#### 3.3.3 - ELU de fatigue

Les problèmes liés à la fatigue des matériaux sont très différents pour les ouvrages métalliques et les ouvrages en béton. Il existe plusieurs cas de rupture d'éléments de charpente métallique par fatigue. En revanche, les cas de rupture d'armatures passives de béton armé sont très rares ou pas connus. Le béton est un matériau réputé ne pas fatiguer dans les domaines de compression où il est utilisé. De ce fait, les vérifications à la fatigue pour les ouvrages neufs sont traitées différemment par les Eurocodes 2 et 3.

Pour les ouvrages neufs en béton, l'Eurocode 2 [3] édicte des règles simples d'exclusion permettant d'éviter des vérifications plus complexes à la fatigue ; ces règles peuvent être utilisées pour les ouvrages existants. Pour les ouvrages métalliques existants, la vérification à la fatigue des éléments de la charpente métallique s'effectue selon les règles des Eurocodes 3 et 4 [4,5] en tenant compte de l'historique de trafic, lorsque cela est possible.

Pour l'évaluation de la résistance à la fatigue des armatures actives ou passives des ouvrages en béton existants, le lecteur pourra se référer au chapitre 3 du présent document et pour les ouvrages métalliques au chapitre 4. Pour la justification en fatigue des réparations locales, on retiendra les formats réglementaires.

L'évaluation de la durée d'usage résiduelle d'un ouvrage ancien vis-à-vis des phénomènes de fatigue peut s'avérer toutefois particulièrement difficile à établir. Les méthodes d'évaluation de la résistance à la fatigue basées sur le cumul d'endommagement nécessitent en effet de connaître précisément le trafic subi par l'ouvrage depuis sa mise



en service, et sont très sensibles à de faibles variations de ces hypothèses (nombre et poids moyen des poids lourds). Généralement, la connaissance très imparfaite des trafics passés ne permet pas d'obtenir des résultats pertinents. En l'absence de données sur l'historique des charges, les modèles de charge de trafic de l'Eurocode 1 partie 2 pourront être utilisés pour modéliser le trafic passé. Il convient de tenir compte de l'évolution de la position transversale des voies lentes.

Pour les ouvrages métalliques, cette évaluation est en outre rendue difficile par le caractère local du phénomène qui dépend de la géométrie réelle des assemblages et des défauts présents. Tous les types d'assemblage ne sont pas abordés et classifiés dans les Eurocodes. Il peut alors être intéressant de mener une étude de robustesse en analysant les conséquences d'une défaillance liée à la fatigue des éléments identifiés comme les plus critiques.

On pourra également envisager des approches plus qualitatives (amélioration de la géométrie d'un assemblage, refusion de cordon, grenailage de précontrainte), complétées par la mise en place d'un système de surveillance de l'ouvrage.

### 3.4 - Le niveau d'aptitude au service (ELS) d'un ouvrage réparé doit-il être le même que celui requis pour un ouvrage neuf ?

Un ouvrage réparé peut avoir un niveau théorique d'aptitude au service (ELS) inférieur à celui requis pour un ouvrage neuf. Le choix final du maître d'ouvrage s'appuie sur des considérations technico-économiques, en s'interrogeant sur les états-limites réversibles (vibration, confort, fonction de l'ouvrage) et les états-limites irréversibles (fissuration, durabilité, etc.). Les principaux états-limites de service sont à considérer en application de l'Eurocode 0 (§ 3.4-3) [1] et les limites à envisager sont :

#### **Pour les ouvrages en béton**

- limites de contraintes en compression : le plus souvent, les exigences de l'Eurocode sont à conserver, des adaptations restent toutefois possibles ;
- maîtrise de la fissuration (ouverture de fissures, ferrailage minimal) : exigences à examiner au cas par cas, notamment en fonction de l'état de fissuration réel de l'ouvrage ;
- limitation de contraintes dans les aciers : le plus souvent, les exigences de l'Eurocode sont à conserver, des adaptations restent toutefois possibles.

#### **Pour les ouvrages métalliques**

- limites de contraintes : les exigences de l'Eurocode sont à conserver ;
- limitations des fréquences propres (vibration, bruit, confort, etc.) : à examiner au cas par cas ;
- limitation de la respiration de l'âme : à examiner en cas de fissures âmes/semelles ;
- limites relatives à l'aspect visuel (déformations) : *a priori* sans objet, sauf glissement anormal qui pourrait traduire un désordre structurel (assemblages boulonnés, connexion) ;
- maîtrise de la fissuration du béton pour les ponts mixtes : exigences à examiner au cas par cas ;
- limitations des déformations pour les ouvrages supportant des voies ferrières.

## 4 - Prise en compte de la connaissance de l'état de l'ouvrage existant

Les calculs justificatifs de la réparation doivent s'appuyer sur l'état des connaissances de l'existant acquis lors du diagnostic intégrant l'évaluation structurale de l'ouvrage au travers de l'analyse du dossier d'ouvrage, des relevés et investigations spécifiques : connaissance de la géométrie, de la constitution et de la vie de l'ouvrage, des caractéristiques des matériaux, des désordres identifiés, etc.

S'agissant des principales techniques d'auscultation et d'investigations envisageables, on pourra citer (liste non exhaustive) :

- les relevés géométriques et les mesures dimensionnelles de pièces ;
- les mesures d'épaisseur du complexe étanchéité/enrobé. Des carottages et mesures radar permettent d'en déterminer l'épaisseur, et de procéder à l'analyse de leur constitution et de leur état (analyse nécessaire notamment en cas de réfection partielle ou totale de la chape et de reprise de la chaussée) ;



- les relevés radar qui permettent, après étalonnage, de positionner des armatures, voire d'identifier leur diamètre, de mesurer des épaisseurs ;
- la gammagraphie, qui, bien que beaucoup plus lourde à mettre en œuvre (elle nécessite assez souvent une coupure de la circulation sur l'ouvrage) et plus ponctuelle que les mesures radar, permet d'obtenir des clichés précis de la précontrainte ;
- la méthode de l'arbalète [29] qui permet d'évaluer la tension résiduelle dans les câbles de précontrainte ;
- la courburemétrie qui permet d'apprécier la perte de rigidité d'une structure et de déterminer la réserve de compression de l'ouvrage ;
- la mesure des moments de décompression qui permet, en présence d'une fissure de flexion active, de déterminer la réserve de compression de l'ouvrage ;
- les pesées de réactions d'appuis qui permettent de connaître la masse totale du tablier et d'évaluer, en corrélation avec le calcul, les redistributions d'efforts.

La connaissance de l'état et de la nature des matériaux et du fonctionnement de l'ouvrage peut être prise en compte tout à la fois dans l'évaluation des variables de bases du calcul, dans l'élaboration et la validation du modèle d'analyse structurale de l'ouvrage et dans les vérifications.

Pour mémoire, nous rappelons que l'Eurocode 0 [1] précise que le dimensionnement peut être fondé sur une combinaison d'essais et de calculs, par exemple, dans les cas suivants :

- si des modèles de calcul appropriés ne sont pas disponibles ;
- pour confirmer par essais de contrôle des hypothèses admises pour le dimensionnement.

L'annexe D de l'Eurocode 0 distingue ainsi différents types d'essais pouvant être considérés dans un dimensionnement assisté par l'expérimentation :

- a) les essais destinés à déterminer directement la résistance ultime ou les propriétés d'aptitude au service de structures ou d'éléments structuraux pour des conditions de chargement données. Pour des ouvrages ou éléments structurels existants, de tels essais conduits jusqu'à l'état-limite ultime ne peuvent évidemment pas être envisagés ;
- b) les essais permettant de déterminer des propriétés spécifiques de matériaux par des procédures d'essais spécifiées, par exemple des essais de sols *in situ* ou en laboratoire, ou des essais de matériaux nouveaux, principe que l'on peut naturellement étendre pour le dimensionnement de réparations aux essais sur matériaux constitutifs de la structure ;
- c) les essais destinés à réduire les incertitudes des paramètres de modèles de charge ou d'effets de charge, par exemple lorsque l'on pèse les réactions d'appuis d'un ouvrage ;
- d) les essais destinés à réduire les incertitudes des paramètres utilisés dans des modèles de résistance, par exemple les essais d'éléments structuraux ou d'ensembles d'éléments structuraux, par exemple pour évaluer la rigidité de la connexion d'un pont mixte acier-béton ;
- e) les essais permettant de contrôler l'identité ou la qualité de produits livrés, ou l'homogénéité des caractéristiques d'une production ;
- f) les essais effectués en cours d'exécution pour obtenir les informations nécessaires sur une partie de la structure, par exemple pour le suivi des mises en tension des câbles de précontrainte lors de l'exécution initiale ou lors des travaux de réparation ;
- g) les essais de contrôle destinés à vérifier le comportement d'une structure réelle ou d'éléments structuraux après leur achèvement, par exemple pour mesurer une flèche élastique, une courbure, des fréquences ou l'amortissement de vibrations.

## 5 - Variables de base

### 5.1 - Classification des actions

Comme pour les ouvrages neufs, les actions sont classées en fonction de leur variation dans le temps : actions permanentes, variables et accidentelles.



## 5.2 - Valeurs caractéristiques des actions

### Pour les charges permanentes de poids propre

L'Eurocode 0 [1] préconise la prise en compte d'une valeur unique de l'action, compte tenu de sa faible variabilité. Toutefois, dans certains cas, comme par exemple des poutres minces en béton, pour l'Etat-Limite de service, des valeurs caractéristiques minimale et maximale de 3 % sont recommandées (Clause A2.1(1) - Note 4 de l'annexe nationale de l'annexe A2 de l'Eurocode 0). En l'absence de reconnaissance particulière, le poids propre des différents éléments de structure se déduit des plans de recollement, et les effets pourront être évalués à partir des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes des matériaux (prise égale à 2,5 t/m<sup>3</sup>, pour le béton, sauf exception).

Si des reconnaissances particulières sont entreprises, il pourra être tenu compte des dimensions réelles de l'ouvrage et de la densité vraie du béton. La densité du béton seul est à conduire suivant la norme NF EN 12504-1 « Essais pour béton dans les structures » [14]. La densité du béton armé devra être évaluée en tenant compte du ferrailage existant, ce qui n'est pas sans difficulté. La variabilité de 3 % évoquée ci-dessus pourra alors être supprimée.

### Pour les équipements, l'étanchéité et la chaussée

En l'absence de reconnaissance particulière, le poids propre des différents équipements se déduit des plans de recollement, sous réserve qu'une visite sur site ait permis de s'assurer qu'ils n'ont pas été modifiés. Les effets sont évalués à partir des dimensions nominales et des masses unitaires moyennes des matériaux, en accord avec les Eurocodes, en tenant compte des majorations ou minorations prévues sur les valeurs nominales des équipements pour tenir compte de leur variabilité (étanchéité, chaussée, tuyaux, etc.).

Si des reconnaissances particulières sont entreprises, il pourra être tenu compte des dimensions réelles des équipements (étanchéité, chaussée, etc.). En accord avec le maître d'ouvrage, il pourra aussi être envisagé de limiter la majoration couvrant un rechargement ultérieur de la chaussée.

Pour le complexe étanchéité/roulement, il est fortement recommandé d'effectuer des mesures d'épaisseur pour déterminer les valeurs caractéristiques.

### Pour les charges routières

Globalement, la classe 2 de l'Eurocode 1-2 [2] et les précédents règlements de charges français, le titre II du fascicule 61 de 1960 et celui de 1971 (1<sup>re</sup> classe) [75], sont relativement homogènes et conduisent à des niveaux de sécurité voisins. Il convient de mentionner cependant une exception notable à cette règle. En effet, du fait de l'excentrement nettement plus important des charges de l'Eurocode 1-2, celui-ci peut s'avérer sensiblement plus agressif pour certaines familles d'ouvrages et notamment les ponts à poutres. Les piles marteaux sont également davantage sollicitées.

Les Eurocodes intègrent naturellement par sécurité des spectres enveloppes que l'on peut chercher à affiner par projet. Par exemple, les charges routières de l'Eurocode permettent de couvrir des situations de trafics lourds, alors que le trafic local peut s'avérer beaucoup moins agressif. Il est possible alors dans ce cas de recueillir des informations statistiques poussées sur le trafic pour permettre une calibration optimale des coefficients. Cette opération de recalibrage du trafic s'avère toutefois longue, délicate et coûteuse (cf. ci-dessous).

#### Prise en compte d'un trafic mesuré pour un ouvrage particulier

Il peut être envisageable de retenir des charges de trafic mesurées *in situ* combinées avec les lignes d'influence de l'ouvrage pour calculer des valeurs caractéristiques convenablement extrapolées. Cette approche peut permettre de réduire les charges routières de calcul pour un ouvrage donné. Dans ce cas, une validation par un comité d'experts est souhaitable compte tenu des risques qu'il y aurait à sous-estimer fortement le niveau de charge sur un ouvrage. Elle est en pratique réservée à des cas exceptionnels, telle l'évaluation structurale du pont d'Aquitaine où elle a été mise en œuvre et a permis d'éviter un renforcement lourd des viaducs d'accès.

### Pour les autres actions

Les effets de la température ou du fluage sont généralement pris en compte en accord avec les Eurocodes. Une meilleure caractérisation des effets de température, de gradient de température, ou de fluage des matériaux peut s'avérer pertinente, notamment pour les structures hyperstatiques.



Ceci concerne les dilatations de la structure (retrait, fluage, température) qui génèrent des efforts dans les appareils d'appui, les appuis et la structure. Ceci concerne les ouvrages en béton précontraint, notamment ceux conçus avant la prise en compte des redistributions d'efforts dues aux effets différés du béton ou dues au gradient thermique.

Dès lors que les études de diagnostic ont permis d'établir l'implication de ces phénomènes dans les désordres, il pourra être envisagé, si nécessaire, des études particulières incluant des instrumentations pour mieux caractériser ces phénomènes. Par exemple, il pourra être possible de mieux connaître le gradient thermique transversal d'un ouvrage.

## 5.3 - Propriétés des matériaux et des produits

### 5.3.1 - Généralités

Comme les données nécessaires demeurent difficiles à rassembler complètement, on est souvent amené à combiner l'utilisation de données d'archives et de résultats issus d'essais ou d'instrumentations. Il est fréquent de devoir faire un compromis sur le nombre de prélèvements en vue de minimiser le nombre d'éléments destructifs, au détriment parfois du nombre théorique d'essais nécessaires à une bonne exploitation statistique.

### 5.3.2 - Quelles caractéristiques retenir pour les matériaux en bon état ?

Pour les ouvrages récents, et sauf nouvel élément d'information, il n'y a pas lieu de modifier les caractéristiques des matériaux prises en compte dans les calculs d'évaluation structurale de l'ouvrage. Cependant, il est également possible que les caractéristiques des matériaux mesurées lors de l'exécution soient notablement supérieures à celles prises en compte dans les calculs. Ainsi, l'analyse des résultats des essais de contrôle des bétons figurant dans le dossier de l'ouvrage peut conduire à requalifier les caractéristiques du béton par rapport aux hypothèses de calcul d'origine.

Pour les ouvrages plus anciens, au contraire, il est en général pertinent de déterminer les caractéristiques des matériaux à partir d'essais sur des prélèvements.

On pourra utilement s'appuyer sur la note d'information n° 35 du Sétra [16] et sur les paragraphes « matériaux » des chapitres 3 et 4 du présent document. On pourra également se référer à l'annexe électronique A4 qui présente les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction et leurs évolutions au cours du temps.

### 5.3.3 - Quelles caractéristiques retenir pour les matériaux présentant des désordres ?

Les principes précédents ne sont plus applicables au cas des matériaux présentant des dégradations. Pour ceux-là la plus grande prudence s'impose, et l'on peut difficilement énoncer des règles générales, chaque cas étant particulier.

Cependant, en ce qui concerne les aciers de béton armé et plus encore les armatures de précontrainte, la corrosion des armatures a non seulement pour effet de réduire leur section résistante, mais également de réduire le palier plastique avant rupture ainsi que l'adhérence et la résistance à la fatigue. Dès lors, on peut craindre la rupture en chaîne des armatures travaillant simultanément. Il est recommandé par conséquent de vérifier les sections à l'état-limite ultime en retenant la section résiduelle non corrodée d'armatures et selon une hypothèse de comportement élastique, pour ne pas surestimer les possibilités de plastification des aciers tendus, lorsque les armatures sont partiellement corrodées. Dans tous les cas, il convient de tenir compte de conditions d'adhérence et d'ancrage des armatures éventuellement réduites.

Pour les armatures actives, il est également nécessaire de vérifier leur susceptibilité à la corrosion fissurante sous tension, laquelle peut conduire à une rupture brutale par propagation d'une fissure.

Pour les bétons atteints de maladies internes (réactions alcali-granulats, réactions sulfatiques internes, etc.), des études particulières sont à conduire.

## 5.4 - Données géométriques

Les valeurs de calcul des données géométriques telles que les dimensions d'éléments qui sont utilisées pour évaluer des effets d'actions et/ou des résistances, peuvent être représentées par des valeurs « nominales » (Eurocode 0 - § 6.3.4 [1]). Dans le cas d'une réparation, ce sont les valeurs présentes sur les plans de construction de l'ouvrage. Il est cependant



recommandé de s'assurer par sondage, plus particulièrement dans les zones concernées par les réparations, de la bonne cohérence entre plans et réalité. Il n'est pas rare de constater des écarts, qui peuvent également provenir de travaux réalisés sur l'ouvrage mais non mentionnés dans le dossier d'ouvrage. Pour l'implantation de scellements, et plus encore de carottages, il est souvent indispensable d'effectuer un repérage préalable en phase projet.

Pour les écarts géométriques, l'Eurocode 0 (§ 6.3.5) [1] considère que dans le calcul de la résistance, le coefficient  $\gamma_{rd}$  couvre l'incertitude du modèle de résistance et les écarts géométriques (par exemple la longueur réelle des travées, les défauts de verticalité des appuis) si ces derniers ne sont pas modélisés de manière explicite (voir § 6.3.4 de l'Eurocode 0 [1]) ; une meilleure connaissance géométrique peut permettre une gestion affinée du coefficient  $\gamma_{rd}$  (cf. § 7 du chapitre 2). Le coefficient  $\gamma_{rd}$  couvre ainsi la tolérance géométrique de fabrication d'un profilé métallique, tolérance qui n'existe plus lors d'un recalcul sur la base de relevés. Ce gain peut alors être intégré.

## 6 - Analyse structurale

L'analyse structurale est conduite en accord avec l'Eurocode 0 dont nous rappelons un principe général :

« (1) P Les calculs doivent être conduits à l'aide de modèles structuraux appropriés incluant les variables concernées. »

### 6.1 - Quels niveaux de calculs ?

Les méthodes d'analyse structurale retenues pour le dimensionnement d'une réparation ou d'un renforcement sont cohérentes avec celles retenues pour l'évaluation de l'ouvrage.

Pour mémoire, nous citons ci-après les différents niveaux de calcul envisageables lors de la phase d'évaluation structurale.

« Évaluation sans recalcul » : cette étape incontournable vise l'exploitation des documents d'archive existants et des résultats des actions de surveillance, voire d'auscultation ou d'investigations.

« Méthodes courantes de recalcul de niveau 1 » : le fait que l'ouvrage soit déjà construit n'est pas, ou peu pris en compte.

- utilisation des règles de calcul pour ouvrages neufs ;
- ou dans le cas des convois exceptionnels comparaison de l'effet du convoi avec celui des charges d'exploitation utilisées lors de la conception.

« Méthodes courantes de recalcul de niveau 2 » : le fait que l'ouvrage soit déjà construit est pris en compte. C'est le niveau classiquement retenu pour les réparations impliquant la résistance d'ensemble de la structure.

- utilisation des règles de calcul pour ouvrages neufs avec adaptations sur les sollicitations et les résistances ;
- prise en compte de résultats d'auscultation et d'instrumentation ;
- prise en compte éventuelle des réserves de capacité portante mises en évidence lors de l'évaluation structurale.

« Méthodes avancées » de recalcul : approche probabiliste de la fiabilité. Cette méthode, citée pour mémoire, est en cours de développement et a déjà été utilisée à titre expérimental.

### 6.2 - Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment les désordres et le résultat des auscultations dans l'analyse structurale ?

Certains désordres peuvent avoir une influence sur la résistance mais aussi sur le fonctionnement même de la structure et il convient d'en tenir compte lors de l'évaluation structurale et lors de la justification de la réparation, notamment pour déterminer l'état à vide de la structure. Il est indispensable que le modèle de calcul soit cohérent avec les résultats des investigations et qu'il ait permis en préalable à une réparation d'expliquer les pathologies observées.

Il est difficile d'énoncer des règles générales sur ce sujet qui doit être apprécié au cas par cas mais à titre d'exemple, on pourra citer :

- le cas de la fissuration de flexion des tabliers en béton : il peut arriver que l'importance de la fissuration entraîne une redistribution d'efforts du fait d'une perte de rigidité de la structure au droit de la section fissurée ; il faut dans ce cas en tenir compte dans la détermination de l'état à vide ;



- la rupture constatée de câble de précontrainte :
  - non prise en compte du câble rompu ;
  - le cas échéant, dans le cas d'une précontrainte adhérente, prise en compte du câble de part et d'autre de la zone de rupture constatée (après réancrage) et/ou calcul en fourchette ;
- l'endommagement ou la rupture d'un élément de charpente métallique (consécutivement à un choc par exemple) : prise en compte de caractéristiques mécaniques et d'une position du centre de gravité de l'élément cohérente avec l'endommagement constaté ;
- le niveau de connexion entre le béton et le métal (connexion rigide ou souple).

### 6.3 - Comment tenir compte de réserves de capacité portante dans l'analyse structurale ?

En règle générale, les réserves de capacité portante mises en évidence dans le recalcul d'évaluation structurale sont conservées pour l'analyse structurale envisagée dans le projet de réparation. On rappellera, à titre d'exemple qu'il est parfois possible de faire participer des éléments généralement négligés.

Par exemple :

- en prenant en compte la diffusion dans l'épaisseur de l'enrobé qui permet une meilleure répartition des efforts concentrés pour les dalles orthotropes ;
- en prenant en compte la longrine de la barrière de sécurité qui rigidifie la structure et peut ainsi permettre d'éviter un renforcement délicat à réaliser lors de la mise en œuvre d'une barrière BN4 avec ancrage P sur un ouvrage existant (cf. bulletin Ouvrages d'Art n° 46 de juillet 2004 [79]).

**Nota :** Il est à noter que la mise en œuvre du marquage CE pour les dispositifs de retenue a modifié la conception de ces équipements (cf. Guide « dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art » - Cerema - 2014) [27].

- en analysant la participation de prédalles à la résistance, si les dispositions constructives le permettent ;
- en appliquant le principe de robustesse (cf. § 2.2 chapitre 2).

### 6.4 - Les différentes méthodes d'analyse et modèles de calcul

#### 6.4.1 - Méthodes d'analyse structurale

L'Eurocode 0 [1], dans son paragraphe 1.5.6 donne la définition de différentes méthodes d'analyse structurale, que nous rappelons ci-dessous :

- analyse élastique-linéaire du premier ordre sans redistribution : analyse structurale élastique reposant sur des lois de moment/courbure ou de tension/contrainte linéaires et réalisée sur la géométrie initiale ;
- analyse élastique-linéaire du premier ordre avec redistribution : analyse élastique linéaire dans laquelle les moments et les forces internes sont modifiés pour le dimensionnement de la structure, de façon cohérente avec les actions externes données et sans calcul explicite de la capacité de rotation. C'est le cas des ouvrages de type ponts mixte acier-béton qui bénéficient généralement d'une analyse linéaire, mais dont certaines sections peuvent être justifiées en plasticité ;
- analyse élastique-linéaire du second ordre : analyse structurale élastique, utilisant des lois de contrainte/déformation linéaires, appliquée à la géométrie de la structure déformée ;
- analyse non linéaire du premier ordre : analyse structurale, réalisée sur la géométrie initiale, qui tient compte des propriétés de déformation non linéaire des matériaux. L'analyse structurale du premier ordre est soit élastique avec des hypothèses appropriées, soit élastique-parfaitement plastique, soit élasto-plastique, soit rigide-plastique ;
- analyse du second ordre non linéaire : analyse structurale réalisée sur la géométrie de la structure déformée qui tient compte des déformations non linéaires des matériaux ;
- analyse élastique parfaitement plastique du premier ordre : analyse structurale basée sur des relations moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique sans durcissement, réalisée sur la géométrie initiale de la structure ;
- analyse élastique-parfaitement plastique du second ordre : analyse structurale basée sur des relations moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique sans durcissement, réalisée sur la géométrie de la structure déplacée (ou déformée) ;



- analyse élasto-plastique (premier ou second ordre) : analyse structurale qui utilise des relations contraintes-déformations ou moment/courbure consistant en une partie élastique linéaire suivie d'une partie plastique avec ou sans durcissement ;
- analyse rigide-plastique : analyse, réalisée sur la géométrie initiale de la structure, utilisant les théorèmes d'analyse limite pour évaluer directement la charge de rupture.

Les Eurocodes structuraux évoquent dans leurs sections 5 et leurs annexes les différents modèles utilisables pour les ouvrages neufs :

#### Ponts en béton :

Les méthodes basées sur l'analyse plastique ne doivent être utilisées que pour les vérifications ELU, sous réserve de vérifier la ductilité requise. L'annexe KK de l'Eurocode 2 [3] définit les modèles pour la prise en compte du comportement différé du béton. L'analyse non linéaire peut être utilisée avec les hypothèses requises par l'Eurocode (courbes contraintes-déformations des matériaux modifiées).

#### Ponts en acier :

Les sollicitations sont déterminées à l'aide d'analyses élastiques pour toutes les situations de projets durables et provisoires. Les ponts peuvent faire l'objet d'une analyse du premier ordre si le critère de l'Eurocode 3 [4] -  $\alpha_{cr} > 10$  - est satisfait. L'analyse globale plastique est autorisée sous situation de projet accidentelle.

**Nota :**  $\alpha_{cr}$  ( $\alpha$  critique) est le coefficient minimal d'amplification des efforts pour atteindre le flambement critique élastique (§ 5.2.1(3) de l'Eurocode 3-1-1 [4]).

#### Ponts mixtes acier-béton :

Les effets des actions peuvent être évalués par l'analyse globale élastique même lorsque la résistance d'une section est basée sur sa résistance plastique ou non linéaire. Il convient d'utiliser l'analyse globale élastique pour les états-limites de service ou les états-limites ultimes. L'analyse globale non linéaire peut être utilisée, mais aucune règle n'est avancée.

Pour les réparations, il convient d'utiliser autant que possible les exigences requises pour l'analyse des ouvrages neufs. Pour la fatigue, on pourra élaborer un modèle intégrant la fissuration de la dalle l'ouvrage et/ou une instrumentation des zones de concentration de contrainte. Pour les ouvrages métalliques ou mixtes, on pourra envisager si nécessaire des analyses globales plastiques pour l'ELU fondamental à condition de vérifier le fonctionnement élastique à l'ELS dans ce cas.

### 6.4.2 - Incertitudes de modèle

Les valeurs de calcul des incertitudes de modèle sont intégrées dans les formules de dimensionnement dans les Eurocodes. Suivant les situations, ouvrage isostatique ou non, biais ou non, les incertitudes liées à ces modèles diffèrent. Ces incertitudes peuvent le cas échéant être réduites dans le cas d'ouvrages complexes (pont en béton précontraint hyperstatique) par des essais (pesée d'appuis, détermination du moment de décompression, etc.). Il est donc possible, mais avec prudence, d'envisager une légère diminution des valeurs. Cette réduction est à mettre en relation avec la finesse des modèles.

Le tableau A.1.2.B de l'Eurocode 0 [1] pour les ponts évoque aussi ce point mais ne propose pas de règle de réduction du coefficient de modèle. Il renvoie à l'Eurocode 2 [3] pour les modèles en plasticité (§ 5.7 et annexe PP). Les indications pratiques se limitent cependant au cas du tassement du sol. Pour les bâtiments, l'Eurocode indique que le coefficient  $\gamma_{sd}$ , coefficient d'incertitude de modélisation, peut être utilisé dans la plupart des cas, avec une valeur dans l'intervalle 1,05 à 1,15.

Compte tenu de la difficulté à calibrer ce coefficient de modèle, on ne cherche pas en général à le moduler, mais on recherche toujours le modèle le mieux adapté.

### 6.4.3 - Choix des modèles

L'objectif de la modélisation d'une structure est d'approcher au mieux la réalité, afin de connaître précisément la répartition des efforts et des contraintes, et d'optimiser éventuellement selon les enjeux, les performances des matériaux.

Selon la complexité de la structure et les enjeux de dimensionnement, le projeteur passera plus ou moins de temps à l'élaboration du modèle, l'objectif étant de trouver un équilibre entre le temps passé à l'élaboration d'un modèle et le gain sur la précision des résultats.



Ainsi, pour les structures complexes et/ou à fort enjeu, il ne faut pas hésiter, dès le début de l'opération, à concevoir des modèles « élaborés » pour diverses raisons :

- le recours à des modélisations plus fines faisant mieux travailler la matière et l'utilisation de méthodes de vérification plus évoluées peuvent s'avérer fort utiles pour justifier une structure existante et/ou minimiser l'ampleur d'une réparation (cf. note d'information n° 35 du Sétra [16]) ;
- l'expérience montre qu'il peut être nécessaire de faire évoluer plusieurs fois un modèle trop simplifié pendant l'avancement d'un projet (ajout de barres, prise en compte du phasage de construction, etc.) ;
- le gain de temps entre l'élaboration d'un modèle « simplifié » et d'un modèle « complet » n'est pas toujours à l'échelle du projet.

Pour l'évaluation structurale et l'identification de l'origine des désordres comme pour l'élaboration du projet de réparation, la nécessité de tenir compte du phasage de construction dépend de l'impact de ce dernier sur l'état final de l'ouvrage. Pour certaines structures, pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs par exemple, la prise en compte du phasage est un enjeu majeur mais souvent, le manque d'informations disponibles dans le dossier d'ouvrage, rend cet objectif difficile à atteindre. Si l'état à vide de l'ouvrage ne peut être complètement établi, il peut être admis de travailler sur une enveloppe d'états encadrant le fonctionnement réel.

Les éléments finis peuvent également contribuer utilement à l'évaluation structurale dès lors que la théorie des poutres ne peut s'appliquer.

## 7 - Vérification par la méthode des coefficients partiels

### 7.1 - Valeurs de calcul - Quels coefficients de sécurité retenir à l'ELU ?

#### 7.1.1 - Généralités

Les coefficients partiels  $\gamma$  de l'Eurocode 0 [1] qui figurent à l'ELU dans les combinaisons d'actions ou dans les facteurs de résistance, sont adaptés à la conception des ouvrages neufs et couvrent un grand nombre d'incertitudes. Ces incertitudes existent lors de la conception et peuvent disparaître dans une certaine mesure lorsque l'ouvrage est construit si l'on effectue les investigations nécessaires. Ainsi, sans remettre en cause le niveau de fiabilité de l'Eurocode, certains coefficients de sécurité peuvent être adaptés, compte tenu de la meilleure connaissance des matériaux, des conditions de chargement et de comportement de la structure que l'on peut avoir par des investigations *in situ*. À l'inverse d'autres incertitudes, notamment celles couvrant l'état réel des matériaux, peuvent augmenter.

#### 7.1.2 - Études en cours sur la détermination de coefficients adaptés

Des études sont en cours afin de proposer des coefficients adaptés par familles d'ouvrages en fonction de la connaissance de ceux-ci. Ces valeurs sont déterminées en considérant l'indice de fiabilité cible  $\beta_0$  d'ouvrages neufs équivalents qui auraient été dimensionnés selon les Eurocodes.

Le rapport d'études « Théorie de la fiabilité - Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art » [18] précisait une démarche probabiliste d'évaluation des ouvrages d'art neufs ou existants et d'établissement de grilles de coefficients partiels pour l'évaluation d'ouvrages existants.

Le rapport d'études « Méthodes avancées pour le recalcul des ponts - Ajustement des coefficients partiels » [19] généralise la démarche dans le sens où elle vise à l'appliquer à l'ajustement de coefficients partiels pour des familles types d'ouvrages. Ceci implique que pour chaque famille, près d'une dizaine d'ouvrages (couvrant de manière la plus exhaustive possible les formes de dimensionnement) ont été étudiés pour fournir des grilles de coefficients partiels actualisables selon les résultats quantitatifs d'investigations portant sur des grandeurs significatives dans le calcul de la performance (moyenne, incertitude).

Pour les quatre familles d'ouvrages étudiées, PSIDA, PICF, VIPP, PSIDN, des coefficients partiels sont proposés. Les valeurs proposées dépendent du coefficient de variation et du biais des mesures (Rappel : biais = moyenne / valeur caractéristique et coefficient de variation = écart-type / moyenne).



On constate que la meilleure connaissance que l'on a de l'ouvrage ne conduit pas forcément à une diminution du coefficient partiel si l'écart-type se révèle important.

À titre d'exemple, le Tableau 1 donne des coefficients partiels recalibrés proposés par le document [9] pour la famille des PSIDA vis-à-vis du poids volumique du béton.

Coefficient partiel		Coefficient de variation			
		2 %	5 %	7 %	10 %
Biais	0,90	1,35	1,37	1,43	1,58
	1,00	1,33	1,35	1,43	1,59
	1,10	1,31	1,35	1,44	1,60

Tableau 1 : Coefficients partiels de la famille PSIDA

Ces études sont en cours et leur application directe est pour l'instant encore limitée par le fait :

- que seules 4 familles d'ouvrages sont étudiées ;
- que ces coefficients partiels sont calibrés uniquement vis-à-vis de la flexion en milieu de travée ;
- que la traduction en biais et coefficients de variation des informations disponibles n'est pas toujours aisée.

Cependant, ces résultats peuvent d'ores et déjà être utilisés et constituent une aide pour la définition de coefficients partiels adaptés. Le document [19] donne deux exemples d'application. Le lecteur est invité à se reporter à ce document pour plus de précision.

### 7.1.3 - Adaptation des coefficients partiels

Dans le présent paragraphe, on envisage l'adaptation des différents coefficients partiels à l'ELU quand cela semble possible. Il s'agit d'adaptation « à dire d'expert » ou relevant de l'Eurocode.

Les résultats exposés au paragraphe précédent peuvent constituer une aide à la définition de ces coefficients pour les familles d'ouvrages étudiés et pour l'étude de la flexion.

#### 7.1.3.1 - Réduction des coefficients partiels relatifs aux charges permanentes

Le coefficient partiel de sécurité sur les charges permanentes est de 1,35.

Ce coefficient  $\gamma_G = 1,35$  peut être interprété comme le produit de deux coefficients  $\gamma_{sd}$  et  $\gamma_g$ .

Le coefficient  $\gamma_{sd}$  correspond aux incertitudes de modélisation. Sa valeur couramment admise est de 1,125. Pour mémoire dans l'Eurocode 0 tableau A1.2 [1], la valeur est comprise entre 1,05 et 1,15. Ce coefficient est rarement modifié.

Le coefficient  $\gamma_g$  correspond à l'incertitude sur la valeur exacte de G. Ce coefficient peut être réduit dans une certaine mesure, tout en restant strictement supérieur à 1, si des investigations sur l'ouvrage existant ont permis de se faire une idée plus précise des charges permanentes. Sa valeur minimale recommandée est de 1,07 ce qui correspond à un coefficient minimal  $\gamma_G$  de 1,2.

Les investigations permettant de se faire une idée plus précise de l'intensité des charges permanentes sont par exemple :

- les mesures de l'épaisseur d'enrobé et de l'étanchéité ;
- les relevés géométriques (mesures d'épaisseur réelle des âmes, relevés géométriques des équipements, etc.) ;
- la mesure de la masse volumique du béton ;
- la mesure de la densité des matériaux de remplissage dans les voûtes en maçonnerie ou sous les trottoirs ;
- la pesée des réactions d'appui ;
- la mesure du moment de décompression qui peut permettre de préciser la part des charges permanentes pour les ponts en béton précontraint, pour autant que l'intensité de la précontrainte soit bien connue.

Si les investigations réalisées sont jugées suffisantes et leurs résultats satisfaisants (par exemple écart-type réduit sur les mesures de masse volumique), on retient la valeur de 1,2 pour le coefficient  $\gamma_G$  sur la charge permanente considérée.



**Nota 1 :** En cohérence avec le paragraphe précédent, il est possible de retenir des coefficients différents pour les différentes charges permanentes. Par exemple il est possible de retenir un coefficient réduit sur les enrobés et l'étanchéité si des investigations ont été réalisées uniquement sur ceux-ci, et de retenir un coefficient habituel pour les autres charges permanentes.

**Nota 2 :** Attention toutefois aux rechargements ultérieurs de chaussée qui ne seront alors plus couverts par le calcul si l'on abaisse le coefficient de sécurité de cet élément.

### 7.1.3.2 - Les coefficients partiels relatifs aux charges d'exploitation

Les coefficients partiels ne sont en général pas modifiés. Le cas échéant, c'est la charge de trafic qui peut être éventuellement modifiée par adaptation des coefficients  $\alpha$  d'ajustement ou par prise en compte des résultats de mesures de trafic réel (cf. § 5.2 du chapitre 2).

### 7.1.3.3 - Les coefficients partiels relatifs aux actions d'origine climatique

Les coefficients partiels ne doivent pas être modifiés.

### 7.1.3.4 - Réduction des coefficients partiels relatifs aux résistances des matériaux

#### Généralités

$\gamma_m$  est un coefficient partiel pour une propriété de matériau tenant aussi compte d'incertitudes de modèle et de variations dimensionnelles (par exemple, la position des aciers passifs dans une poutre en béton).

Le coefficient partiel de sécurité relatif aux résistances peut s'interpréter comme étant le produit de trois coefficients :

$$\gamma_M = \eta \cdot \gamma_{rd} \cdot \gamma_m$$

$\eta$  est un coefficient de conversion traduisant l'écart pouvant exister entre les conditions du laboratoire et celles du matériau dans l'ouvrage. Pour l'acier de charpente ou de béton armé en bon état, il est admis de prendre ce coefficient égal à 1,00. Pour le béton en compression, ce coefficient peut être pris entre 1,10 et 1,15. (À noter que dans le formalisme de l'Eurocode 0 [1], le coefficient de conversion est égal à  $1/\eta$  au lieu de  $\eta$ ). Pour les aciers partiellement corrodés, la plus grande prudence s'impose.

$\gamma_{rd}$  traduit l'incertitude sur le modèle de calcul. Ce coefficient est de l'ordre de 1,05 pour l'acier et de 1,10 pour le béton.

$\gamma_m$  correspond à l'incertitude sur la résistance du matériau. Il est *a priori* possible de réduire ce coefficient à partir des essais de rupture réalisés sur le matériau. Il dépend du nombre et de la dispersion des résultats obtenus et de la loi de probabilité retenue.

#### Cas particulier du béton

L'Eurocode 2 [3] relatif aux ouvrages en béton armé ou précontraint (Eurocode 2-1-1 [3]) propose une annexe A informative appelée « Modification des coefficients relatifs aux matériaux ». Plusieurs réductions sont proposées pour les ouvrages coulés en place, dont on peut s'inspirer pour les ouvrages existants :

- (§ A.2.1) réduction basée sur le contrôle de la qualité et des tolérances réduites ;
- (§ A.2.2) réduction basée sur l'utilisation, pour le calcul, de données géométriques, réduites ou mesurées ;
- (§ A.2.3) réduction basée sur l'évaluation de la résistance du béton dans la structure finie.

On peut considérer que la partie du paragraphe A.2.2 relative aux mesures effectuées sur la structure finie peut s'appliquer au cas des ouvrages existants, en conservant les valeurs numériques recommandées (pour autant, évidemment que les mesures correspondantes aient été réalisées). Selon ce paragraphe, si le calcul de la résistance est basé sur des valeurs géométriques mesurées dans la structure finie, les coefficients partiels  $\gamma_m$  des armatures et du béton peuvent être respectivement réduits à 1,05 et 1,45 au lieu de 1,15 et 1,50. Le coefficient partiel du béton peut même être réduit à 1,35 si le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10 %.

On peut également considérer que le paragraphe A.2.3 peut s'appliquer au cas des ouvrages existants, en conservant la valeur numérique recommandée, pour autant, évidemment que les mesures correspondantes aient été réalisées. Selon ce paragraphe, si des mesures de la résistance du béton sont effectuées sur la structure terminée, le coefficient partiel du béton peut être réduit jusqu'à la valeur plancher de 1,3.



### 7.1.3.5 - Augmentation des coefficients partiels

Bien évidemment, il faut également prendre en compte les résultats des investigations lorsqu'ils sont défavorables. Dans certains cas en effet, du fait d'une grande dispersion des résultats de mesures, la meilleure connaissance que l'on a de l'ouvrage peut conduire à augmenter des valeurs de coefficients partiels.

Il convient ainsi de maintenir le coefficient partiel relatif à la résistance des aciers, voire de le porter à 1,25 par exemple si les barres montrent de nombreuses piqûres de rouille et sont soumises à des contraintes fortement variables.

## 7.2 - Format des justifications – Combinaisons d'actions ELU

Pour les justifications à l'ELU fondamental, les ouvrages existants pourront être justifiés avec les combinaisons de l'article 6.4.3.2 de l'Eurocode 0 [1], à savoir :

- soit le format de justification 6.10 ;
- soit les formats de justification 6.10a et 6.10b que l'annexe nationale française n'a pas retenus pour les ouvrages neufs mais qui sont validés au niveau européen et garantissent le niveau de sécurité structurale requis par l'Eurocode 0 [1].

Les formats de justifications sont rappelés ci-après (en encadré, extrait de l'article 6.4.3.2 de l'Eurocode 0 [1]).

(3) La combinaison entre parenthèse dans l'expression (6.9b) peut s'exprimer soit par :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

soit, pour des états-limites STR et GEO, par la plus défavorable des deux expressions suivantes :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

où : « + » signifie « doit être combiné à »

$\Sigma$  signifie « l'effet combiné de »

$\xi$  est un coefficient de réduction pour les actions permanentes défavorables G

NOTE : les annexes A donnent d'autres informations pour ce choix.

(4) Si la relation entre des actions et des effets n'est pas linéaire, il convient d'appliquer directement les expressions (6.9a) ou (6.9b), en tenant compte de l'augmentation relative des effets d'actions comparée à l'augmentation de grandeur des actions (voir aussi 6.3.2 (4)).

Dans ces combinaisons, les coefficients pondérateurs des actions et des résistances pourront le cas échéant être réduits ou augmentés dans la mesure où la fiabilité attendue est atteinte et justifiée. Ces variations ne s'envisageront que sur la base d'informations ou de preuves les justifiant (cf. § 7.1.2 du chapitre 2).

Concernant le format des justifications, les Eurocodes offrent une certaine latitude dans le choix des méthodes de vérification. Si des règles « simplifiées » sont proposées (fissuration, fatigue, flambement, déversement, etc.), satisfaisantes dans la plupart des cas, il est toujours possible de recourir à des règles plus élaborées qui permettent d'affiner les vérifications.



### 7.3 - Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment les désordres et le résultat des auscultations dans les justifications ?

Comme précédemment pour ce qui concerne l'analyse structurale, il est difficile d'énoncer des règles générales, on pourra citer, par exemple, les cas :

- de pertes de sections d'une charpente métallique : il convient de retenir les sections réduites observées ;
- d'aciers passifs fortement corrodés : ces aciers sont le plus souvent négligés ;
- d'aciers passifs peu corrodés : ces aciers sont pris en compte en fonction des sections résiduelles avec calcul sans palier plastique et le cas échéant augmentation du coefficient partiel relatif à la résistance ;
- de fissurations d'effort tranchant : les justifications sont en général menées avec l'inclinaison de la fissure observée ;
- de fissurations de hourdis en béton sous flexion générale : cette fissuration peut contribuer à modifier localement l'inertie de l'élément et modifier l'analyse structurale d'un ouvrage hyperstatique.

### 7.4 - Comment tenir compte de réserves de capacité portante dans les justifications ?

Comme pour l'analyse structurale, les réserves de capacité portante prises en compte dans le recalcul d'évaluation structurale sont conservées pour la justification de la réparation.

On rappellera, à titre d'exemple (*cf.* note d'information n° 35 du Sétra [16]) :

- qu'il est parfois possible de retenir un taux de travail pour les matériaux plus importants que lors de la conception. En effet, les valeurs des contraintes limites des anciennes règles de calcul étaient en général plus faibles qu'aujourd'hui. Par exemple, pour le règlement de béton armé de 1934 [59] le taux de travail des aciers doux était limité à 13 ou 14 kg/mm<sup>2</sup>, et le taux de travail du béton comprimé était limité à 0,28 N90 avec N90 la résistance sur cube à 90 jours. Une évaluation de la résistance du matériau par des essais aura permis d'en déterminer les caractéristiques (*cf.* 5.3 du chapitre 2). Les taux de travail ainsi obtenus sont en général inférieurs à ceux des matériaux modernes mais sont plus élevés que ceux résultant des règles retenues lors de la conception.
- qu'il est souvent utile de recourir à des méthodes de justification plus évoluées. C'est le cas pour le contrôle du déversement des poutres de ponts mixtes sur pile car la contrainte admissible fixée par les Eurocodes est environ 25 % plus faible que celle résultant de l'application des règlements français antérieurs. L'utilisation d'une méthode plus précise pour le calcul de la contrainte critique de déversement ou la réalisation d'un calcul au second ordre permet de mieux apprécier la stabilité au déversement et de justifier le respect des limites des Eurocodes (*cf.* chapitre 4).



# 3 Conception des réparations et renforcements des ouvrages en béton

## 1 - Généralités - Application du principe des états-limites

La justification des réparations des ouvrages en béton est conduite en appliquant, avec adaptations, les Eurocodes, et en veillant tout particulièrement au respect des états-limites ultimes de résistance, moyennant le cas échéant, les quelques aménagements envisagés dans le chapitre 3, sans que ces derniers ne remettent en cause pour autant le niveau global de sécurité structurale. Les états-limites de service, garants de la durabilité des structures en béton, sont également à considérer mais le niveau théorique d'aptitude au service de l'ouvrage, s'il doit rester satisfaisant, peut demeurer inférieur à celui d'un ouvrage neuf. Ce choix relève de la maîtrise d'ouvrage et découle, après études, de considérations socio-économiques.

La démarche généralement retenue pour les ouvrages en béton est donnée à la Figure 2 :

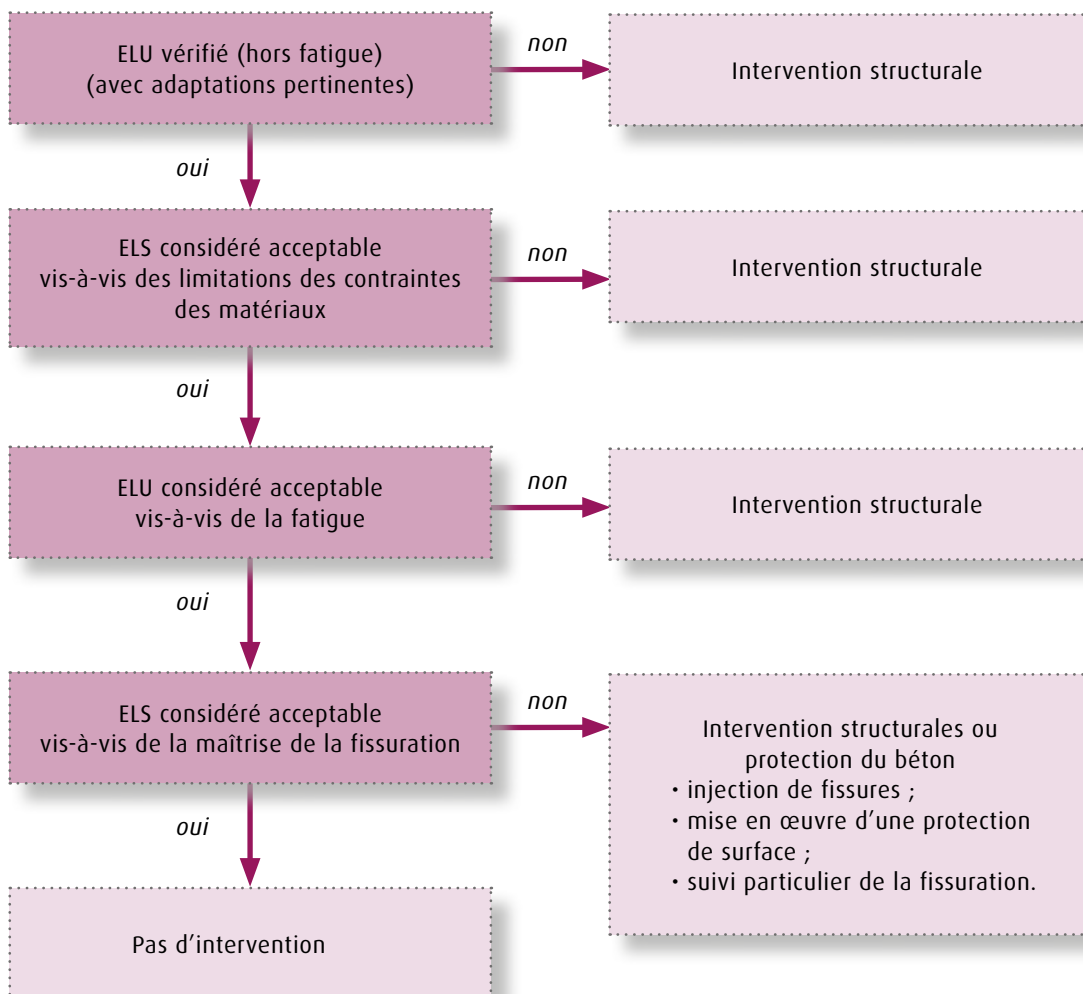


Figure 2 : Démarche pour les ouvrages en béton



Les paragraphes ci-après donnent des indications quant aux hypothèses et objectifs des calculs de réparation et de renforcement.

## 1.1 - Matériaux

Les propriétés physiques et les résistances mécaniques des matériaux à prendre en compte dans le calcul du projet de réparation sont issues de la phase d'évaluation structurale. Elles ont été interprétées pour correspondre aux grandeurs à utiliser pour l'application des règles Eurocodes (résistance caractéristique pour le béton par exemple). Elles dépendent de l'époque de la construction et de l'état de dégradation de l'ouvrage. On retiendra également les lois Eurocodes pour tenir compte de l'évolution dans le temps des caractéristiques de ces matériaux (retrait, fluage du béton, relaxation des aciers de précontrainte).

Les paragraphes qui suivent donnent des indications sur la démarche à adopter et les valeurs à prendre en compte en fonction de l'état des matériaux et des périodes de construction.

### 1.1.1 - Les caractéristiques des matériaux en bon état

(cf. annexe électronique A4)

La façon de définir les caractéristiques des matériaux dépend de l'âge de l'ouvrage et des informations disponibles dans le dossier d'ouvrage. Suivant le cas, des investigations *in situ* peuvent s'avérer nécessaires.

#### 1.1.1.1 - Le béton

##### **Principes généraux**

###### *a) L'état du matériau*

Même si le béton ne présente pas de désordre apparent, il est utile de procéder à des analyses chimiques pour connaître l'état du matériau (mesure de la pénétration des chlorures, mesure de l'avancée du front de carbonatation, mesures du potentiel d'électrode, mesures de la vitesse de corrosion, mesures de résistivité, mesures de perméabilité à l'air ou à l'eau) afin de confirmer l'opportunité de la réparation structurale et de compléter le cas échéant le projet de réparation par des mesures de traitement des matériaux [7-9,12] (revêtement de protection, protection cathodique, extraction de chlorures, etc.). Le béton doit en effet conserver ses caractéristiques mécaniques et sa capacité à protéger les armatures pendant la durée de vie résiduelle attendue pour l'ouvrage.

###### *b) La masse volumique*

La masse volumique peut être déterminée à partir de carottes prélevées sur ouvrage. L'attention est attirée sur le fait que les carottes évitent en général les aciers, les valeurs de masse volumique obtenues concernent le béton non armé et doivent être corrigées en fonction du taux d'armatures (actives et passives) présentes dans la structure pour obtenir une masse volumique de béton armé ou précontraint.

###### *c) La résistance*

Les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques des bétons en place sont importantes. En particulier, l'expérience montre que les bétons de la période 1940-1950 marquée par une pénurie forte en matières premières, peuvent avoir des caractéristiques médiocres.



Le tableau du fascicule 31 de l'ITSEOA [15] reproduit ci-dessous, (Tableau 2) précise pour chaque période les types de résistance (moyenne, nominale et caractéristique) des bétons utilisés.

Date	Nature de la valeur	Essais	Notations et âge	Résistance en fonction du dosage en ciment (kg/m <sup>3</sup> )		
				300	350	400
1906	Moyenne	Cubes 20 x 20	R <sub>90</sub> ou N <sub>90</sub> R <sub>28</sub>	160 kg/cm <sup>2</sup>	180 kg/cm <sup>2</sup>	200 kg/cm <sup>2</sup>
				107 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	133 kg/cm <sup>2</sup>
1920	Moyenne	Cubes 20 x 20	R <sub>90</sub> ou N <sub>90</sub>	160 kg/cm <sup>2</sup>	180 kg/cm <sup>2</sup>	200 kg/cm <sup>2</sup>
1934	Moyenne	Cubes 20 x 20	R <sub>90</sub>	215 kg/cm <sup>2</sup>	235 kg/cm <sup>2</sup>	250 kg/cm <sup>2</sup>
1945	Moyenne sur 6 éprouvettes	Prismes à base carrée b et de longueur 4b : b = 71 mm si D ≤ 25 mm b = 141 mm si 25 mm < D < 50 mm Ou Cubes : b = 100 mm si D ≤ 25 mm b = 141 mm si 25 mm < D ≤ 50 mm b = 200 mm si D > 50 mm D = dimension du plus gros granulat	N <sub>90</sub>	230 kg/cm <sup>2</sup>	255 kg/cm <sup>2</sup>	285 kg/cm <sup>2</sup>
1960	Nominale	Cylindres 16 x 32 Plus de 12 essais	σ <sub>28'</sub> puis σ' <sub>28</sub>	230 bars	270 bars	300 bars
1980	Caractéristique	Cylindres 16 x 32 La valeur est fonction du nombre d'échantillons	f <sub>c28</sub>	25 MPa	30 MPa	35 MPa

Tableau 2 : Extrait du fascicule 31 de l'ITSEOA [15] : Types de résistance du béton (moyenne, nominale et caractéristique) et types d'éprouvettes (cube ou cylindre) en fonction de l'année de construction.

**Nota 1 :** Ce tableau est indicatif. Il ne faut pas déduire de ce tableau que les bétons en place ont automatiquement les résistances indiquées.

**Nota 2 :** Résistance nominale : moyenne arithmétique des valeurs relatives à chaque éprouvette diminuée des 8/10<sup>e</sup> de leur écart quadratique moyen (environ 20 % des éprouvettes pouvaient ne pas atteindre la résistance fixée).

Compte tenu de ces éléments, il apparaît opportun de retenir la première moitié des années 1960 comme pertinente pour déterminer le début de la période de bétons « modernes ». En fait entre 1960 et 1964 (parution du CCBA 64 [60] pour le béton armé et 1965 (parution de l'Instruction Provisoire n° 1 [61]) pour le béton précontraint, le recours à des résistances nominales mesurées sur éprouvettes cylindriques s'est progressivement généralisé.

### **Pour les ouvrages réalisés avant 1965**

Pour l'évaluation de la résistance du béton de ces ouvrages, il convient le plus souvent d'effectuer des prélèvements et de réaliser des essais spécifiques en s'appuyant sur la norme NF EN 13791/CN « Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton » [13] et notamment à ses chapitres 7 « Évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par l'essai sur carottes » et 8 « Évaluation de la résistance caractéristique à la compression sur site par des méthodes indirectes ».

La norme recommande de disposer d'un nombre de prélèvements statistiquement représentatif : au moins 15 carottes pour l'approche A, de 3 à 14 pour l'approche B, avec des abattements d'autant plus importants que le nombre de carottes est faible. Le diamètre des carottes est compris entre 100 et 150 mm. Les diamètres compris entre 50 et 100 mm sont également possibles moyennant la prise en compte de facteurs de conversion appropriés. Sur un ouvrage existant, il est rare, au risque de porter atteinte à la résistance de la structure, de pouvoir multiplier le nombre de prélèvements. Le nombre de carottes à réaliser doit être apprécié en fonction de la taille de l'ouvrage et du besoin de précision attendue sur la connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du béton. À titre d'exemple,



L'augmentation de la résistance du béton de quelques MPa dans un calcul de béton armé n'a que peu d'incidence sur la justification de la section. Au contraire dans le cas d'un renforcement par précontrainte additionnelle, il est très important de connaître au mieux la résistance à la compression (voire du module) du béton qui peut limiter l'intensité de la précontrainte additionnelle.

L'interprétation de ces mesures reste toutefois délicate dans la mesure où les échantillons prélevés sont peu nombreux et que de nombreux paramètres doivent être pris en compte. Par exemple, une carotte prélevée horizontalement dans une âme peut voir sa résistance diminuer sensiblement par rapport à une carotte qui aurait été prélevée verticalement.

Il est possible de réaliser également une auscultation sonique du béton de tout ou partie de la structure (détermination des zones d'isovitesse si les bétons ne sont pas trop fissurés). Il est nécessaire de recalculer les résultats de ces mesures par des essais d'écrasement. En considérant des zones de béton homogènes (mêmes granulats), il est envisageable de rechercher par corrélation une relation entre la résistance du béton et la vitesse de propagation du son et d'en déduire une résistance par zone. En pratique, l'avis d'un laboratoire spécialisé est nécessaire car les corrections à apporter dépendent du nombre et de la nature des informations disponibles et de la nature du liant employé.

Si les résultats des mesures d'écrasement d'éprouvettes de chantier sont disponibles, ce qui est toutefois peu probable pour un ouvrage de cette époque, il est intéressant de recalculer, à partir de ces résultats, une résistance caractéristique à 28 jours et à 90 jours comme indiqué ci-après.

#### **Pour les ouvrages réalisés depuis 1965**

Pour ces ouvrages, il est en général possible de baser les recalculs sur les résistances des bétons visées dans les documents d'exécution sous réserve de vérifier dans le dossier d'ouvrage l'absence d'incidents de chantier ainsi que les résultats des essais sur les éprouvettes de contrôle.

Ces résistances ne doivent pas être utilisées telles quelles, mais doivent être adaptées pour correspondre aux valeurs à utiliser pour l'application des règles Eurocodes qui se basent sur des valeurs caractéristiques sur éprouvettes cylindriques à 28 jours. Selon le document [31] « Maintenance et réparation des ponts » :

Relation entre la résistance caractéristique  $f_{ck}$  et la résistance nominale  $f_{cn}$

$$f_{ck} = 0,85 \text{ à } 0,90 f_{cn}$$

Relation entre la résistance caractéristique  $f_{ck}$  et la résistance moyenne  $f_{cm}$

$$f_{ck} = 0,70 \text{ à } 0,85 f_{cm}$$

Compte tenu de l'âge de l'ouvrage, il est loisible, pour les vérifications de section de retenir  $f_{ck}$  à 90 jours au lieu de  $f_{ck}$  à 28 jours, soit un gain d'environ 10 % sur la résistance à la compression.

Si les résultats des mesures d'écrasement d'éprouvettes de chantier sont disponibles, il est intéressant de recalculer directement une résistance caractéristique à 28 jours à partir de ces résultats (*cf.* annexe D de l'Eurocode 0), puis de la transformer en résistance caractéristique à 90 jours.

Enfin, il est également possible de procéder à des mesures de résistance *in situ*, comme il est recommandé pour les ouvrages antérieurs à 1965 notamment en l'absence d'information pertinente dans le dossier d'ouvrage.

#### **1.1.1.2 - Les aciers de béton armé**

L'expérience montre que les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques des métaux sont assez faibles sauf pour la période de reconstruction, 1940-1950, où des aciers de récupération de diverses provenances ont été utilisés (rails, aciers passifs carrés, aciers plats utilisés entre 1890 et 1920, etc.). Pour cette période, il convient, dans la mesure du possible, de procéder à des mesures des caractéristiques des aciers.

Pour les autres ouvrages et notamment pour les plus récents, il est en général possible de se baser sur les documents d'exécution. Les caractéristiques des aciers ont évolué au fil du temps : par exemple, les Fe E 500 n'existent que depuis le milieu des années 1980. La limite d'élasticité pouvait auparavant dépendre du diamètre : par exemple 420 MPa pour les aciers Tor de diamètre inférieur ou égal à 20 mm et 400 MPa sinon. On pourra déterminer les caractéristiques des aciers (limite d'élasticité, allongement à la rupture), les caractéristiques d'adhérence et de scellement à partir du tableau du paragraphe 4.4.3 de l'annexe électronique A4.

Il est en général loisible de considérer que les valeurs de ce tableau, ou les valeurs indiquées dans les documents d'exécution, constituent des valeurs caractéristiques.



L'Eurocode 2 fournit exclusivement des règles relatives aux armatures à haute adhérence qui peuvent être utilisées sans adaptation pour des armatures anciennes de ce type.

Dans le cas où l'ouvrage présente des armatures lisses, il convient d'adapter ces règles pour tenir compte de :

- la réduction du coefficient de scellement ( $\psi_s$ ) ;
- la réduction du coefficient de fissuration ( $\eta$ ).

Ces coefficients, dont les dénominations proviennent des anciens règlements (puisqu'ils n'apparaissent plus explicitement dans les Eurocodes) impactent notamment :

- les longueurs d'ancrage des armatures

Dans les règlements CCBA [60] et BAEL [62], la contrainte limite d'adhérence est fonction du coefficient de scellement  $\psi_s$ , mais également de la résistance à la traction du béton ( $\sigma'_b$  dans le CCBA et  $f_{tj}$  dans le BAEL), avec une définition différente entre les deux règlements. La valeur de  $\psi_s$  est de 1,5 pour les armatures HA (dans les règlements comme dans les fiches d'agrément des armatures), et de 1 pour les ronds lisses.

L'Eurocode 2 [3] ne traite pas des ronds lisses (cf. paragraphe 8.1 de l'Eurocode 2-1-1). On pourra noter à ce titre, qu'en l'absence d'indications sur le sujet dans l'Eurocode, le guide sur l'Eurocode 2 du Sétra propose de conserver les dispositions du BAEL 91 révisé en 99 [62].

À titre indicatif, le BAEL [62] donne un rapport des longueurs d'ancrage de  $\psi_s^2 = 1,5^2 = 2,25$  entre un acier lisse et un acier HA.

- la maîtrise de la fissuration

L'attention est attirée sur le fait que pour une même valeur moyenne d'ouverture des fissures, la contrainte calculée avec des barres HA est supérieure de près de 60 % (Techniques de l'ingénieur C2319-1 « Béton armé : Règles BAEL - Comportement expérimental » par Jean Perchat) [65] à celle correspondant à des ronds lisses. Inversement, à contrainte équivalente, l'ouverture de la fissure est plus importante avec des aciers ronds lisses. Le paragraphe 1.5.3 du chapitre 3 fournit une indication pour adapter les règles de maîtrise de la fissuration de l'Eurocode aux aciers ronds lisses.

- l'évaluation des contraintes en section fissurée de béton précontraint

Pour ce type de calcul, les Eurocodes font intervenir le rapport entre la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte et la capacité d'adhérence des armatures de béton armé (supposé à haute adhérence) qu'il conviendra d'adapter pour des armatures qui ne sont pas à haute adhérence. À noter que l'article 7.3.2 alinéa 3 de l'Eurocode 2 [3] précise que lorsque la maîtrise de la fissuration peut être assurée par les aciers de précontrainte uniquement dans les conditions géométriques fixées par cet article, le rapport entre les diamètres des armatures actives et passives (cf. formule 7.5 de l'Eurocode 2 [3]) n'intervient plus. En s'inspirant de cet article il est donc possible de négliger les armatures passives dans le calcul si cela s'avère plus favorable. Il faudra s'assurer toutefois que les conditions de fissuration aux droits des armatures passives restent admissibles.

### 1.1.1.3 - Les câbles de précontrainte

Les technologies de précontrainte et les caractéristiques des câbles ont fortement évolué depuis l'origine.

On pourra déterminer les caractéristiques des procédés de précontrainte en se référant au paragraphe 4.5 de l'annexe électronique A4 et/ou aux circulaires d'agrément de l'époque disponibles sur le site PILES de la DTecITM du Cerema.

#### Caractéristiques mécaniques de l'acier de précontrainte

Ces caractéristiques sont définies à partir des grandeurs suivantes :

- résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte  $f_{pkr}$  qui correspond à la limite à la rupture  $f_{rg}$  du BPEL ou la limite à la rupture garantie  $R_g$  des premiers règlements (IP1 [61]) ;
- valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte  $f_{p0,1kr}$  correspond à la limite d'élasticité  $f_{peg}$  du BPEL ou à la limite d'élasticité garantie  $T_g$  de l'IP1 [61] ;
- module d'élasticité des câbles qui est de 200 000 MPa pour les fils et de 190 000 MPa pour les torons ;
- les câbles sont le plus souvent constitués de fils ( $\emptyset 5$ ,  $\emptyset 7$  ou  $\emptyset 8$ , ou « Sigma Oval ») ou de torons T13 et T15 standard, ou super pour les ouvrages les plus récents.



Le Tableau 3 fournit la section des fils et torons.

Type d'armature	Fils			Torons			
	Ø5	Ø7	Ø8	T13	T13S	T15	T15S
Ap (mm <sup>2</sup> )	19,6	38,5	50,3	93	100	139	150

Tableau 3 : Sections des unités de précontrainte les plus couramment utilisées

La section d'un fil « Sigma Oval » vaut 38,8 mm<sup>2</sup>.

**Nota :** Il est à noter que le bulletin technique n° 3 du Sétra de juin 1977 [80] indique une section de 40 mm<sup>2</sup> pour les fils « Sigma Oval ». La valeur à retenir effectivement doit donc être recherchée dans le dossier d'ouvrage ou être déterminée par des mesures.

Les armatures sont également caractérisées par leur sensibilité à la relaxation qui correspond à la perte différée de tension d'un acier fortement tendu sous déformation (allongement) constante. Cette perte de tension, caractérisée par un pourcentage de la tension initiale, varie bien évidemment selon la nature de l'acier et le temps mais dépend également de la contrainte initialement appliquée et de la température ambiante.

Ce pourcentage, actuellement caractérisé pour une contrainte initiale de  $0,7f_{pk}$  à une température moyenne de 20 °C à 1 000 heures et noté  $\rho_{1000}$  (notation Eurocode 2 [3] et BPEL [63]), était auparavant évalué à 120 heures ou à 3 000 heures. Il convient de remarquer que les pertes par relaxation ont pu être largement sous-évaluées, notamment pour les armatures les plus anciennes pour lesquelles ce caractère n'était pas spécifié par les agréments. Si les câbles modernes sont généralement constitués d'armatures à très basse relaxation (TBR) caractérisées par une relaxation à 1 000 heures de 2,5 %, les câbles à base de fils et les premières générations de torons ont une relaxation de 6 à 8 % et pouvant atteindre 10 % dans certains cas.

Il est possible de distinguer 3 périodes :

- Jusqu'en 1972 : la relaxation était en moyenne plus élevée que pour les câbles modernes et pouvaient atteindre 10 %, voire 12 %, (à noter toutefois que de tels niveaux de relaxation étaient tout de même rares après 1968).
- De 1972 à 1983 : il s'agit d'une période transitoire durant laquelle trois classes de relaxation ont coexisté :
  - RN : Relaxation Normale (8 %) ;
  - BR : Basse Relaxation (4 %) ;
  - TBR : Très Basse Relaxation (2 ou 2,5 %).
- Depuis 1984 : les armatures sont majoritairement à Très Basse Relaxation.

L'attention est attirée sur le fait que l'Eurocode 2 [3] qualifie désormais de « basse relaxation » (classe 2 définie à l'article 3.3.2 (4)P de l'Eurocode 2-1-1) des armatures présentant des pertes par relaxation de 2,5 %.

Il est possible, en première approche, de s'appuyer sur les valeurs indicatives de coefficients de relaxation à 1 000 heures de l'annexe électronique A6, mais il est recommandé pour les ouvrages anciens de mesurer directement la force de précontrainte par essais à « l'arbalète » afin de recalculer si nécessaire les paramètres de calcul en comparant les valeurs issues de la mesure aux valeurs théoriques calculées aux mêmes points et à la même date. L'intérêt de l'opération doit toutefois être apprécié au regard des sujétions liées à l'ouverture des fenêtres nécessaires à la mesure.

### La méthode de l'arbalète

Cette méthode est décrite dans le guide technique « Mesures de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète » [29]. L'arbalète est un dynamomètre destiné à mesurer *in situ* la tension des câbles de précontrainte par flexion contrôlée (Figure 3). Cette opération nécessite de réaliser un accès aux câbles au moyen d'une « fenêtre » dans le béton. La taille standard de cette fenêtre est de l'ordre de 30 cm x 80 cm. Toutefois l'évolution des matériels (mini-arbalètes) permet de réduire l'ouverture à une cinquantaine de centimètres de longueur.

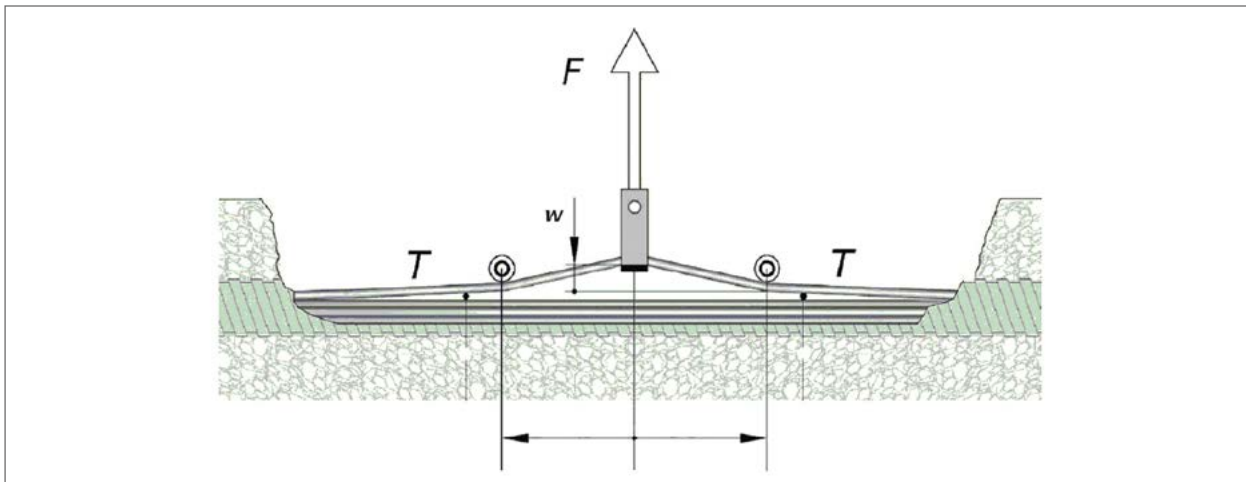


Figure 3 : Principe de l'arbalète

La connaissance de la tension d'un fil (ou de plusieurs fils et de plusieurs câbles en différentes sections) permet de remonter à la précontrainte effective (toutes pertes déduites).

La précision obtenue est bonne, de l'ordre de 3 à 5 % de la tension à mesurer. Mais pour un ouvrage donné, relativement homogène, se pose le problème de l'échantillonnage des mesures :

- le long d'un câble donné suivant les variations escomptées de la précontrainte, toutes pertes déduites ;
- pour différents câbles d'une même section ;
- le cas échéant, suivant le type de câble, s'il existe plusieurs familles sur un même ouvrage, en constitution et situation : câbles relevés sur le tablier, câbles ancrés aux abouts des poutres, câbles traversant des joints, câbles transversaux, câbles traversant des zones singulières (fissuration, signes extérieurs de corrosion ou d'humidité) ;
- suivant les sections elles-mêmes en différentes situations d'exposition : courante et abritée, en rive exposée aux intempéries, sous caniveau, etc.

Or, le caractère semi-destructif impose une certaine « modération » dans le choix et le nombre de fenêtres à ouvrir. En effet, cette méthode va entraîner, de fait :

- la réduction irrémédiable de la section de béton comprimé ;
- des risques quant à l'intégrité des câbles si les fenêtres ne sont pas correctement rebouchées.

La pertinence de la méthode est donc à évaluer au regard du fonctionnement de la section au droit des câbles. Par exemple, la réalisation de mesures d'arbalète [29] sur des poutres PRAD (Poutres préfabriquées précontraintes par adhérence) de section modeste peut s'avérer dommageable pour la résistance de la structure.

Dans ce contexte, ce type d'investigation « semi-destructive » doit être réservé aux ouvrages qui le nécessitent et, le cas échéant, faire l'objet d'une justification des sections après enlèvement de la section de béton comprimé.

La qualité de l'échantillonnage dépend alors du type d'ouvrage et de précontrainte (nombre de familles) et les possibilités d'ouverture de fenêtres (talon de poutres, goussets, âmes) :

- sur un VIPP qui présente généralement peu de familles de câbles distinctes, il est possible d'envisager l'ouverture de deux à trois fenêtres en talon à mi-travée et deux fenêtres dans l'âme en travée (au 1/4 de travée sur des poutres distinctes, au 1/8 de travée près des ancrages s'il existe des suspicions de corrosion) et de répéter cette opération sur plusieurs travées en plaçant les ouvertures en quinconce. Cela peut conduire à ouvrir une douzaine de fenêtres sur un même ouvrage. Mais si l'ouvrage ne comporte qu'une travée, on devra probablement se contenter de quatre à cinq fenêtres ;
- sur un pont dalle, les familles de câbles sont généralement toutes identiques ; en revanche, les fenêtres ne peuvent être ouvertes qu'aux points bas des câbles ; l'ouverture en point haut est praticable mais entraîne la dégradation de l'étanchéité sans apporter d'information supplémentaire sur la tension des câbles ; on préférera alors opérer sur plusieurs travées ;
- le pont caisson est le moins favorable : les familles de câbles sont nombreuses et il n'est souvent pas possible d'accéder à différentes abscisses d'une même famille de câbles. Les résultats seront alors exploités en tenant compte d'un intervalle de confiance important.



Afin de choisir les câbles devant faire l'objet de mesures de tension à l'arbalète [29] et la localisation de ces dernières, il est conseillé également de se reporter aux documents suivants :

- Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes (VIPP) - Guide méthodologique de surveillance et d'auscultation des VIPP d'octobre 2001 du LCPC [28] ;
- Guide technique - Mesures de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète de novembre 2009 du LCPC [29] ;
- Guide méthodologique du Cerema pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP [22] (à paraître).

Il est à noter que chaque fenêtre permet de réaliser plusieurs « mesures » (2 à 3), suivant l'accessibilité des câbles et le type, ce qui améliore la représentativité des résultats.

Le mode opératoire de l'arbalète [29] prévoit que la tension soit fournie sous la forme d'une « tension minimale de recalcul ». Toutefois, il est souhaitable de demander au laboratoire les conditions de calcul de cette tension minimale : intervalle de confiance, fractile appliqué, etc.

En premier lieu, il convient d'effectuer une analyse des tensions fournies et de distinguer les différentes familles de câbles (surtout si elles sont très différentes) puis d'essayer de remonter à une courbe plausible de la précontrainte recalée ; ceci permet de fournir des éléments manquants pour le calcul des pertes et l'estimation de la précontrainte le long des différents câbles de familles différentes.

### **Force de précontrainte à la mise en tension**

Les règlements ont limité la valeur maximale de la force de précontrainte dans l'armature à la mise en tension. Cette limite est définie sous la dénomination de contrainte (ou force) de précontrainte maximale dans l'Eurocode [3] ou de tension à l'origine du BPEL [63]. Des premières utilisations de la précontrainte jusqu'à la publication de l'instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint (IP1 [61] du 12 août 1965), la tension à l'origine des armatures n'était pas limitée réglementairement. Il est donc particulièrement important de se référer aux archives de l'ouvrage pour connaître les valeurs de mise en tension. À défaut de retrouver cette contrainte maximale dans les notes de calculs ou notes d'hypothèses du dossier d'archives, on se référera à ces valeurs en fonction de la date de construction de l'ouvrage.

- L'IP1 [61] a limité la tension à l'origine à la limite élastique (notée  $T_G$  à l'époque) ;
- La circulaire du 23 avril 1974 modifiant l'IP1 [66] a limité la tension à  $0,85 R_G$  ou à  $0,95 T_G$  si le remplacement d'un fil rompu est possible ou à  $0,85 R_G$  ou à  $0,90 T_G$  dans le cas contraire, ainsi qu'à une limite fixée par l'agrément ;
- La circulaire du 9 juillet 1980 [67] a limité la tension initiale à la valeur fixée par l'agrément ou à  $0,8f_{RG}$ . Le BPEL 83 [63] a limité la tension initiale à  $0,80f_{prg}$  ou à  $0,90f_{peg}$  ;
- Depuis 1983 et jusqu'à l'Eurocode 2 [3], cette tension est donnée par  $P_{max} = A_p \cdot \min(k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k})$ ,  $k_1$  et  $k_2$  ayant pour valeurs respectives 0,8 et 0,9.

**Nota :** Il convient bien évidemment de prendre en compte la force de mise en tension effectivement mise en œuvre à l'époque, et non pas celle qui résulterait de l'application des règles actuelles (mise en tension à  $T_G$  par exemple dans les années 1960).

### **Valeurs représentatives de la précontrainte**

Le calcul d'un ouvrage précontraint nécessite d'évaluer à chaque instant et dans chaque partie d'ouvrage l'effet de la précontrainte.

Par rapport à la tension maximale ou tension à l'origine, il est nécessaire d'évaluer les pertes de précontrainte instantanées (frottement, rentrée d'ancrage, déformation instantanée du béton par application de chargement soutenu dû à des charges permanentes de précontrainte ou autres que de précontrainte) et les pertes différées, dues au retrait et au fluage du béton, à la relaxation de l'acier de précontrainte.

On distingue ainsi :

- la précontrainte initiale  $P_{m0}(x)$  qui est la valeur probable de la précontrainte, déduction faite des pertes instantanées ;
- la précontrainte probable  $P_{m,t}(x)$  (parfois appelée précontrainte moyenne) déduction faite des pertes instantanées et différées.



Les Eurocodes définissent des valeurs caractéristiques inférieure  $P_{k,inf}(x)$  et supérieure  $P_{k,sup}(x)$  (anciennement dénommées minimale et maximale par le BPEL).

$$P_{k,inf}(x) = r_{inf} \times P_{m,t}(x) \quad P_{k,sup}(x) = r_{sup} \times P_{m,t}(x)$$

Avec, en situation de service :

- pour la précontrainte par pré-tension et pour les armatures non adhérentes :

$$r_{inf} = 0,95 \text{ et } r_{sup} = 1,05$$

- pour la précontrainte par post-tension avec armatures adhérentes :

$$r_{inf} = 0,90 \text{ et } r_{sup} = 1,10$$

Dans le cas de l'évaluation, de la réparation et du renforcement d'un ouvrage existant, en fonction des informations disponibles sur la précontrainte existante, une adaptation de la fourchette peut être envisagée pour cette dernière :

- réduction de la plage, par exemple +/- 5 %, voire jusqu'à retenir  $r_{inf} = r_{sup} = 1$  si l'exploitation du dossier d'ouvrage (résultats de mesures des coefficients de transmission, etc.) et/ou les investigations réalisées (mesures de tension à l'arbalète, etc.) permet de très bien connaître l'effort réel ;
- augmentation de la plage, en cas de dispersion des résultats des mesures.

**Nota :** Les valeurs caractéristiques de la précontrainte données par l'Eurocode diffèrent de celles données par le BPEL pour lequel les valeurs caractéristiques notées P1 et P2 étaient définies de la façon suivante :

$$P1(x,t) = 1,02 P0 - 0,80 \Delta P(x,t) \quad P2(x,t) = 0,98 P0 - 1,20 \Delta P(x,t)$$

avec  $P0$  la précontrainte « à l'origine » et  $\Delta P(x,t)$  la perte de précontrainte au point d'abscisse  $x$ , à l'instant  $t$ .

Si l'on considère 20 % de pertes (soit  $\Delta P(x,t) = 0,2 P0$ ), on obtient des valeurs très proches de celles données par l'Eurocode.

$$P1(x,t) = 1,02 P0 - (0,80 \times 0,2 P0) = 0,86 P0 \quad \text{soit } P1(x,t) = 1,075 P_m(x,t)$$
$$P2(x,t) = 0,98 P0 - (1,20 \times 0,2 P0) = 0,74 P0 \quad \text{soit } P2(x,t) = 0,925 P_m(x,t)$$

### **Caractéristiques liées aux procédés**

Les kits, procédés ou systèmes de précontrainte conditionnent certains paramètres :

- coefficients de frottement (coefficients  $k$  et  $\mu$  de l'Eurocode 2 [3] ou  $f$  et  $\varphi$  des règlements antérieurs) ; l'intensité des coefficients de frottement peut être recalée à partir de l'analyse des documents relatifs aux allongements et aux mesures de coefficients de transmission lorsqu'ils existent. Sinon, il convient de retenir les coefficients de frottement les plus représentatifs en comparant les valeurs issues des Eurocodes à celles des agréments et règlements de l'époque et en tenant compte des conditions de mise en œuvre ;
- valeur de la rentrée d'ancrage  $g$  (généralement exprimée en mm) ;
- diamètres des conduits ou des gaines ( $\varnothing_g$ ) et du décalage du câble dans la gaine.

### **Adhérence de la précontrainte**

Les aciers de précontrainte intérieure présentent une moins bonne adhérence au béton que les aciers passifs à haute adhérence. Pour des calculs en section non fissurée, la surtension dans les câbles de précontrainte est négligée. Pour les calculs en section fissurée à l'ELS (réparation ou renforcement en précontrainte partielle), il convient de prendre en compte cette différence d'adhérence dans l'évaluation de la contrainte de traction des aciers passifs et de la surtension des câbles de précontrainte intérieure.

L'Eurocode 2 n'indique pas de méthode précise mais le guide méthodologique « Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton » du Sétra [64] propose (cf. § 5 du chapitre 5) une méthode simplifiée s'inspirant de l'article 7.3.2 alinéa 3 de l'Eurocode 2-1-1 [3].

La prise en compte de l'adhérence pose toutefois la question de la nature et de la qualité de l'injection (cf. § 1.1.1.3 du chapitre 3).

Pour les calculs à l'ELU (sauf fatigue), il convient de retenir la section totale du câble.



## **Géométrie de la précontrainte**

L'expérience montre que la géométrie réelle de la précontrainte dans un ouvrage existant peut être relativement éloignée de la géométrie théorique. Plusieurs raisons peuvent expliquer cet état de fait :

- le manque de fiabilité des plans qui sont rarement des plans de récolement ;
- les défauts d'exécution liés :
  - à un mauvais maintien des gaines dans le coffrage (gaines suspendues par des fils d'acier, étriers de maintien trop espacés, etc.). Ce phénomène peut être d'autant plus marqué que les gaines sont souples et légères (gaines en feuillard) et de gros diamètre (poussée d'Archimède du béton frais plus importante, cheminement des ouvriers sur les gaines, etc.) ;
  - à des erreurs de positionnement de gaine, par exemple sur un masque provisoire d'about d'ouvrage (ponts construits par encorbellements successifs ou construction phasée longitudinalement) ;
  - à un positionnement incertain des fils ou du câble à l'intérieur de la gaine (variable selon les courbures en élévation et en plan du tracé de la gaine).

Ces défauts de positionnement peuvent conduire à des écarts horizontaux et verticaux vers le haut (poussée du béton frais) comme vers le bas (flexion des gaines sous leur poids propre ou sous charges de chantier) relativement importants par rapport aux bras de levier théoriques des câbles (plusieurs centimètres à plus de 10 cm dans certains cas). Ces défauts de positionnement ont une forte incidence sur la résistance des pièces de faible hauteur telles que les hourdis pour ce qui concerne la précontrainte transversale.

Pour les sections d'ouvrage identifiées comme étant les plus critiques par le calcul, ou détectées comme pathologiques lors des inspections, il est donc souhaitable, lorsque c'est possible, d'effectuer un repérage des câbles par méthodes électro-magnétique, pachomètre, radar ou gammagraphique selon les positions et les profondeurs des câbles et le type d'informations recherchées : position de la gaine, position du câble dans la gaine, remplissage au coulis, etc.

## **1.1.2 - Cas des matériaux présentant des désordres**

### **1.1.2.1 - Principes généraux**

Les principes précédents établis pour des matériaux en bon état sont à adapter aux cas des matériaux présentant des désordres. Pour ceux-ci, la plus grande prudence s'impose.

### **1.1.2.2 - Le béton**

L'évaluation de l'état du béton par des analyses chimiques telles qu'évoquées au § 1.1.1.1 du chapitre 3 est très souhaitable afin de définir l'étendue de la réparation, voire de confirmer sa pertinence (pénétration des chlorures, avancée du front de carbonatation, présence de réactions de gonflement interne éventuelles et état d'avancement, lixiviation, etc.). Pour plus d'information sur cet aspect se reporter aux documents [15], [31], [33] et [34].

### **1.1.2.3 - Les aciers de béton armé**

Si l'on considère l'exemple d'un ouvrage dont les armatures sont corrodées par l'exposition aux sels de déverglaçage ou à une atmosphère marine, si les chlorures ont pénétré profondément au-delà des aciers, leur extraction ne sera pas possible. La durée de vie de la réparation structurelle d'un tel ouvrage se trouvera donc réduite par la poursuite de la corrosion des armatures, sauf en cas de mise sous protection cathodique ou galvanique. L'ampleur et la nature de la réparation structurelle doit donc être adaptée en conséquence.

La corrosion des armatures a non seulement pour effet de réduire leur section résistante, mais également de réduire la largeur du palier plastique avant rupture ainsi que l'adhérence et la résistance à la fatigue. Dès lors, on peut craindre la rupture en chaîne des armatures travaillant simultanément. Les armatures les plus corrodées atteignent leur palier plastique puis se rompent avant que les armatures voisines n'aient atteint leur limite de résistance. Il est recommandé, suivant la proportion d'armatures concernées et l'état de dégradation observé :

- soit de négliger certaines armatures ;
- soit de vérifier les sections à l'état-limite ultime selon une hypothèse de comportement élastique, pour ne pas surestimer les possibilités de plastification des aciers tendus, lorsque les armatures sont partiellement corrodées. Il convient par ailleurs de tenir compte des conditions d'adhérence et d'ancrage des armatures pour évaluer l'effort maximal qu'elles sont en capacité de reprendre.



#### 1.1.2.4 - Les câbles de précontrainte

##### **Intégrité des câbles**

Les considérations développées pour les aciers passifs et relatives à la corrosion sont particulièrement importantes dans l'appréciation du comportement des armatures actives. La mauvaise qualité de l'injection (remplissage et continuité), voire la qualité même du coulis (ségrégation et stabilité chimiques dans le temps) sont des facteurs de nature à favoriser le développement de zones de corrosion localisée.

Il faut distinguer le cas des câbles susceptibles à la corrosion fissurante sous tension, pour lesquels, la corrosion peut conduire à une rupture brutale par propagation d'une microfissure. Certains types de câbles y sont particulièrement sujets, par exemple les câbles KA « Sigma Oval » du fait de leurs nervures. Leur vulnérabilité à la fissuration sous tension provient en effet des microfissures inhérentes à la création des nervures lors de l'usinage. La stratégie de réparation doit intégrer une possible rupture.

Pour les câbles pour lesquels il n'est pas mis en évidence de susceptibilité à la corrosion fissurante, des corrosions localisées peuvent faire l'objet de traitements similaires à ceux employés pour les aciers passifs.

Si des fils ou des torons sont rompus, leur section est négligée dans les calculs. Dans le cas d'une précontrainte intérieure, l'injection au coulis de ciment permet un ré-ancrage des fils ou torons ; il est donc conseillé de procéder à un calcul en fourchette au voisinage de la zone de rupture, en supprimant ou non l'effet isostatique correspondant aux ruptures ; l'effet hyperstatique étant en général à conserver dans les deux cas. Dans une zone suffisamment éloignée, et en fonction de la qualité de l'injection, il est même possible de tenir compte de la section totale du câble, sous réserve bien sûr qu'elle soit intègre. Dans le cas d'une précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment, la plus grande prudence s'impose car le ré-ancrage des fils ou des torons rompus conduit à un report des efforts sur les fils ou les torons intègres pouvant conduire à la rupture brutale du câble (cf. note d'information n° 29 du Sétra).

##### **Conditions d'adhérence**

La qualité de l'injection est susceptible d'influer sur les conditions d'adhérence de la précontrainte intérieure. En fonction de la qualité de l'injection, pour la justification d'une réparation ou d'un renforcement en précontrainte partielle (calcul en section fissurée), il peut être nécessaire de réduire la capacité d'adhérence de la précontrainte intérieure (cf. § 1.1.1.3 du chapitre 3) ou le cas échéant d'adapter, en modifiant les coefficients  $r_{sup}$  et  $r_{infr}$ , le calcul en fourchette (cf. § 1.1.1.3 du chapitre 3).

## 1.2 - Durabilité

En complément de la réparation structurale, des interventions sur les matériaux (ragréage, revêtement de protection, protection cathodique, etc.) ou des adaptations des dispositions constructives (bossages d'appuis, forme de pente, dispositifs de récupération des eaux de ruissellement, etc.) peuvent s'avérer nécessaires pour assurer une durabilité suffisante à l'ouvrage.

Il convient par ailleurs de concevoir les réparations de telle sorte que leur mise en œuvre puisse être effectuée de manière satisfaisante et que l'accès pour l'inspection et la maintenance soit préservé.

## 1.3 - Analyse structurale

### 1.3.1 - Principes généraux

Le plus souvent, les réparations sont justifiées sur la base d'un modèle élastique linéaire. Sauf structure particulière, l'analyse est réalisée sur la base d'un calcul au premier ordre. Le modèle doit tenir compte du phasage de construction et de réparation en intégrant l'évolution de l'état de la structure du fait du vieillissement non linéaire des matériaux (retrait, fluage du béton et relaxation des aciers de précontrainte, etc.).

S'agissant d'ouvrages existants, une analyse plastique à l'état-limite ultime est envisageable. Dans le cas des ouvrages d'art neufs, cette analyse est habituellement réservée aux vérifications de type ELU accidentel (sismique ou incendie) pour lesquelles les actions correspondent à des déformations imposées qui s'avèrent moins pénalisantes pour le dimensionnement dès lors que l'on accepte des déformations plastiques.



Pour des ouvrages existants présentant localement une insuffisance de résistance à l'ELU selon des méthodes classiques de calcul, il peut s'avérer intéressant d'évaluer l'acceptabilité d'une fissuration de ces zones et d'une redistribution des efforts aussi bien en phase de diagnostic pour justifier l'ouvrage en l'état qu'en phase de conception du renforcement. En effet, la prise en compte de la redistribution des efforts peut permettre d'éviter de renforcer globalement l'ouvrage en intervenant uniquement dans des zones accessibles sans contraintes fortes par rapport à la circulation.

On pourra par exemple justifier le renforcement transversal entre poutres d'un hourdis supérieur pour éviter une intervention en extrados, en considérant des zones plastifiées au droit des encastremets dans les poutres, ces zones fissurées en partie supérieure étant par ailleurs protégées par l'étanchéité de l'ouvrage.

Cette redistribution plastique n'est possible que sous réserve de s'assurer de la stabilité et de la ductilité des zones où apparaissent ces déformations plastiques (qualité des aciers et uniformité du ferrailage notamment, intégrité des câbles de précontrainte, etc.).

Elle suppose que les zones plastifiées ont une étendue relativement faible au regard de la structure et peuvent être modélisées par des rotules. Un moment ponctuel correctif égal au moment de plastification de la section devra cependant être introduit dans le modèle pour tenir compte de la continuité de la transmission des efforts (notion de rotule plastique). Une vérification de la valeur de la rotation de ces rotules plastiques est également nécessaire afin de s'assurer obligatoirement de l'absence de rupture de section, d'une part afin de garantir une transmission de l'effort tranchant et d'autre part afin d'éviter les effets dynamiques qu'engendrerait une telle rupture sur la structure.

Des valeurs limites sont données à l'article 5.6.3 de l'Eurocode 2-1-1 [3] mais ne peuvent pas toujours être utilisées pour des ouvrages anciens dont les caractéristiques des matériaux ne correspondent pas forcément à celles exigées par l'Eurocode. Il est donc loisible de s'inspirer des règles fournies pour les vérifications sous sollicitations sismiques et/ou de feu.

Quelle que soit la méthode utilisée, la rotation admissible est essentiellement dépendante de :

- la courbure à la rupture de la section qui est la plupart du temps fonction de l'allongement à la rupture des armatures tendues de l'ouvrage ;
- la longueur plastifiée qui est de l'ordre de  $0,5h$  ( $0,6h$  selon l'Eurocode 2-1-1) de part et d'autre de la section plastifiée, où  $h$  est la hauteur de la section.

Cette méthode d'analyse locale peut toutefois avoir une incidence sur le couplage des poutres et la redistribution transversale des charges dont il faudra tenir compte dans l'analyse globale.

La Figure 4 présente un exemple d'application de la méthode.

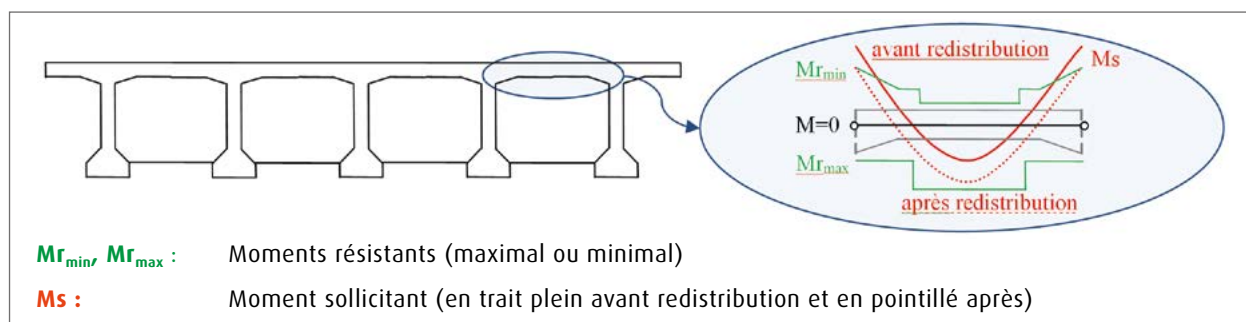


Figure 4 : Redistribution plastique d'un hourdis

### 1.3.2 - Recalage du modèle

Le modèle de calcul est généralement le même que celui utilisé lors de l'évaluation structurale, adapté le cas échéant (et le plus souvent à la marge) pour tenir compte de résultats d'éventuelles investigations complémentaires réalisées à l'issue de la phase de diagnostic. Il est utile d'insister à ce propos sur l'importance que les résultats obtenus soient cohérents avec la pathologie observée et les résultats de l'instrumentation de l'ouvrage (instrumentation fréquemment nécessaire pour un ouvrage en béton armé ou précontraint pathologique).

À titre d'exemple, de faibles tractions obtenues à l'ELS caractéristique pour un ouvrage en béton précontraint ne peuvent suffire à expliquer une importante fissuration observée sur l'ouvrage, qui plus est si ces dernières sont actives sous circulation. Les raisons de la pathologie doivent être recherchées ailleurs : pertes de précontrainte plus importantes que



les pertes théoriques prises en compte dans le modèle, ruptures de fils, mauvais fonctionnement de coupleurs, position des câbles non conforme au projet, etc. Le modèle doit donc être adapté en conséquence : tension dans les câbles ajustée en fonction des résultats d'essais à l'arbalète, introduction de rotule élastique (après essais de chargement calibrés) au droit de sections de joint de couplage actives sous circulation, etc. Ce calage relève de l'évaluation structurale, mais il est bien évidemment absolument nécessaire que le modèle utilisé pour le dimensionnement de la réparation reflète aux mieux la réalité du fonctionnement actuel de l'ouvrage.

Le cas échéant, une analyse structurale en fourchette peut s'avérer nécessaire, notamment si le phasage de construction n'est pas connu.

## 1.4 - États-Limites ultimes

### 1.4.1 - Principes généraux

La justification à l'ELU des ouvrages en béton repose sur :

- la vérification de la résistance des sections vis-à-vis des sollicitations normales ;
- la vérification de la résistance des sections vis-à-vis des sollicitations tangentes ;
- la vérification des zones d'application d'efforts concentrés (poinçonnement, équilibre des zones d'abouts, diffusion de la précontrainte, etc.) ;
- la vérification à la fatigue ;
- la vérification de la supra-résistance.

### 1.4.2 - Modification de coefficients partiels relatifs aux résistances

Le chapitre 2 du présent guide fournit des indications sur les possibilités de modification des coefficients partiels relatifs aux résistances des matériaux  $\gamma_m$  et il conviendra de s'y référer. On rappelle que ces indications sont basées sur les recommandations de l'annexe A informative de l'Eurocode 2 [3] relatif aux ouvrages en béton armé ou précontraint (Eurocode 2 partie 1-1) intitulée « Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux ». Cette annexe propose plusieurs réductions possibles du coefficient  $\gamma_m$  pour les ouvrages coulés en place, dont on peut s'inspirer pour les ouvrages existants :

- selon le paragraphe A.2.2, si le calcul de la résistance est basé sur des valeurs géométriques mesurées dans la structure finie, les coefficients partiels  $\gamma_m$  des armatures et du béton peuvent être respectivement réduits à 1,05 et 1,45. Le coefficient partiel du béton peut même être réduit à 1,35 si le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10 % ;
- selon le paragraphe A.2.3, si des mesures de la résistance du béton sont effectuées sur la structure terminée, le coefficient partiel  $\gamma_m$  du béton peut être réduit jusqu'à la valeur plancher de 1,3.

Bien évidemment, il faut également prendre en compte les résultats des investigations lorsqu'ils sont défavorables. Dans certains cas en effet, la meilleure connaissance que l'on a de l'ouvrage peut conduire à augmenter des valeurs de coefficients partiels, en cas de forte dispersion des résultats de mesures par exemple.

Pour les aciers partiellement corrodés, la plus grande prudence s'impose. Il convient ainsi de maintenir le coefficient partiel relatif à la résistance des aciers, voire de l'augmenter par exemple à 1,25 si les barres montrent de nombreuses piqûres de rouille et sont soumises à des contraintes fortement variables.

### 1.4.3 - Résistance vis-à-vis des sollicitations normales et de l'effort tranchant

Les justifications de la réparation ou du renforcement sont conduites suivant les prescriptions de l'Eurocode 2, qui sont assez proches des pratiques antérieures. Les sections sont vérifiées avec les lois de comportement des matériaux adaptées aux propriétés physiques et aux résistances mécaniques dépendant de l'époque de la construction et de la dégradation de l'ouvrage.

#### 1.4.3.1 - Vis-à-vis des sollicitations normales

La capacité portante de la majorité des ouvrages en béton est limitée par les aciers, actifs ou passifs, le béton présent étant généralement surabondant.



Les ouvrages en béton précontraint existants présentent généralement une réserve de capacité portante à l'ELU, les critères ELS (ou équivalent) des anciens règlements s'avérant dimensionnant (sous réserve que les câbles soient correctement injectés). Il en est de même pour les ouvrages en béton armé, sous réserve que la conception d'origine ait tenu compte de critères de limitation de la fissuration (fissuration très préjudiciable, voire préjudiciable pour le BAEL par exemple). Ces considérations ne dispensent pas pour autant de mener les justifications à l'ELU correspondantes.

À signaler enfin que l'Eurocode offre désormais la possibilité de tenir compte d'une légère surtension des câbles de précontrainte extérieure, soit au moyen d'une analyse non linéaire géométrique, soit, à défaut de calcul précis, en prenant en compte un accroissement forfaitaire de 100 MPa.

### 1.4.3.2 - Vis-à-vis de l'effort tranchant

À l'ELS, les ouvrages en béton précontraint existants présentent généralement une réserve vis-à-vis de la fissuration du béton, les critères ELS (ou équivalent) des anciens règlements (Chalos-Beteille donné en annexe à l'IP1 [61], critères de Caquot et de Paduart également utilisés avec l'IP1, critères des BPEL 83 et 91 [63]) étant sensiblement plus sévères que celui de l'annexe QQ de l'Eurocode 2 (Figure 5).

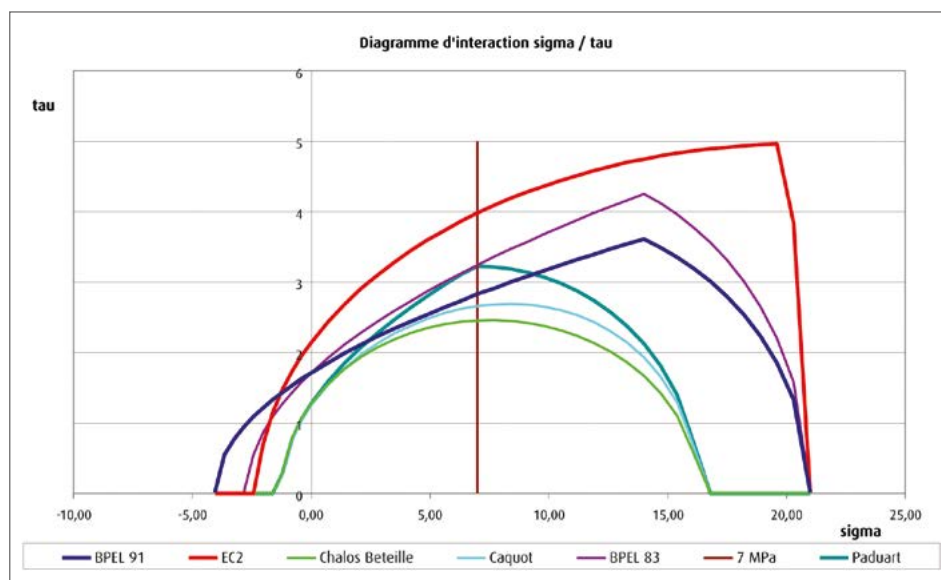


Figure 5 : Diagrammes d'interaction sigma/tau selon différentes lois pour un ouvrage particulier

À l'ELU au contraire, les ouvrages en béton précontraint les plus anciens (conçus avant le BPEL) présentent souvent des déficits d'acier d'effort tranchant.

À l'ELU, le calcul est mené avec les hypothèses d'une structure fissurée, fonctionnant en treillis conformément à l'Eurocode. Il convient de choisir une inclinaison de bielle et de vérifier :

- la compression du béton dans la bielle ;
- la quantité d'étriers assurant la couture de cette bielle.

En pratique, il est loisible de retenir l'inclinaison maximale autorisée par la résistance de la bielle de béton, puis de dimensionner les aciers manquants. L'attention est toutefois attirée sur le fait qu'une inclinaison trop importante de la bielle peut nécessiter un renforcement longitudinal.

En revanche, si une âme présente déjà une fissure d'effort tranchant, les calculs justificatifs doivent être menés avec l'inclinaison de la fissure observée et non avec une inclinaison théorique.

**Nota :** Cette règle peut ne pas être appliquée dans le cas d'une injection de fissure avec recompression par précontrainte additionnelle.

L'article 9.2.2 de l'Eurocode 2 [3] donne la quantité minimale de ferrailage d'effort tranchant à disposer dans une poutre.



Elle est égale à  $\frac{A_{sw}}{s} = b_w \cdot 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$  (pour des armatures verticales). Cette quantité forfaitaire d'acier constitue une disposition constructive qu'il n'est pas impératif de satisfaire contrairement aux sections d'acier résultant de la reprise de l'effort tranchant de calcul.

## 1.4.4 - Zones d'application d'efforts concentrés

### 1.4.4.1 - Diffusion des efforts concentrés

La diffusion des efforts locaux générés par les ancrages de précontrainte a donné fréquemment lieu à des fissurations à caractère pathologique. L'Eurocode 2 reste relativement discret sur le dimensionnement des zones d'ancrage. L'utilisation d'un modèle bielle tirant est suggérée ou d'autres modes de représentation appropriés pour évaluer les efforts de traction dus aux forces concentrées. La vérification est à faire à l'ELU en faisant travailler les armatures à leur résistance de calcul, en notant que si la contrainte dans les armatures passives est limitée à 300 MPa, la vérification de l'ouverture des fissures n'est pas nécessaire. La méthode des bielles reste toutefois délicate à mettre en œuvre car l'Eurocode ne guide pas le projeteur dans l'élaboration du modèle bielle-tirant adapté à la configuration étudiée.

L'approche est rendue plus difficile encore s'agissant de réparation par précontrainte additionnelle dont les effets se cumulent avec ceux de la précontrainte existante. Qui plus est, les possibilités d'ancrage de la précontrainte additionnelle demeurent limitées et s'effectuent dans des zones qui n'étaient pas prévues pour, qu'il est souvent nécessaire de renforcer.

La justification peut dès lors être conduite selon les règles de l'annexe 4 du BPEL ou l'annexe E8 du BAEL qui ont fait leurs preuves, ou selon la « méthode analytique » définie dans le guide Sétra « Diffusion des efforts concentrés » de novembre 2006 et à son erratum de 2008. Cette dernière méthode, basée sur les pratiques antérieures des règlements français BAEL et BPEL, a été améliorée en intégrant dans l'analyse l'ensemble des efforts locaux appliqués à la zone de régularisation des efforts, dont les réactions d'appui (introduction de la notion d'équilibre général de diffusion totale).

La diffusion est vérifiée selon deux directions orthogonales correspondant aux axes principaux d'inertie de la section, dans la zone au voisinage immédiat de l'ancrage (prisme local) et dans la zone de régularisation. La méthode est basée sur la vérification des contraintes de cisaillement dans différents plans de coupure.

En cohérence avec l'Eurocode 2, les calculs se font à l'ELU en faisant travailler les armatures à leur résistance de calcul  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ . L'effort de précontrainte additionnelle est pondéré par un coefficient  $\gamma_{p, unfav} = 1,2$ . L'effort de la précontrainte existante peut être pris égal en revanche à la valeur de l'effort calculé à l'ancrage, tenant compte des pertes déjà subies (en prenant garde toutefois de ne pas les surestimer).

Le guide Sétra propose également une vérification de l'intégrité du béton vis-à-vis du cisaillement. Ce critère doit être satisfait pour la justification de la réparation : la mise en tension de la précontrainte additionnelle ne doit pas engendrer de fissuration. Si l'ouvrage présente déjà une fissuration de diffusion pathologique, il est déconseillé de prévoir d'y ancrer des câbles.

### 1.4.4.2 - Zones d'appui simple d'about

L'Eurocode 2 [3] n'aborde pas spécifiquement les vérifications de la bielle d'about et de l'équilibre du coin prescrites par le BPEL [63] pour la justification d'une zone d'appui simple d'about. Pour autant, les mécanismes de rupture identifiés par le BPEL [63] demeurent et doivent faire l'objet d'une vérification sous sollicitations ultimes.

### 1.4.4.3 - Bielle d'about

La justification peut être conduite selon les prescriptions de la deuxième partie de l'annexe 4 du BPEL [63] en adaptant les paramètres de calcul à ceux définis par les Eurocodes. La vérification repose sur une modélisation du cheminement des forces de l'appareil d'appui vers la partie supérieure comprimée représentée par une bielle verticale puis une bielle forfaitairement inclinée. Il est également possible de retenir un cheminement d'efforts constitué d'une succession de bielles construites par composition des forces interceptées (cf. Guide du Cerema pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP [22] - à paraître).



#### 1.4.4.4 - Équilibre du coin

La justification est conduite selon les prescriptions de la deuxième partie de l'annexe 4 du BPEL [63] en adaptant les paramètres de calcul à ceux définis par les Eurocodes.

#### 1.4.5 - Résistance à la fatigue

Pour les vérifications à la fatigue il convient en premier lieu de considérer l'état réel de la structure.

- Dans les zones de l'ouvrage non fissurées, il est inutile d'effectuer une vérification à la fatigue si aucune augmentation des charges n'est prévue.
- Dans les zones fissurées, dans la mesure où l'intensité de la fissuration apparaît cohérente avec les résultats des recalculs, il convient d'effectuer une vérification théorique de la fatigue.
- Dans les zones pour lesquelles les résultats du calcul théorique de fatigue ne sont pas satisfaisants, et dans les zones où l'intensité de la fissuration observée n'est pas cohérente avec les niveaux de contrainte théoriques issus du recalcul, une analyse plus fine doit être menée. Elle peut consister en une analyse du trafic effectivement supporté par l'ouvrage ou en une mesure des surtensions des aciers passifs ou des câbles au droit des fissures pendant une durée représentative (plusieurs semaines). Dans ce dernier cas, la méthode du rain-flow permet d'effectuer un calcul direct de l'endommagement en fatigue et de déduire une durée de vie théorique vis-à-vis de ce phénomène.

Pour les structures pour lesquelles cette évaluation structurale a montré que la vérification à la fatigue des armatures, tout particulièrement celle des armatures actives, n'était pas satisfaite pour la durée de vie de l'ouvrage, la décision de réparer pour diminuer l'endommagement ultérieur et ainsi augmenter la durée de vie résiduelle de la structure relève du maître d'ouvrage, pour autant que la sécurité des usagers soit assurée.

Dans le cas où l'endommagement théorique total serait atteint avant la durée de vie résiduelle de l'ouvrage, un non-renforcement ne pourra être décidé que si l'on s'est assuré que d'éventuelles ruptures d'armatures par fatigue ne conduisent pas à la ruine de l'ouvrage, par la vérification de critères de supra-résistance par exemple.

Si une réparation s'avère nécessaire ou est décidée par le maître d'ouvrage, plusieurs stratégies sont possibles ; on pourra :

- dimensionner la réparation pour que la structure respecte à l'ELS les critères permettant de s'affranchir d'une vérification à la fatigue des armatures actives et passives (cf. § 1.5 du chapitre 3) ;
- appliquer l'article 6.8 de l'Eurocode 2 et l'annexe NN de l'Eurocode 2 partie 2 [3] ;
- utiliser les résultats de l'instrumentation mise en œuvre lors de l'évaluation structurale (mesures de trafic).

#### 1.4.6 - Supra-résistance

Pour des structures précontraintes pour lesquelles un risque de rupture fragile, c'est-à-dire sans apparition préalable de désordres, est suspecté, il est conseillé de concevoir le renforcement en se référant autant que possible aux règles de supra-résistance introduites par les Eurocodes.

Ce principe, établi pour les ouvrages neufs, consiste à garantir que si l'ouvrage se détériore, notamment par corrosion des armatures de précontrainte, des désordres pourront être observés et permettront de donner l'alerte, tout en maintenant la sécurité structurale sous exploitation fréquente.

L'expérience montre toutefois, que, s'agissant d'ouvrages existants pour lesquels cette vérification n'a pas été effectuée lors de la conception, le respect de ce critère peut être difficile à atteindre. Le niveau d'intervention est à apprécier au regard de l'ampleur des travaux voire de leur faisabilité même et du risque : aléas (par exemple efficacité de la chape d'étanchéité, etc.), vulnérabilité de la structure (par exemple nombre de ruptures de câbles nécessaires pour atteindre la rupture fragile, etc.) et conséquences de la défaillance (redondance de la structure et de ses composants, etc.).

##### 1.4.6.1 - Vis-à-vis des sollicitations normales

La méthode de vérification de la supra-résistance en flexion est décrite dans l'Eurocode (Eurocode 2 partie 2 § 6.1(109) [3]) et au paragraphe 6 du chapitre 6 du guide d'application de l'Eurocode 2 aux ponts-routes en béton du Sétra [64].



#### 1.4.6.2 - Vis-à-vis des sollicitations tangentés

Bien que l'Eurocode ne traite de la supra-résistance que vis-à-vis des sollicitations normales, l'attention est attirée sur le fait que le risque de rupture fragile est moins présent vis-à-vis des sollicitations normales que vis-à-vis des sollicitations tangentés. Le guide méthodologique d'application de l'Eurocode 2 du Sétra [64] propose d'ailleurs d'extrapoler les critères de la supra résistance à la vérification à l'effort tranchant.

Une méthode de vérification de la supra-résistance sous sollicitations tangentés est développée dans le « Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP du Cerema » [22] (à paraître).

#### 1.4.7 - Non-fragilité

La « non-fragilité » (au sens de l'article 7.3.3 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [3]) est un atout important pour la sécurité structurale des ouvrages qui fonctionnent en mode dégradé. La « non-fragilité » assure un mode de rupture « progressif » qui associe au mieux le béton et l'acier : concrètement lorsque le béton se fissure, les aciers travaillent à leur limite d'élasticité sans se plastifier ; si la section continue à se dégrader, les aciers peuvent alors se plastifier jusqu'à la limite effective de déformation qui est assez élevée (à titre indicatif, d'après les essais réalisés par le Cerema, au moins 6 % pour les aciers passifs s'ils sont en bon état).

Ce risque est effectif pour les pièces peu sollicitées par les actions dues au poids propre et aux charges d'exploitation, pièces pour lesquelles le rôle du retrait et de la température ainsi que d'effets secondaires divers peut devenir prépondérant. Or l'évaluation exacte des actions et sollicitations est rarement possible dans ce cas.

Bien évidemment, cette condition n'assure pas la résistance de l'ouvrage mais participe au dispositif d'alerte que constitue la fissuration ; elle devrait être indissociable du respect de l'ELU pour le maintien d'un ouvrage en service.

Malheureusement, beaucoup d'ouvrages anciens ne répondent pas aux conditions de non-fragilité introduites dans les règlements depuis le BAEL [62] et les concepteurs n'y ont pas toujours accordé l'importance qui aurait été requise. Évidemment, en pratique, il est très difficile de la respecter pour les sections existantes des ouvrages à réparer.

À défaut, on cherchera à mettre en œuvre une réparation qui offre une certaine redondance à la structure ou à être plus exigeant sur le fonctionnement aux ELS : notamment en béton précontraint, on peut viser, autant que possible, la supra-résistance ou, suivant les dispositions constructives, viser des justifications complémentaires en section fissurée aux ELS (par exemple majoration des sollicitations de 20 % comme le prévoyait l'article A 4.2.2 du BAEL [62]). Il est à noter que les matériaux composites collés constituent une solution très intéressante pour conférer la non-fragilité aux sections les plus critiques.

### 1.5 - État-Limite de service

#### 1.5.1 - Principes généraux

L'application de l'Eurocode 2 [3] reste la référence, en cohérence avec les principes avancés dans ce guide. La justification à l'ELS des ouvrages en béton repose principalement sur :

- la limitation des contraintes dans le béton et dans les armatures ;
- la maîtrise de la fissuration (sous sollicitations normales et de cisaillement).

À noter par ailleurs, l'existence dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 [3] d'un critère ELS pour les structures en béton armé (respectivement béton précontraint) permettant de s'affranchir de la vérification ELU de la résistance à la fatigue des armatures passives (respectivement actives).

#### 1.5.2 - La limitation des contraintes dans le béton et dans les armatures

##### 1.5.2.1 - La contrainte de compression dans le béton

Les taux de travail du béton à l'ELS sont déterminés selon les prescriptions de l'Eurocode 2 [3]. L'attention est attirée sur le fait que ces taux de travail ne sont valables que pour des résistances caractéristiques calculées sur éprouvettes cylindriques et que la résistance caractéristique équivalente d'un béton ancien doit être déterminée avec prudence (voir à ce sujet le paragraphe 4.1.2 ci-avant).



Le taux de travail ne doit être augmenté qu'avec modération en prenant notamment en considération l'effet Rush pour les charges permanentes.

**Nota :** Effet Rush : rupture du béton en compression sous l'effet d'une compression élevée de longue durée.

Sous combinaison quasi-permanente, la condition de compression inférieure à  $0,45 f_{ck}$  de l'Eurocode 2 [3] permet un calcul linéaire du fluage. Cette valeur concerne des ouvrages neufs. Il est possible de dépasser cette valeur sous réserve de calculer le fluage non-linéaire produit avant puis après renforcement. Dans la mesure où le béton considéré a plus d'un an, il est possible de retenir une limite de  $0,55 f_{ck}$  pour l'utilisation d'un calcul non-linéaire du fluage (dans ce cas le BPEL [63] autorisait jusqu'à  $0,6 f_{ck}$ ). Cette possibilité peut s'avérer particulièrement intéressante dans le cas de la précontrainte additionnelle.

Sous combinaisons caractéristiques, la condition de compression inférieure à  $0,6 f_{ck}$  de l'Eurocode 2 [3] s'impose pour les classes d'exposition XD (corrosion induite par les chlorures), XF (attaque gel/dégel), XS (corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer) et permet de s'affranchir de la vérification à la fatigue du béton pour les autres classes. Il est possible de dépasser également cette valeur sous réserve de cette vérification. Cette possibilité peut s'avérer particulièrement intéressante dans le cas de la précontrainte additionnelle. En pratique en réparation ou renforcement, de légers dépassements (inférieurs à 10 %) peuvent être admis sans calcul de fatigue.

### 1.5.2.2 - La contrainte de traction dans les armatures

Les vérifications se font sous combinaisons caractéristiques, les limitations à respecter sont les suivantes :

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$  pour les armatures de béton armé (Eurocode 2-1-1/NA § 7.2(5)) [3]

$\sigma_{pm} < 0,8 f_{pk}$  pour les armatures de précontrainte adhérentes (Eurocode 2-1-1/NA § 7.2(5)) [3]

Elles ont essentiellement pour objet de vérifier l'absence de plastification des armatures.

Ces limites peuvent être éventuellement adaptées, par exemple lors d'ajouts d'armatures ou de composites collés.

La gravité du non-respect de ces conditions, et donc la nécessité d'intervenir, doit être appréciée en fonction des fissures effectivement observées et de l'usage ultérieur de l'ouvrage.

Ainsi, si le taux de travail théorique des armatures dépasse les valeurs admissibles mais que la fissuration est inexistante ou maîtrisée (par exemple, en béton armé, lorsque la fissuration est régulièrement répartie et d'ouverture inférieure à 2/10 ou 3/10 de millimètres suivant la classe d'exposition) et qu'aucune modification d'exploitation n'est envisagée, une intervention n'est pas indispensable vis-à-vis de l'ELS. Cette décision peut également s'appuyer sur une instrumentation permettant de mieux apprécier les conditions de fonctionnement de l'ouvrage en service et sur le suivi de l'ouvrage.

### 1.5.3 - La maîtrise de la fissuration sous sollicitations normales

Un taux de travail trop élevé des aciers se traduit par une importante fissuration du béton. En l'absence de mesures adéquates, les fissures si elles sont exposées peuvent constituer un lieu de passage privilégié pour les agents agressifs susceptibles de mettre en cause la durabilité de la structure.

Le principe adopté par l'Eurocode 2 [3] consiste à définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures en fonction de la classe d'exposition et de la nature de l'élément (béton armé ou précontraint) et/ou un critère de vérification de non-décompression.

Pour les éléments en béton armé et béton précontraint à armatures non-adhérentes, conformément à l'annexe nationale de l'Eurocode 2.2 [3], il s'agit de vérifier que l'ouverture maximale des fissures  $w_{max}$  calculée sous combinaison fréquente est telle que :

- $w_{max} < 0,3 \text{ mm}$  pour des classes d'exposition XC (corrosion induite par carbonatation)
- $w_{max} < 0,2 \text{ mm}$  pour des classes d'exposition XD ou XS



Pour les éléments en béton précontraint à armatures adhérentes, il s'agit de vérifier que :

- l'ouverture maximale des fissures  $w_{\max}$  calculée sous combinaison fréquente est telle que  $w_{\max} < 0,2$  mm pour des classes d'exposition XC, et qu'il n'y a pas de décompression sous combinaison quasi permanente en zone d'enrobage ;
- qu'il n'y a pas de décompression en zone d'enrobage sous combinaison fréquente pour des classes d'exposition XD ou XS.

**Nota :** Pour les éléments en béton armé et béton précontraint à armatures non-adhérentes, ces vérifications issues de l'annexe nationale de l'Eurocode 2 Partie 2 [3] pour ouvrages neufs sont plus sévères que celles de l'Eurocode 2 partie 2 lui-même. Pour les ouvrages existants, il est envisageable de retenir les exigences de l'Eurocode 2-2 sans appliquer les annexes nationales pour ouvrages neufs. Il s'agit alors de vérifier que l'ouverture maximale des fissures  $w_{\max}$  calculée sous combinaison quasi-permanente est telle que  $w_{\max} < 0,3$  mm pour toutes les classes d'exposition. Pour les éléments en béton précontraint à armatures adhérentes, les conditions sont quasiment inchangées.

Deux méthodes de calculs sont applicables :

- un calcul direct d'ouverture des fissures, dont l'application ne permet pas de traiter les pièces de formes complexes ou épaisses, ni de traiter la flexion déviée ;
- une méthode simplifiée proposée par l'annexe nationale de l'Eurocode 2-2 [3] qui impose des dispositions constructives spécifiques et s'avère en général plus défavorable que la méthode directe.

Aucune de ces deux méthodes n'est par ailleurs directement adaptée aux aciers ronds lisses.

Dans ces conditions, l'adaptation des règles de l'Eurocode selon le paragraphe 1.1.1.2 du chapitre III ou le recours à d'autres règles ayant fait leur preuve est possible, utilisation du BAEL ou du BPEL par exemple.

Ce point est une exception au principe général de ce guide qui préconise autant que possible le recours aux Eurocodes, mais reste cohérent après le principe qui laisse au maître d'ouvrage la possibilité d'adapter les exigences relatives à l'ELS.

Il est rappelé que l'Eurocode 2 [3] Partie 1.1 dans son alinéa (4) du paragraphe 7.3.1 indique « Les fissures peuvent être admises sans que l'on cherche à en limiter l'ouverture sous réserve qu'elles ne soient pas préjudiciables au fonctionnement de la structure ». Cette clause a été reprise par l'Eurocode 2 partie 2.

En conséquence, si l'ouvrage est justifié à l'ELU et si la fissuration effectivement observée est jugée excessive, en alternative à une réparation lourde, il peut être envisagé d'injecter les fissures ou de recouvrir les fissures ou le béton dans son ensemble par un produit de protection (cf. la norme NF P 95-103 [9], la partie 2 de la norme NF EN 1504 [12] et le guide technique du LCPC de décembre 2000 « Protection des bétons par application de produits à la surface du parement » [30]). La limitation de la contrainte dans les aciers passifs à  $0,8 f_{yk}$  à l'ELS caractéristique reste dans ce cas indispensable.

Rappel : les conditions de maîtrise de la fissuration relèvent d'un choix de la maîtrise d'ouvrage en fonction des conditions d'environnement, de la durabilité attendue de la structure, de critères esthétiques. Pour mémoire, en classe d'exposition XC1 (ambiance en permanence sèche ou humide) les limites de fissuration préconisées par l'Eurocode ne relèvent que de considérations esthétiques et peuvent être appréciées de manière moins stricte. Pour mémoire également, la condition de fissuration peu préjudiciable du BAEL [62] dispensait d'une vérification à l'ELS, dans la mesure où l'ELU était dimensionnant.

La fissuration doit en revanche rester maîtrisée en cas d'évolution prévue de la structure (alourdissement par exemple), de la modification de ses conditions d'exploitation (augmentation de l'agressivité des véhicules, élargissements, etc.) ou lors des vérifications relatives à la délivrance d'autorisation de passages de convois exceptionnels.

En résumé, si l'ouvrage est justifié à l'ELU, selon les cas, plusieurs stratégies sont envisageables à l'ELS vis-à-vis de la maîtrise de la fissuration :

- appliquer l'Eurocode 2 partie 2 [3] (éventuellement sans son annexe nationale pour les ouvrages en béton armé) ;
- appliquer d'autres règles considérées comme acceptables (BAEL [62], BPEL [63], etc.) ;
- accepter la fissuration existante ou théorique et injecter les fissures ou bien recouvrir par un produit de protection les fissures ou recouvrir le béton dans son ensemble ;
- ne rien faire.

Il est loisible, par ailleurs, d'accepter des écarts par rapport aux dispositions constructives des Eurocodes (diamètre des aciers, espacements, ferrailage minimal, etc.).



### 1.5.4 - La maîtrise de la fissuration provoquée par cisaillement d'effort tranchant

Les justifications à l'ELS vis-à-vis de l'effort tranchant fixées dans l'annexe QQ de l'Eurocode 2 [3] (informative, mais rendue normative par l'annexe nationale) consistent à déterminer la contrainte principale de traction dans le béton et à vérifier qu'elle est inférieure à sa résistance en traction pour assurer la non-fissuration sous cisaillement.

Ce critère de justification donne un niveau de contrainte de cisaillement admissible sensiblement plus élevé que les pratiques françaises antérieures. Il en résulte que cette vérification est quasiment toujours satisfaite.

L'Eurocode 2 [3] autorise un dépassement de la limite de l'annexe QQ sous réserve d'une maîtrise de la fissuration. Il en résulte que si le critère de l'annexe QQ n'est pas vérifié mais que l'ouvrage ne présente pas de fissuration ou bien présente une fissuration maîtrisée (fissures fines, par exemple 2/10 à 3/10 de millimètres et réparties), et qu'aucune modification d'exploitation n'est envisagée, une intervention n'est pas forcément nécessaire, sous réserve bien sûr que les vérifications à l'ELU sont satisfaites.

Conformément à l'alinéa (4) du paragraphe 7.3.1 de l'Eurocode 2 [3], si l'ouvrage présente une fissuration plus importante mais considérée comme acceptable et que la vérification à l'ELU est satisfaite, une simple protection du béton par un revêtement de protection peut être envisagée.

Dans le cas où les fissures observées dans les âmes auraient en fait été amorcées par une fissuration de flexion en fibre inférieure qui « remonte », il est nécessaire de recomprimer celle-ci par une précontrainte additionnelle.

### 1.5.5 - Critères permettant de s'affranchir d'une vérification ELU de la résistance à la fatigue des armatures

Pour les éléments en béton armé, la vérification simplifiée  $\sigma_s < 300$  MPa sous combinaison caractéristique permet de se dispenser de la vérification à la fatigue des armatures tendues. À noter que cette règle est en général dimensionnante par rapport à la condition de maîtrise de la fissuration pour les éléments soumis à des classes d'exposition XC. Un calcul d'endommagement s'avère le plus souvent moins sévère que la vérification simplifiée.

Cette règle simplifiée établie pour les armatures à haute adhérence modernes (HA 500) prend en compte implicitement un rapport donné entre les charges variables et les charges permanentes. Elle est également applicable aux cas des aciers doux et des aciers anciens de résistances plus faibles. En effet, de par leur moindre résistance, les sections en place de ces armatures sont plus importantes que celles qui résulteraient d'un dimensionnement avec des aciers actuels et donc les surtensions dues aux charges variables sont également moindres.

Il en résulte que pour ces aciers les vérifications à la fatigue ne sont en général pas nécessaires.

Pour les éléments en béton précontraint, la non-décompression du béton de la zone d'enrobage sous charges fréquentes observée sur ouvrage permet de se dispenser de la vérification à la fatigue des armatures de précontrainte et armatures de béton armé.

## 2 - Réparations et renforcements structurels des ouvrages en béton

### 2.1 - Généralités

Le plus souvent, les ouvrages en béton armé sont réparés par des renforcements passifs, tandis que les ouvrages en béton précontraint sont réparés par des renforcements actifs. Il ne s'agit toutefois que d'une tendance générale et les techniques présentées ci-après (renforcements actifs et passifs) peuvent s'appliquer indifféremment à ces deux familles d'ouvrage. Par exemple, la technique de la précontrainte additionnelle a déjà été employée pour renforcer des ouvrages en béton armé. De même des ouvrages en béton précontraint ont été renforcés par matériaux composites collés.

Rappelons que les renforcements passifs ont pour objet de conforter la section sous sollicitations variables, mais n'ont aucun effet dans la reprise des charges de poids propre à l'ELS, sauf à envisager un étaieement actif pendant leur mise en œuvre.



## 2.2 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations normales

Les solutions de réparation ou renforcement généralement mises en œuvre consistent en :

- 1 - L'ajout de béton du côté opposé aux aciers à renforcer afin d'augmenter leur bras de levier.
- 2 - L'ajout d'aciers passifs. Ceux-ci peuvent être mis en œuvre dans des rainures réalisées à cet effet en général par hydro-démolition ou dans une section de béton rapporté (coulé ou projeté). Cette dernière solution présente deux sujétions importantes :
  - la connexion de la section rapportée à la section en place à réaliser par des scellements dans cette dernière ;
  - l'augmentation de poids propre de béton qui « consomme » une partie de la capacité des aciers ajoutés.Cette solution est par exemple adoptée en cas de dégradation importante de l'intrados avec perte significative de la section d'armatures.
- 3 - La mise en œuvre de matériaux composites collés. Il est à noter que la technique des plats métalliques collés n'est plus utilisée depuis les années 90. Il est à noter également le cas exceptionnel de mise en œuvre de plats métalliques ancrés. Cette utilisation est plus complexe car elle nécessite la réalisation de scellements dans le béton. Elle permet néanmoins une augmentation de la résistance de la structure plus importante qu'au moyen de matériaux composites.
- 4 - L'ajout d'une précontrainte additionnelle, après injection des éventuelles fissures injectables : solution lourde à mettre en œuvre mais également très efficace, qui s'impose généralement pour le renfort structurel des grands ouvrages précontraints.

On peut également citer, les dénivellations d'appui et le chemisage de poteaux ou de pieux.

## 2.3 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations tangentes

Les solutions de réparation et de renforcement généralement mises en œuvre consistent en :

- l'ajout de matériaux composites collés sur les âmes ou renforcement par aciers passifs connectés aux âmes et enrobé de béton en général projeté ;
- la diminution de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison des câbles de précontrainte longitudinale additionnelle ;
- l'ajout de précontrainte transversale (torons ou barres de précontrainte) ;
- une combinaison de ces techniques.

Il est également envisageable, si la structure est justifiée à l'ELU, de se borner à protéger les âmes par une protection généralisée en cas de présence de fissures jugées acceptables à l'ELS et en l'absence de risque de fatigue. La difficulté à résoudre dans ce cas est la surveillance des parements et de l'évolution éventuelle de la fissuration.

# 3 - Conception des réparations et renforcement par ajout de béton

Ce paragraphe concerne le cas d'ajout de béton du côté opposé aux aciers à renforcer afin d'augmenter leur bras de levier et donc leur efficacité.

Cette configuration est illustrée par le cas du renforcement d'une pile en bord de chaussée vis-à-vis des chocs de véhicules sans perturbation de l'exploitation et sans réduction du gabarit routier (Figure 6).

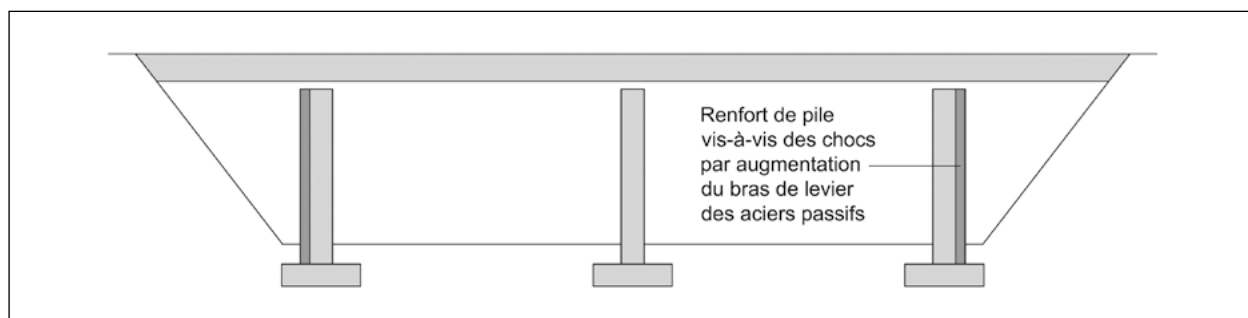


Figure 6 : Renforcement de pile par béton additionnel



La section de béton rajoutée qui ne travaille qu'en compression est armée avec le ferrailage minimum et reliée à la pile existante par des aciers passifs scellés dimensionnés conformément à l'article 6.2.5 de l'Eurocode 2 [3]. Cet Eurocode ne concernant que les ouvrages neufs, la question spécifique aux ouvrages existants de retrait différentiel important entre le béton initial et le béton rajouté doit être également prise en compte dans le dimensionnement.

## 4 - Conception des réparations et renforcements par ajout ou remplacement d'aciers passifs

### 4.1 - Généralités

L'ajout d'armatures passives (dans des rainures ou dans une épaisseur de béton rajoutée) est une méthode couramment utilisée car elle permet des niveaux de renforcement plus importants que ceux permis par des matériaux composites collés sans toutefois nécessiter des moyens de mise en œuvre lourds. En outre, lorsque ces aciers sont mis en place dans des rainures, le poids propre de la structure n'est pas modifié et il n'y a aucun effort supplémentaire à prendre en compte comme dans le cas de la précontrainte additionnelle.

Les rainures sont le plus souvent réalisées par hydro-démolition (Figure 7) afin de conserver les armatures existantes sans désorganiser le béton adjacent ; il conviendra de se préoccuper des sujétions de récupération des eaux et des risques de pénétration dans les gaines pour des structures précontraintes. Des essais de convenance sont recommandés.



Figure 7 : Exemple d'ajout d'armatures passives pour réparation locale

Ce type de renforcement permet de traiter aussi bien les insuffisances de résistance vis-à-vis des sollicitations normales que vis-à-vis des sollicitations tangentes et s'avère particulièrement efficace vis-à-vis de vérifications à l'état-limite ultime pour lesquelles la plastification des différents matériaux est admise.

### 4.2 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations normales

#### 4.2.1 - Principe du dimensionnement

##### 4.2.1.1 - États-Limites de service

Dans le cas d'une insuffisance de résistance en flexion, les résultats du recalcul d'évaluation structurale permettent d'identifier soit des dépassements de contraintes admissibles dans les armatures en place soit une insuffisance de la section de béton.

Contrairement au cas d'une insuffisance de résistance à l'ELU, le renforcement vis-à-vis de critères ELS (limitation de l'ouverture des fissures) ne peut consister à ajouter la section d'aciers passifs manquante mise en évidence lors de l'évaluation structurale. En effet, il convient pour dimensionner correctement la réparation ou le renforcement de tenir compte du phasage de réalisation, c'est-à-dire du fait que les charges permanentes sont exclusivement reprises (sauf dans le cas de méthodes particulières de réparation telles qu'un étaie actif) par les armatures existantes lesquelles resteront plus sollicitées que les armatures additionnelles.



Lorsque les aciers existants sont déjà très fortement sollicités sous charges permanentes, le respect de cette contrainte limite peut conduire à des ajouts d'aciers très importants. Il est dès lors envisageable d'augmenter le taux de travail des aciers existants :  $f_{yk}$  à l'ELS caractéristique et  $0,8 f_{yk}$  à l'ELS fréquent. La question de la fatigue de ces aciers peut alors se poser. Pour les câbles de précontrainte, on ne dépassera pas en revanche la limite fixée dans l'annexe nationale de l'Eurocode 2 de  $0,8 f_{pk}$  à l'ELS caractéristique.

Il est rappelé que la vérification à l'ELS n'est pas toujours indispensable : il est parfois possible de s'en dispenser moyennant la mise en œuvre d'un revêtement de protection.

Elle doit cependant être effectuée et satisfaite pour la justification de la structure dans le cas de passage de convois exceptionnels, de son alourdissement ou d'une modification de ses conditions d'exploitation.

#### 4.2.1.2 - États-Limites ultimes

La méthode de calcul retenue pour l'ELS (prise en compte du phasage transversal) peut également être utilisée vis-à-vis d'un dimensionnement à l'ELU. Cependant dans ce cas, il est admis de ne pas prendre en compte le phasage transversal et d'appliquer la totalité des charges sur la structure réparée. La mise en place de la section manquante obtenue lors du recalcul est alors suffisante dans la mesure où, sous combinaison ultime, la limite élastique des armatures additionnelles est généralement atteinte avant épuisement de la capacité plastique des armatures existantes. Il faut toutefois s'assurer que la réserve de déformation plastique des aciers existants n'a pas été trop entamée avant réparation. On pourra par exemple considérer qu'il en est ainsi lorsque les fissures observées sont inférieures à 3/10 ou 4/10 millimètres par exemple.

### 4.2.2 - Armatures de couture « des renforcements »

Le calcul et la disposition des armatures de couture ne sont pas explicités dans les textes réglementaires actuels (Eurocode 2) qui ne traitent que du cas des ouvrages neufs. Toutefois, il est loisible de vérifier la connexion de ces armatures selon les règles spécifiées dans l'Eurocode pour le traitement des surfaces de reprise de bétonnage et des zones d'ancrage et/ou de recouvrement des aciers passifs.

Il est possible de distinguer le cas des renforcements par ajout d'armatures de celui des réparations ponctuelles au droit d'armatures endommagées. Dans le premier cas, il est nécessaire d'assurer la couture des armatures tendues ajoutées avec le béton comprimé, tandis que dans le second cas, c'est la couture avec les armatures existantes qui est essentiellement recherchée.

#### 4.2.2.1 - Cas des réparations ou des renforcements par ajout d'armatures passives

Dans le cas d'ajout d'armatures longitudinales utiles à la reprise d'efforts de flexion, il est nécessaire de mettre en œuvre des armatures de couture.

La détermination de l'étendue de la zone à renforcer et de la longueur des armatures devra tenir compte de l'effort normal supplémentaire résultant de l'équilibre du treillis de reprise de l'effort tranchant (règle de décalage de la courbe des moments) et de la longueur d'ancrage minimale de l'armature ( $l_{b,min}$ ).

#### **Pont à poutres en béton armé - Armatures additionnelles placées dans une surépaisseur de béton**

Les armatures de couture à mettre en œuvre sont dimensionnées pour reprendre l'effort de glissement existant entre la partie de béton rajoutée et la structure existante. Conformément aux expressions classiques de la RDM, cet effort de glissement par mètre linéaire (dans la direction longitudinale), évalué entre 2 sections distantes de  $\Delta x$ , est égal à la différence, entre les 2 sections considérées, de la résultante des contraintes normales, intégrées sur la partie de béton rajoutée, divisée par  $\Delta x$  :

$$\Delta V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x} \quad (1)$$

Avec :

$\Delta V_{Ed}$  : effort de glissement par mètre linéaire

$\Delta F_d$  : variation de l'effort normal dans la partie de béton rajouté

$\Delta x$  : distance entre les 2 sections considérées pour évaluer l'effort de glissement à coudre



L'article 6.2.5 « cisaillement le long des surfaces de reprise » de l'Eurocode 2 fournit une formule (6.24) permettant d'évaluer plus simplement les contraintes de cisaillement le long des surfaces de reprise pouvant couvrir également le cas des renforcements (Figure 8) :

$$\Delta V_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (2)$$

Avec :

$\beta$  : rapport de l'effort normal longitudinal dans le nouveau béton à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue

$V_{Ed}$  : l'effort tranchant transversal (tenant compte le cas échéant du phasage de réalisation c'est-à-dire de la part des actions s'appliquant uniquement au béton rajouté)

$z$  : bras de levier des forces internes de la section composite (après renfort)

$b_i$  : largeur de l'interface

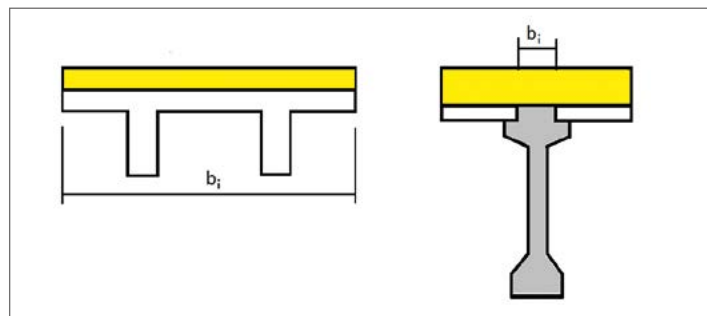


Figure 8 : Extrait de l'article 6.2.5 de l'Eurocode 2

La formule de l'article 6.2.5 « cisaillement le long des surfaces de reprise » de l'Eurocode 2 [3] ne semble concerner que les structures en béton armé et le rajout d'un béton qui est comprimé en exploitation. Ces formules doivent donc être adaptées dans les cas du béton précontraint ou du béton armé en flexion composé ou de béton rajouté tendu en exploitation. Il convient de remarquer que, dans le cas d'une zone de béton rajouté tendue, le rapport de l'effort normal (longitudinal) de traction dans le béton rajouté à l'effort longitudinal total dans la zone tendue (coefficient  $\beta$ ) peut être pris égal au rapport des armatures additionnelles tendues aux armatures totales tendues :

$$\beta = \frac{A_{s,r}}{A_{s,r} + A_{s,e}} \quad (3)$$

Avec :

$A_{s,r}$  : section des armatures longitudinales de renfort tendues

$A_{s,e}$  : section des armatures longitudinales existantes tendues

En considérant négligeable la part de cisaillement reprise par le béton en fonction de la rugosité de l'interface, la détermination des aciers de couture à partir de l'expression (6.25) de l'Eurocode 2 [3] conduit à la formule suivante :

$$A_{s,cout} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{\mu \cdot z \cdot f_{yd,cout}} \quad (4)$$

Avec :

$A_{s,cout}$  : section des armatures de couture à disposer par mètre linéaire

$f_{yd,cout}$  : limite élastique des armatures de couture

$\mu$  : coefficient dépendant de la rugosité de l'interface (cf. art. 6.2.5(2) de l'Eurocode 2-1-1) [3]

Il convient de remarquer que les efforts de glissement entre les armatures passives additionnelles et le béton de la structure existante sont modifiés au droit de la surface de reprise de bétonnage par le retrait différentiel du béton rapporté ou de scellement.



Cette modification doit être prise en compte dans le dimensionnement des armatures de couture notamment lorsqu'elle conduit à une majoration de ces dernières. Son importance peut néanmoins être réduite :

- en cas d'emploi d'un béton à faible retrait ;
- en limitant, autant que possible, l'ajout de béton : ne laisser que l'enrobage minimal par rapport au parement extérieur et l'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence ailleurs ;
- en tenant compte de la réduction de la valeur de retrait du béton qui se trouve bridé par les armatures adhérentes qui présentent un ratio très élevé (cf. § 3.2 du chapitre 4 du guide méthodologie de l'Eurocode 2 du Sétra [64]). Il est ainsi possible de réduire la valeur de retrait forfaitaire par le coefficient  $k_s$  :

$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot \rho_s}$  pour les bétons ordinaires et  $k_s = \frac{1}{1 + 12 \cdot \rho_s}$  pour les BHP,  $\rho_s$  étant le pourcentage des armatures adhérentes, rapport de la section des armatures adhérentes à la section de béton ajouté.

#### 4.2.2.2 - Cas de la réparation ponctuelle d'armatures coupées

Dans ce cas, les armatures additionnelles sont disposées dans des saignées et leur ancrage doit être vérifié de la même manière que dans le cas du recouvrement d'une « barre couvre-joint ».

Il est alors nécessaire de disposer de part et d'autre de la section affaiblie des armatures transversales permettant de reprendre le même effort que l'armature longitudinale de renfort et réparties sur la longueur d'ancrage de cette dernière (Figure 9). Il paraît également souhaitable que la réparation respecte les critères de limitation du pourcentage d'armatures recouvertes dans une même section.

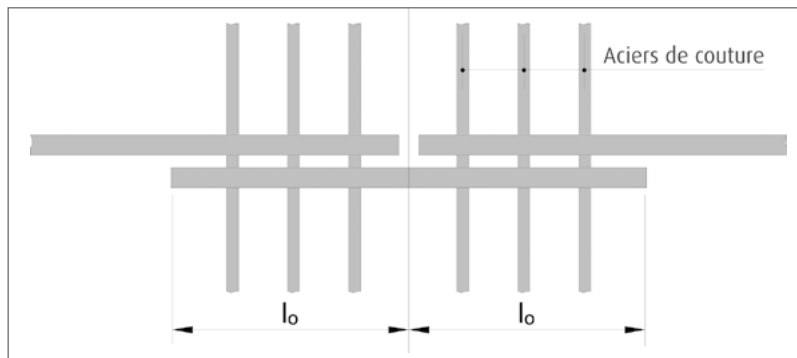


Figure 9 : Armatures de couture

Contrairement au cas de la réparation ou du renforcement par ajout d'armatures passives, l'emploi d'armatures de couture peut toutefois être évité dans le cas de la réparation d'armatures coupées grâce à :

- un recouvrement des aciers ;
- la soudure des armatures ajoutées (sous réserve que les armatures existantes soient soudables) ;
- l'emploi de manchons.

## 4.3 - Réparation ou renforcement vis-à-vis des sollicitations tangentes

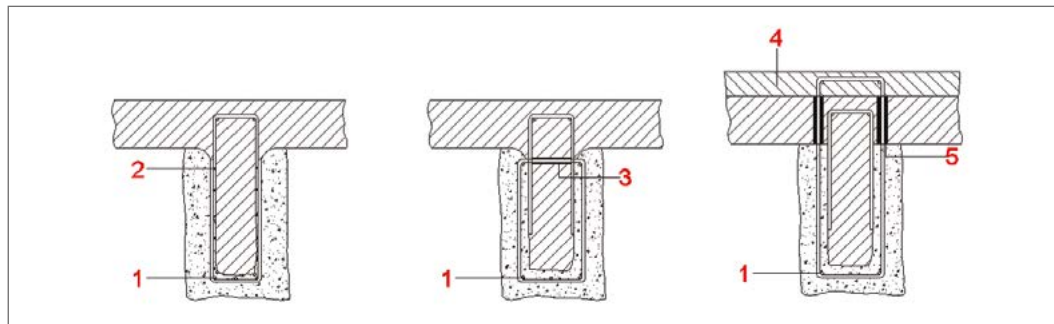
### 4.3.1 - Principe du dimensionnement

Ce cas concerne généralement la reconstitution de sections d'armatures transversales dégradées. Dans le cas de déficit structurel d'armatures, d'autres solutions sont en général recommandées (matériaux composites collés, précontrainte transversale, etc.).

### 4.3.2 - Disposition

Les armatures additionnelles doivent respecter les mêmes exigences que les étriers existants (Figure 10) :

- en ceinturant les armatures longitudinales tendues ;
- en s'ancrant dans la table de compression, éventuellement par recouvrement avec des aciers existants.



Légende : 1 Armatures nouvelles, 2 Soudure, 3 Forage dans la poutre, 4 Enrobage supérieur, béton coulé, 5 Forage dans la dalle

Figure 10 : Exemples, extraits de la norme NF P95-102 sur le béton projeté

## 5 - Conception des réparations et renforcements par matériaux composites collés

### 5.1 - Généralités

#### 5.1.1 - Description et domaine d'emploi

Le renforcement et la réparation de structures en béton armé ou précontraint par matériaux composites collés est une technique en plein essor en génie civil du fait de sa grande facilité de mise en œuvre et de son coût.

Ces matériaux composites présentent les avantages suivants :

- des propriétés mécaniques élevées ;
- un bon comportement à la fatigue ;
- une légèreté facilitant la mise en œuvre et n'augmentant pas les charges permanentes de la structure ;
- ils ne sont pas sensibles à la corrosion.

Cependant, ils présentent les limites suivantes :

- la capacité de reprise d'efforts est limitée et ces renforcements sont surtout efficaces à l'ELU, beaucoup moins à l'ELS, sauf dispositions particulières lors de la mise en œuvre ;
- le mode de rupture des joints collés est de type « fragile » ;
- des incertitudes demeurent sur la tenue dans le temps des collages en ambiance sévère : fort degré hygrométrique, température élevée (chute de la résistance de la matrice dès 50 à 55 °C, voire même dès 40 °C en fonction des caractéristiques des adhésifs utilisés) ;
- la résistance mécanique de la matrice peut être sensible aux ultraviolets ;
- les matériaux composites ne présentent pas de résistance au feu.

Les fibres utilisées en génie civil sont en général des fibres de carbone.

Différents procédés développés par des entreprises sont disponibles sur le marché français. Il existe deux principales technologies de mise en œuvre des matériaux composites :

- la stratification sur site de tissus unidirectionnels ou bidirectionnels qui sont imprégnés d'adhésif au moment de la pose (Figure 11 et Figure 12) ;
- le collage de plaques composites ou plats pultrudés préfabriqués (Figure 13).



Figure 11 : Tissus de fibres de carbone



Figure 12 : Mélange de l'adhésif bi-composant (résine et durcisseur)



Figure 13 : Plaque de composite pultrudé

Les caractéristiques mécaniques varient fortement selon les procédés (module d'élasticité, résistance de traction à la rupture, température de transition vitreuse, etc.) et en fonction de la température. Il faut donc être très vigilant dans la rédaction des pièces de marché de travaux et d'études. Il est recommandé de forfaitiser la réparation relative au matériau composite et de fournir aux entreprises les éléments nécessaires au pré-dimensionnement dans le cadre de la réponse à l'appel d'offres, y compris les conditions d'hygrométrie et de température des parements prévisibles lors de la pose des renforts collés, ainsi que les limites en température permanente (ou continue) et temporaire (ou de pointe, c'est-à-dire de durée inférieure à 24 heures).

Ces matériaux composites peuvent être utilisés pour pallier un manque d'aciers passifs pour :

- effectuer une réparation ou un renforcement d'une structure ou partie de structure en béton armé ;
- effectuer une réparation ou un renforcement d'une structure ou partie de structure en béton précontraint (maîtrise de la fissuration en cas de précontrainte « partielle », robustesse au sens de l'Eurocode 0, etc.).

Cette technique est utilisée pour les réparations et renforcements longitudinaux (insuffisance vis-à-vis de la flexion longitudinale), et également pour les réparations et renforcements transversaux (insuffisances vis-à-vis de l'effort tranchant/torsion, de la flexion transversale, de la diffusion des efforts concentrés (Figure 14).



Figure 14 : Ouvrage réparé vis-à-vis de l'effort tranchant

Cette technique est aussi utilisée pour confiner les poteaux et les piles d'ouvrage.

### 5.1.2 - Mise en œuvre

Le support doit être sain et exempt de toute pathologie susceptible de dégrader la capacité du béton d'enrobage des armatures interne à transmettre les efforts de cisaillement indispensables au fonctionnement du composite collé.

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

- la cohésion de surface doit être supérieure à 1,5 MPa mesurée par un essai d'adhérence par traction directe (se référer au chapitre 1.12 des recommandations provisoires AFGC de février 2011 [32]) pour pouvoir recevoir un renfort collé en surface. Cette vérification doit obligatoirement avoir été réalisée avant lancement de l'appel d'offres pour s'assurer de la faisabilité de la réparation ;

**Nota :** Il est même généralement recherché une cohésion de surface minimale de béton de 2 MPa. Il est important de préciser que cette résistance limite la capacité maximale du renforcement, sauf dispositions constructives particulières.

- il ne doit pas y avoir un début de corrosion généralisée des armatures car le gonflement de la rouille entraînerait la formation de fissures le long des lits d'armatures ce qui amorcerait un phénomène de délamination entraînant la ruine du renforcement collé ;
- les fissures doivent avoir été injectées si elles sont injectables ( $> \sim 0,2$  à  $0,3$  mm) ; si la fissure est susceptible d'être comprimée après mise en œuvre du renforcement (fissure active), l'injection doit être réalisée avec un produit suffisamment rigide pour éviter un battement de la fissure (marqué CE et de classe F selon la norme NF EN 1504-5) [12] ;
- les défauts de surface doivent avoir été ragrés à l'aide d'un mortier de réparation marqué CE et de classe R4 selon la norme NF EN 1504-3 [12]. Cependant, la proportion de surface ragrée ne doit pas dépasser 20 % de la surface totale de collage ;
- les angles vifs doivent être abattus avec un congé conforme à la fiche technique du procédé ;
- il est nécessaire de respecter des tolérances de planéité, généralement celles des parements simples définies au fascicule 65 du CCTG [38].

Les poussées au vide doivent être reprises par des dispositions constructives adéquates. À défaut, les contraintes maximales dans les renforts collés doivent être strictement limitées.

Dans le cas de la mise en œuvre en extrados, le matériau composite doit être protégé afin que l'élévation de température lors de la mise en œuvre de l'étanchéité et de l'enrobé ne porte pas atteinte aux performances de l'adhésif ou de la matrice polymère (non-dépassement de la limite en température temporaire qui dépend de la température de transition vitreuse du produit mis en œuvre).



Il est par ailleurs nécessaire de protéger le renforcement par matériaux composites vis-à-vis du feu s'il doit participer à la résistance de la structure en cas d'incendie.

Dans le cas des réparations/renforcements sur parements en extérieur, une protection aux rayons UV doit être appliquée sur les matériaux composites afin de prévenir un vieillissement prématuré de l'adhésif ou de la matrice polymère.

Enfin, la structure peut faire l'objet d'un vérinage actif avant la mise en œuvre des matériaux composites afin de reprendre tout ou partie de l'effet des charges permanentes. Cette disposition permet de faire travailler pleinement les matériaux composites et minimise donc les quantités à mettre en œuvre. Cependant, dans les faits, cette disposition est peu utilisée car elle conduit à des sujétions de chantier très contraignantes.

De même dans ce cas de figure où les matériaux composites sont sollicités sous charges permanentes, il convient de prendre en compte l'effet du fluage de la colle. Des études sont en cours sur le sujet.

### 5.1.3 - Suivi dans le temps de la réparation

Compte tenu de la relative nouveauté de l'utilisation des procédés de renforcement par matériaux composites collés dans le domaine du génie civil et des interrogations demeurant sur leur durabilité en ambiance sévère, il est conseillé que les ouvrages renforcés par matériaux composites fassent l'objet d'un suivi dans le temps afin de s'assurer du bon fonctionnement du renforcement. Le paragraphe 4.4 du chapitre 4 des recommandations provisoires AFGC de février 2011 fournit des indications sur la nature de ce suivi [32].

## 5.2 - Les référentiels

Il n'existe pas de texte français réglementaire ou de normes internationales sur le sujet. Les principaux textes à considérer sont :

- les « Avis Techniques » délivrés par le CSTB relatifs à différents procédés auxquels sont joints les dossiers techniques établis par les demandeurs ;
- le document AFGC « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites - Recommandations provisoires » de février 2011 [32] ;
- le paragraphe A.4.4 « Placage et enrobage par des polymères renforcés de fibres » de l'annexe A informative de l'Eurocode 8 partie 3 de décembre 2005 « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 évaluation et renforcement des bâtiments » [6] ;
- la norme NF EN 1505-4 « Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton - Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 4 : Collage structural » [12].

Certaines adaptations ou dérogations peuvent être apportées à ces documents. Elles sont détaillées dans les paragraphes suivants.

### 5.2.1 - Les Avis Techniques du CSTB

Chaque Avis Technique est établi par le CSTB pour un procédé et pour une durée de 5 ans.

Il est recommandé que les procédés utilisés en réparation ou renforcement d'ouvrages d'art fassent l'objet d'un Avis Technique en cours de validité à la date de signature du marché, ce qui est un gage de qualité.

Ces avis fournissent de plus diverses informations sur les caractéristiques des matériaux et les dispositions constructives des procédés évalués. Ces informations sont indispensables pour mener un calcul et retenir les dispositions constructives recommandées.

Cependant, ils ont été établis pour le dimensionnement des réparations ou des renforcements des bâtiments en béton armé, voire en béton, ou précontraint et en maçonnerie, et ne sont donc pas directement applicables au cas des ouvrages de génie civil. Par exemple, ils indiquent que les éléments concernés ne doivent être sollicités que par des charges à caractère principalement statique, ce qui est le cas des bâtiments mais pas des ouvrages d'art.

C'est pourquoi, il est préconisé d'utiliser les règles des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011 [32] qui s'appliquent aux ouvrages d'art en béton armé et en béton précontraint pour le dimensionnement des réparations et des renforcements par matériaux composites.



## 5.2.2 - Les recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011

Les recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011 [23] traitent du calcul des structures en béton armé ou précontraint réparées ou renforcées avec des matériaux composites collés. Elles ne traitent pas le cas des matériaux composites « précontraints ».

Les règles s'inspirent largement de l'Eurocode 2 [3].

Les paragraphes suivants rappellent les principales hypothèses et règles des recommandations provisoires de l'AFGC [32] et proposent des adaptations pour leur application aux ouvrages d'art endommagés. En effet, les recommandations provisoires de l'AFGC ne prennent que peu en compte la fissuration éventuellement déjà existante des structures à réparer ou renforcer. Leur application stricte peut de ce fait conduire à des consommations de matériaux élevées, difficiles voire impossibles à mettre en œuvre.

## 5.2.3 - L'annexe A informative de l'Eurocode 8 partie 3

Ce document informatif ne concerne que :

- les bâtiments ;
- les renforcements vis-à-vis du séisme ;
- l'effort tranchant ;
- le confinement.

## 5.2.4 - Recommandations sur les textes à utiliser

Il est donc recommandé :

- pour les réparations ou renforcements, d'utiliser les recommandations provisoires de l'AFGC [32] en retenant certaines valeurs indiquées dans les avis techniques du CSTB et avec les adaptations indiquées ci-après ;
- pour les renforcements vis-à-vis des séismes, d'appliquer l'annexe A informative de l'Eurocode 8 [6].

## 5.3 - Limitation de la contribution des matériaux composites à la reprise des efforts

Ces différents référentiels donnent des règles visant à limiter la part des matériaux composites dans la reprise des efforts.

### 5.3.1 - Les Avis Techniques du CSTB

Les Avis Techniques évoquent une justification que nous recommandons dans le cas général d'appliquer. Il s'agit d'une vérification de l'élément « à la rupture » toutes redistributions effectuées et sans tenir compte du renforcement sous la combinaison ELS caractéristique considérée conventionnellement dans les calculs comme combinaison ELU fondamentale.

$$\text{Soit } S_{2,ELS} < R_1$$

Il est également indiqué que cette vérification n'est pas nécessaire si :

$$0,63.S_{2,ELU} < R_1 \text{ pour un élément principal (poutre porteuse, etc.)}$$

$$0,50.S_{2,ELU} < R_1 \text{ pour un élément secondaire (entretoise, etc.)}$$

Avec les notations suivantes :

$R_1$  : capacité résistante à l'ELU, en situation fondamentale, de l'élément non renforcé

$S_{2,ELS}$  : sollicitations agissantes à l'ELS caractéristique sur l'élément après renforcement

$S_{2,ELU}$  : sollicitations agissantes à l'ELU fondamental sur l'élément après renforcement

Le renforcement vise à augmenter la capacité résistante de l'élément, le déficit de capacité résistante de l'élément étant  $(S_{2,ELU} - R_1)$ . Les conditions ci-dessus sont alors équivalentes à vérifier que le déficit de capacité résistante respecte :

$$S_{2,ELU} - R_1 < 0,37.S_{2,ELU} \text{ pour un élément principal}$$

$$S_{2,ELU} - R_1 < 0,50.S_{2,ELU} \text{ pour un élément secondaire}$$



Cette justification particulière revient donc à considérer qu'à l'ELU, le matériau composite ne doit intervenir au maximum que pour 37 % dans la reprise des efforts pour les éléments principaux et pour 50 % pour les éléments secondaires.

Les éléments secondaires sont les éléments dont la rupture n'est pas susceptible d'entraîner celle d'autres éléments. La notion d'élément secondaire est à apprécier pour chaque structure en fonction de sa robustesse.

Dans cette vérification, la section d'acier prise en compte peut devoir être réduite pour prendre en compte leur état réel. (cf. § 1.1.2.3 du chapitre 3 du présent guide).

Il s'agit bien d'une vérification à la rupture d'un élément qui peut être menée sur la base d'une analyse plastique avec redistribution des efforts.

### 5.3.2 - Les recommandations provisoires AFGC de février 2011

La « justification à la rupture » des Avis Techniques du CSTB peut être rapprochée de la proposition en page 120 des recommandations provisoires AFGC [32] : « Dans un souci de sécurité, (...) nous proposons d'effectuer des vérifications complémentaires visant à s'assurer que les armatures passives n'atteindront jamais leur limite de plastification. Dans ce cas le moment ultime de la poutre, considérant le moment repris par les aciers au seuil de la plastification et sans prendre en considération les efforts repris par les composites, devra être **inférieur** ou égal au moment des forces extérieures non pondérées ou pondérées suivant des conditions de type accidentelles (...) Cette remarque est tout aussi valable pour la justification des calculs des contraintes tangentielles. »

Il convient de lire « supérieur » et non pas « inférieur » dans le texte ci-avant (cf. § 5.7 du présent chapitre) ».

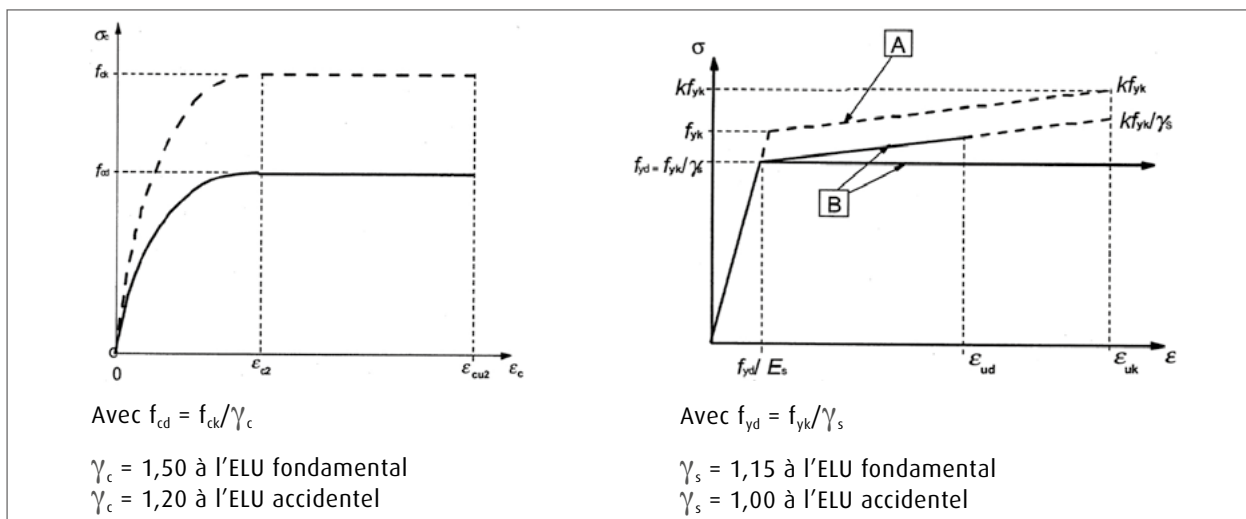
Cette condition des recommandations provisoires AFGC [32] peut se révéler plus sévère, notamment pour les éléments secondaires. Nous recommandons de ne pas la retenir si l'on applique les justifications complémentaires des avis techniques dans la mesure où ceux-ci abordent la question de la sécurité structurale en l'absence de renforcement.

## 5.4 - Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques de matériaux sont données par les recommandations provisoires de l'AFGC [32] et par les avis techniques du CSTB (dossiers techniques établis par les demandeurs). En cas d'informations contradictoires entre ces deux documents, il convient en général de retenir les valeurs fixées dans les avis techniques qui correspondent aux dernières évolutions des produits industriels. Il faut cependant s'assurer que les effets liés au vieillissement des matériaux sont bien pris en compte.

### 5.4.1 - Béton et acier

Les lois de comportement retenues dans les recommandations provisoires de l'AFGC [32] pour le béton et l'acier sont celles figurant dans l'Eurocode 2 partie 1-1 (Figures 15).



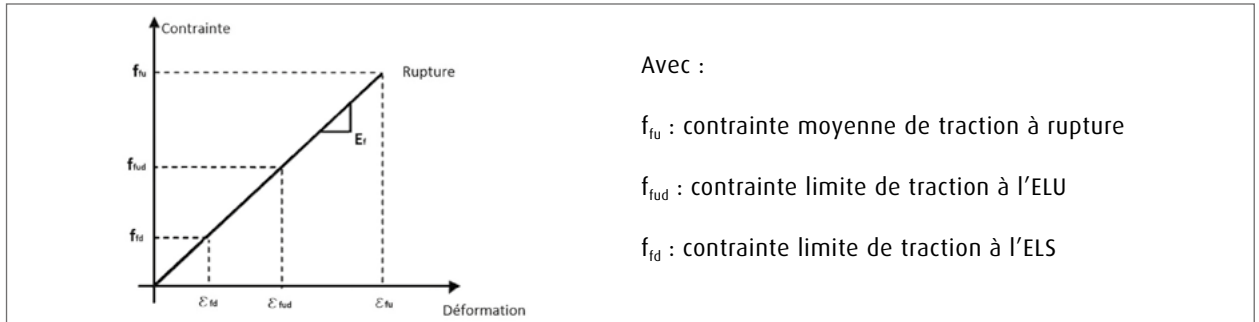
Figures 15 : Lois de comportement béton et acier des recommandations provisoires de l'AFGC [32]



Il convient cependant de tenir compte des adaptations du paragraphe 1.1. du chapitre 3 du présent guide, notamment dans le cas de matériaux présentant des désordres (cf. §1.1.2 du chapitre 3).

### 5.4.2 - Matériaux composites

Dans le cas des matériaux composites unidirectionnels, la loi de comportement retenue par les recommandations provisoires AFGC [32] est donnée à la Figure 16 :



Avec :

- $f_{tu}$  : contrainte moyenne de traction à rupture
- $f_{tud}$  : contrainte limite de traction à l'ELU
- $f_{tid}$  : contrainte limite de traction à l'ELS

Figure 16 : Lois de comportement matériaux composites des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011

**Nota :** Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] font référence à une contrainte moyenne de traction à rupture. Les documents techniques des procédés peuvent faire référence à d'autres contraintes (caractéristiques, etc.).

Il convient de conserver cette loi.

Les différents avis techniques du CSTB sur des procédés fixent les valeurs  $f_{tud}$  et  $f_{tid}$  (ou autres) qu'il convient de retenir (en s'assurant que les effets liés au vieillissement des matériaux sont bien pris en compte).

À défaut, les recommandations provisoires de l'AFGC [32] donnent une formule définissant  $f_{tud}$  et  $f_{tid}$  en fonction de  $f_{tu}$  :

$$\alpha_f \cdot \frac{f_{tu}}{\gamma_{fd}} \quad (5)$$

avec :  $\alpha_f = 0,65$  (coefficient prenant en compte les effets liés au vieillissement des matériaux organiques)

$\gamma_{fd}$  est donné par le Tableau 4 pour les fibres de carbone.

$\gamma_{fd}$	ELS	ELU fondamental	ELU accidentel
Pultrudé carbone-époxy	1,40	1,25	1,00
Stratifié carbone époxy	2,00	1,40	1,10

Tableau 4 : Valeurs de  $\gamma_{fd}$

Les caractéristiques mécaniques peuvent varier de façon très importante selon les procédés :

#### Pour les tissus de fibres de carbone

- le module d'élasticité peut varier classiquement de 50 GPa à 100 GPa, mais il existe des procédés atteignant 200 voire 500 GPa ;
- la résistance de traction à la rupture ( $f_{tu}$ ) varie classiquement de 400 à 1 800 MPa, mais il existe des procédés atteignant 3 000 voire 4 000 MPa.

#### Pour les plats pultrudés de fibres de carbone

- le module d'élasticité peut varier classiquement de 150 GPa à 200 GPa, mais il existe des procédés avec des modules plus élevés ;
- la résistance de traction à la rupture ( $f_{tu}$ ) varie classiquement de 2 000 à 3 000 MPa.

Il n'existe pas de relation directe entre résistance et module.

**Nota :** L'attention est attirée sur le fait que les propriétés de ce type de matériaux appliqués *in situ* dépendent fortement des conditions de mise en œuvre et de la qualité de l'application.



### 5.4.3 - Colle - Interface composite béton

Les règles de dimensionnement ne sont valables que pour des conditions climatiques tempérées.

Il convient de vérifier que la température de transition vitreuse de l'adhésif du système retenu dans les conditions correspondantes à celles de l'ouvrage (condition de cure du chantier de renforcement, température, hygrométrie, âge) est compatible avec la température maximale que la colle est susceptible d'atteindre une fois mise en œuvre, compte tenu notamment des conditions d'exposition au soleil (rayonnement). Les températures de transition vitreuse des adhésifs dépendent en effet fortement des conditions de cure lors du chantier de renforcement. Les valeurs « standard » définies dans les fiches techniques des fournisseurs s'échelonnent en général entre 45 et 55 °C voire d'avantage dans certaines conditions de cure spécifiques. Les avis techniques du CSTB fournissent des températures maximales « de service continue » et en « pointe ». Elles sont, pour certains produits, inférieures à 40 °C en service continu et 50 °C pour la température en pointe.

Il convient également de vérifier que la température minimale acceptable par la colle du système est compatible avec son lieu de mise en œuvre.

Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] proposent, à défaut de spécification particulière de la part du fabricant, de vérifier que la température de service continue (T) respecte la relation :  $-20\text{ °C} < T < T_g - 10\text{ °C}$ .

Rappel : une protection thermique doit être prévue lors de la mise en œuvre de matériau composite sous une chape d'étanchéité.

**Nota :** Les dossiers techniques des procédés définissent également des températures minimale et maximale d'application ainsi que les conditions de conservation des produits sur le chantier.

## 5.5 - Justification des sections en béton vis-à-vis des sollicitations normales

### 5.5.1 - États-Limites ultimes

Les règles relatives à l'ELU définies par les recommandations provisoires de l'AFGC [32] sont à appliquer sans modification, exceptée celles indiquées au § 5.7 ci-après (errata).

Il convient d'effectuer la vérification à la fatigue des aciers passifs voire des câbles de précontrainte en place.

Le document AFGC [32] n'aborde pas la fatigue du matériau composite. La robustesse de la structure étant assurée sans les matériaux composites (cf. § 5.3 du chapitre 3 du présent guide), leur justification à la fatigue ne s'impose pas.

### 5.5.2 - États-Limites de service

Après un rappel des principales règles des recommandations provisoires de l'AFGC [32], des adaptations sont proposées pour les justifications à l'ELS au paragraphe 5.5.3 du chapitre 3.

#### 5.5.2.1 - Rappel des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011 à l'ELS

Le paragraphe 2.4 des recommandations provisoires propose les hypothèses suivantes :

- les sections droites restent droites ;
- adhérence entre les armatures métalliques ou composites et le béton ;
- résistance en traction du béton négligée ;
- résistance à la compression du composite négligée ;
- diagramme contrainte-déformation des matériaux élastique ;
- limite de la contrainte de compression du béton à  $0,45.f_{ck}$  sous combinaison quasi-permanente ;
- limite de la contrainte de traction des aciers passifs à  $\sigma_{s,lim} = 0,8.f_{yk}$  sous combinaison caractéristique ;
- limite de la contrainte de traction dans le composite à  $\sigma_{f,lim} = \min [ f_{fd} ; 0,9.\sigma_{s,lim} ]$  ;
- maîtrise de la fissuration, sauf si le renfort composite recouvre la totalité de la partie de structure fissurée. Concernant le ferrailage minimum, le composite doit compenser l'éventuel déficit observé ;
- le calcul des contraintes doit tenir compte du phasage de construction et de réparation ou renforcement ;
- on peut effectuer ce calcul en considérant que la position de l'axe neutre ne varie pas avant et après renforcement, si certaines conditions sont respectées.



### 5.5.2.2 - Conséquences de l'application des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011 à l'ELS

L'application stricte de ces recommandations provisoires AFGC [32] pour les vérifications ELS peut conduire à des surdimensionnements du matériau composite, notamment pour des structures fissurées.

La Figure 17 illustre le cas d'une poutre en béton armé sollicitée en flexion simple, renforcée en sous-face par des armatures composites. La poutre est soumise à des charges permanentes G et à des charges variables Q.

En admettant que la position de l'axe neutre ne varie pas avec la mise en œuvre du matériau composite, les hypothèses ci-dessus conduisent aux relations suivantes, en l'absence de reprise des efforts de poids propre (vérinage) avant application du matériau composite :

$$\varepsilon_{f,G+Q} = \Delta\varepsilon_{f,Q} = \Delta\varepsilon_{s,Q} \cdot (h-x)/(d-x) \qquad \sigma_{f,G+Q} = \sigma_{s,Q} \cdot E_f/E_s \cdot (h-x)/(d-x)$$

Après renforcement, l'allongement maximum du matériau composite à l'ELS est pratiquement égal à celui des armatures sous l'effet des charges variables ( $d=h$ ).

Dans la plupart des cas, notamment si la poutre est sollicitée en flexion sous charges permanentes, la contrainte des armatures composites sera limitée comme illustrée par le schéma ci-dessous (Figure 17) à :

$$\sigma_{f,max} \approx (\sigma_{s,adm} - \sigma_{s,G}) \cdot E_f/E_s$$

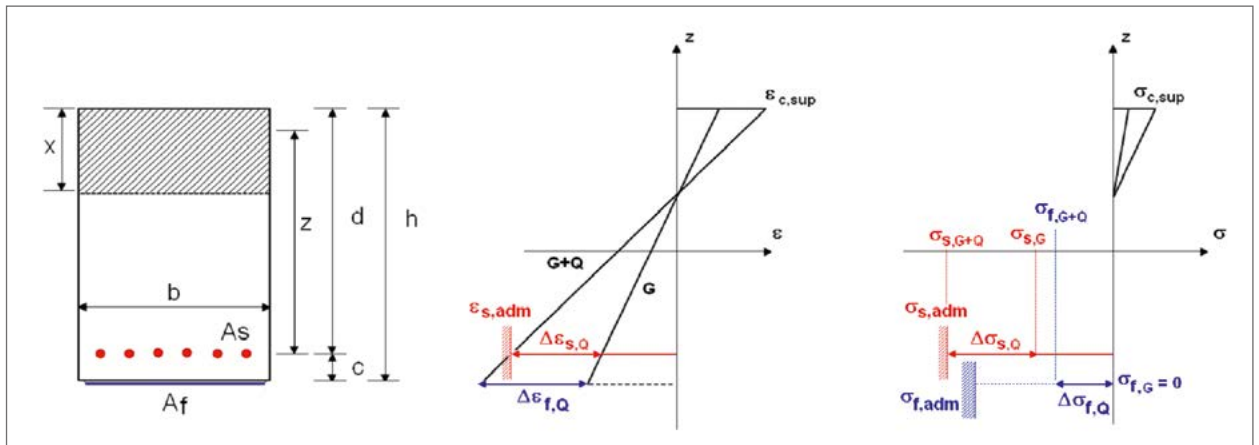


Figure 17 : Poutre en béton armé sollicitée en flexion simple

Prenons l'exemple suivant :

- armatures passives :  $E_s = 200\,000\text{ MPa}$  ;  $f_{yk} = 420\text{ MPa}$  ;  $\sigma_{s,adm} = 0,8 \cdot f_{yk} = 336\text{ MPa}$  ;
- armatures composites :  $E_f = 150\,000\text{ MPa}$  ;  $f_{fd} = 550\text{ MPa}$  ;  $\sigma_{f,adm} = f_{fd}$

En fonction de la contrainte de traction dans les armatures passives, le taux de travail des armatures composites ne pourra dépasser les valeurs suivantes qui sont nettement inférieures à la contrainte admissible (Tableau 5) :

$\sigma_{s,G}$ (MPa)	0	80	160	240
$\sigma_{f,max}$ (MPa)	252	192	132	72
$\sigma_{f,max} / \sigma_{f,adm}$	46 %	35 %	24 %	13 %

Tableau 5 : Taux de travail des armatures composites en appliquant strictement les recommandations AFGC

Les capacités de résistance en traction du matériau composite ne peuvent dans ce cas pas être exploitées de manière optimale à l'ELS.

L'exemple serait encore plus parlant avec des matériaux composites de module 50 000 MPa ou des aciers de limite d'élasticité plus faible.



### 5.5.3 - Proposition d'adaptations des règles ELS

Dans le cas des ouvrages d'art, il est proposé d'adapter certaines des recommandations provisoires de l'AFGC [32].

#### 5.5.3.1 - Limitation des contraintes dans le béton

Comme précisé au paragraphe 1.5.2 du chapitre 3 du présent guide, la condition de l'Eurocode 2 [3] de compression inférieure à  $0,45.f_{ck}$  en combinaison quasi permanente permet un calcul linéaire du fluage. Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] ont retenu cette limitation. Cependant, il est proposé d'autoriser le dépassement de cette valeur sous réserve d'effectuer un calcul de fluage non linéaire.

#### 5.5.3.2 - Limitation des contraintes dans les aciers

La limitation de la contrainte de traction des aciers passifs à  $\sigma_{s,lim} = 0,8.f_{yk}$  sous combinaison caractéristique est en conformité avec l'Eurocode 2 pour les ouvrages neufs. Pour la réparation ou le renforcement d'un ouvrage existant, ce critère est très pénalisant dans la mesure où il conduit à limiter sensiblement les déformations des matériaux composites et donc leur taux de travail à l'ELS. (cf. exemple ci-dessus).

Il est donc proposé de limiter la contrainte de traction des aciers passifs à  $\sigma_{s,lim} = f_{yk}$  sous combinaison caractéristique en restant sur la zone élastique. Cette pratique est également retenue par certains avis techniques du CSTB.

Avec cette approche le tableau du paragraphe 5.5.2.2 ci-avant devient (Tableau 6) :

$\sigma_{s,G}$ (MPa)	0	80	160	240
$\sigma_{f,max}$ (MPa)	315	255	195	135
$\sigma_{f,max} / \sigma_{f,adm}$	57 %	46 %	35 %	24 %

Tableau 6 : Taux de travail des armatures composites avec adaptation des recommandations AFGC

En cas de doute sur l'état des aciers passifs en place (plastification excessive, corrosion, etc.), le matériau composite peut être dimensionné soit :

- en négligeant une partie de ceux-ci conformément au paragraphe 1.1.2.3 du chapitre 3 du présent guide ;
- en les prenant en compte et en vérifiant la supra-résistance. On pourra s'inspirer du principe de supra-résistance de l'article 1.4.6 du chapitre 3 en considérant que l'aléa porte sur la rupture des armatures métalliques.

**Nota :** Il peut être éventuellement envisagé de faire travailler les aciers passifs sur le palier plastique sans écrouissage (branche supérieure de la loi de comportement horizontale), notamment dans le cas de structures fissurées, sous réserve de l'état satisfaisant des aciers (absence de corrosion, d'endommagement plastique irréversible). Dans ce cas :

- on pourra adopter le coefficient de sécurité de 1,15 sur les aciers passifs ;
- il conviendra de s'assurer que sous sollicitations cycliques, le niveau de contrainte des aciers passifs reste suffisamment éloigné du seuil de plastification. On pourra par exemple vérifier que sous combinaison fréquente, la contrainte de traction des aciers reste inférieure à  $0,8.f_{yk}$ .

#### 5.5.3.3 - Limitation des contraintes dans le composite

Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] limitent la contrainte de traction dans le composite à  $\sigma_{t,lim} = \min [ f_{fd} ; 0,9.\sigma_{s,lim} ]$ . Dans la mesure où les deux matériaux ont des modules différents, la logique du second terme de la parenthèse n'est pas évidente. Il est proposé de ne retenir que le premier terme, soit  $\sigma_{t,lim} = f_{fd}$ .

#### 5.5.3.4 - Maîtrise de la fissuration

Vis-à-vis de la maîtrise de la fissuration, l'article 2.4.3 des recommandations provisoires de l'AFGC [32] indique « si le renfort composite est appliqué sur la totalité de la partie de la structure fissurée la pénétration des agents agressifs n'est pas possible. (...) Si le renfort composite ne recouvre pas toute la section, la question de la maîtrise de leur ouverture se pose et devra être justifiée. Il est à noter que, dans le cas où le renfort composite recouvrirait la totalité des surfaces, l'inspection visuelle ultérieure des surfaces de béton n'est plus possible. »



L'article 2.4.4.2 des recommandations provisoires de l'AFGC [32] indique « *la présence de renforts composites a tendance à modifier la fissuration : limitation de l'ouverture, meilleure répartition. Dans l'état actuel des connaissances le calcul de l'ouverture des fissures peut être effectué selon l'Eurocode 2 en négligeant la contribution du renfort composite.* »

Le matériau composite, même s'il n'intervient pas explicitement dans la démarche de calcul de l'ouverture des fissures (méthode directe de l'Eurocode 2 [3] qui ne prend en compte que les aciers passifs), a toutefois un effet bénéfique dans ce calcul puisqu'il diminue la traction dans les aciers passifs sous charges variables.

Il est donc proposé d'adopter la démarche suivante :

#### **Cas des zones non fissurées**

La justification est menée conformément à l'article 2.4.4.2 des recommandations provisoires de l'AFGC [3] rappelé ci-avant. En cas d'insuffisance théorique, celle-ci doit être appréciée au cas par cas compte tenu de l'effet favorable de la présence du matériau composite non prise en compte dans le calcul.

#### **Cas des zones fissurées et injectées ou protégées**

Si la fissure est injectée ou protégée par un revêtement de protection local ou général compatible avec son soufflé, la fissuration est considérée comme maîtrisée. En effet, dans le cas d'une injection des fissures et d'une mise en œuvre de matériaux composites, la surtension des aciers reste faible et l'ouverture additionnelle éventuelle de la fissure n'est pas suffisante pour permettre la pénétration d'agents agressifs.

#### **Cas des zones fissurées non injectées et non protégées**

Dans les zones présentant des fissures de faible ouverture, une méthode très simplifiée est envisageable. Elle consiste à limiter le taux de travail (en MPa) du matériau composite sous combinaison fréquente à  $\min \{ f_{td} ; [ 1000 \times ( 0,3 - w_{\text{mesurée}} ) ] \cdot E_f / E_s \}$  ;  $w_{\text{mesurée}}$  exprimée en mm, étant l'ouverture mesurée de la fissure à vide au moment du collage. Il est donc intéressant de procéder à la pose lorsque la fissure est le plus refermée.

Rappel : les conditions de maîtrise de la fissuration relèvent d'un choix de la maîtrise d'ouvrage en fonction, des conditions d'environnement, de la durabilité attendue de la structure, de critères esthétiques. Pour mémoire, en classe d'exposition XC1 (ambiance en permanence sèche ou humide) les limites de fissuration préconisées par l'Eurocode ne relèvent que de considérations esthétiques et peuvent être appréciées de manière moins stricte.

### **5.5.3.5 - Ferrailage de non-fragilité**

Dans les zones présentant une fissuration fine régulièrement répartie, la vérification n'est plus nécessaire.

Dans les autres zones, pour les sections les plus critiques, le composite doit compenser l'éventuel déficit observé (cf. § 1.4.7 du chapitre 3) du présent guide. Le calcul est mené classiquement en faisant reprendre les efforts emmagasinés dans le béton tendu par les armatures métalliques et composites. La déformation du composite est limitée par la déformation des aciers avant plastification.

## **5.6 - Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes**

### **5.6.1 - Généralités**

Les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant sont menées selon les recommandations provisoires de l'AFGC [32].

Diverses dispositions constructives sont envisageables. Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] proposent 3 types de solution (Figure 18).

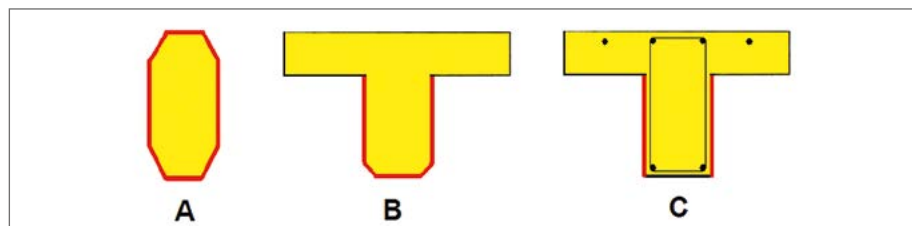


Figure 18 : Figure 2.6.2 des recommandations provisoires de l'AFGC [32]



Il est également possible de retenir une solution D de type B, mais avec un ancrage dans le hourdis supérieur (Figure 19). Cette solution est à privilégier lorsqu'elle est réalisable.

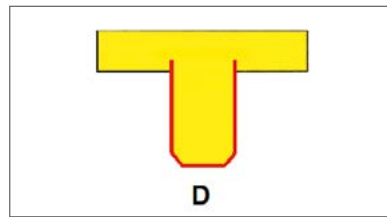


Figure 19 : Solution de type D avec ancrage dans le hourdis supérieur

### 5.6.2 - Justifications en fonction des dispositions constructives

L'attention est attirée sur le fait que les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant dépendent fortement de la disposition constructive retenue.

Par exemple, dans le cas de la solution C, des efforts de traction sont ramenés dans des zones non ferrillées longitudinalement. Il convient alors de vérifier la transmission des efforts par cisaillement vers la membrure tendue ferrillée longitudinalement, en complément à la vérification 2.6.13 du document AFGC [32].

Les recommandations provisoires de l'AFGC [32] donnent une formule de calcul de  $V_{Rd,f}$  (2.6.6) pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant du matériau composite.

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f}{S_f} \cdot (\alpha_v \cdot f_{tud}) \cdot \min[0,9d; (h_f - l_{anc,vu})] \cdot \frac{\sin(\beta_f + \theta)}{\sin(\theta)} \quad (6)$$

**Nota 1 :** Le lecteur est invité à se reporter au document AFGC pour plus de précision sur les notations.

Il est à noter que, s'agissant d'étriers, les efforts de traction dans le composite doivent être ancrés aux deux extrémités. Dans les recommandations provisoires de l'AFGC [32], ce point est traité dans la formule (2.6.6) par la prise en compte d'un coefficient de réduction  $\alpha_v$  de l'effort capable du composite, fonction des longueurs d'ancrage  $l_{anc,vu}$  et dans les formules (2.6.7) et (2.6.8) pour le cas C.

La formule (2.6.6) des recommandations provisoires de l'AFGC [32] s'applique de la manière suivante :

- pour le cas A, elle s'applique avec  $\alpha_v = 1$  et  $l_{anc,vu} = 0$  ;

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f}{S_f} \cdot f_{tud} \cdot 0,9d \cdot \frac{\sin(\beta_f + \theta)}{\sin(\theta)} \quad (7)$$

- pour le cas B, elle s'applique directement selon les recommandations provisoires de l'AFGC [32] ;

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f}{S_f} \cdot (\alpha_v \cdot f_{tud}) \cdot \min[0,9d; (h_f - l_{anc,vu})] \cdot \frac{\sin(\beta_f + \theta)}{\sin(\theta)} \quad (8)$$

- pour le cas C, elle s'applique en remplaçant  $(h_f - l_{anc,vu})$  par  $(h_f - 2 \cdot l_{anc,vu})$  et en déterminant la valeur maximale admissible de l'effort repris par le composite  $f_{adm,max}$  selon les formules (2.6.8) et (2.6.9) des recommandations provisoires de l'AFGC [32] ;

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f}{S_f} \cdot f_{adm,max} \cdot \min[0,9d; (h_f - 2 \cdot l_{anc,vu})] \cdot \frac{\sin(\beta_f + \theta)}{\sin(\theta)} \quad (9)$$

- pour le cas D dans le cas d'un ancrage du matériau composite dans le hourdis elle s'applique avec  $\alpha_v = 1$  et  $l_{anc,vu} = 0$ .

$$V_{Rd,f} = \frac{A_f}{S_f} \cdot f_{tud} \cdot \min[0,9d; h_f] \cdot \frac{\sin(\beta_f + \theta)}{\sin(\theta)} \quad (10)$$

**Nota 2 :** Dans le cas où l'effort est ancré dans le hourdis, il est également envisageable de retenir  $0,9d$  au lieu de  $\min[0,9d; h_f]$  dans la formule ci-dessus.

La formule (2.6.7) de calcul du  $\alpha_v$  ne s'applique donc en fait qu'au cas B.



Il est à noter que la réduction de l'effort capable dans le matériau composite est traitée de différentes manières dans chaque avis technique du CSTB.

Dans les cas B et C, les calculs doivent être menés avec les valeurs données par les avis techniques du CSTB, à la fois pour l'effort maximal autorisé dans le composite et pour la longueur d'ancrage correspondante. En général, dans les cas B et C, les avis techniques du CSTB donnent directement l'équivalent de  $\alpha_v f_{iud}$ .

**Nota 3 :** Pour le cas B, les avis techniques déterminent en général la valeur maximale admissible de l'effort repris par le composite en considérant l'effort qui peut être ancré sur une longueur bornée d'une dizaine de centimètres. Cette approche peut conduire à quasiment diviser par 2 l'effort admissible dans le composite. Au contraire, selon les recommandations provisoires AFGC [32], il est possible, en augmentant la longueur d'ancrage en tant que de besoin, d'obtenir une valeur  $\alpha_v$  égale à 1 et donc d'utiliser le matériau composite au maximum de ses possibilités. Ces deux approches sont donc différentes et il est recommandé de retenir la plus sévère c'est-à-dire en général celle des avis techniques du CSTB.

**Nota 4 :** Pour le cas C, les formules 2.6.8 et 2.6.9 peuvent s'avérer excessivement sévères. Pour ce cas, il est donc pertinent de retenir les valeurs proposées par les avis techniques du CSTB.

## 5.7 - Errata et commentaires des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011

Le présent paragraphe signale diverses imprécisions ou erreurs relevées dans les recommandations provisoires de l'AFGC [32].

### Paragraphe 2.2.4, 1<sup>er</sup> alinéa de la page 55

Remplacer :

*Dans le cadre d'un projet de renforcement, en l'absence de résultats complémentaires ou de systèmes d'ancrage spécifiques des valeurs de résistance provisoire  $v_{adu,d}$  égales à 1,5 MPa et à 1,0 MPa à l'ELS peuvent être retenues.*

Par :

*Dans le cadre d'un projet de renforcement, en l'absence de résultats complémentaires ou de systèmes d'ancrage spécifiques (mèches ou autres), des valeurs de résistance provisoires  $v_{adu,d} = 1,5$  MPa à l'ELU et  $v_{ad,d} = 1,0$  MPa à l'ELS peuvent être retenues.*

### Paragraphe 2.2.4, commentaire de la page 55

Erreur de référence. Remplacer :

« Les coefficients de pondération proposés en 2.2.2 et 2.2.3 pourront [...] »

Par :

« Les coefficients de pondération proposés en 2.2.3 et 2.2.4 pourront [...] »

### Paragraphe 2.4.2, figure 2.4.1. de la page 57

Les flèches correspondant à  $\Delta\varepsilon_p$  et  $\varepsilon_{p0}$  sont incorrectes.

Remplacer la figure 2.4.1 par la figure Figure 20.

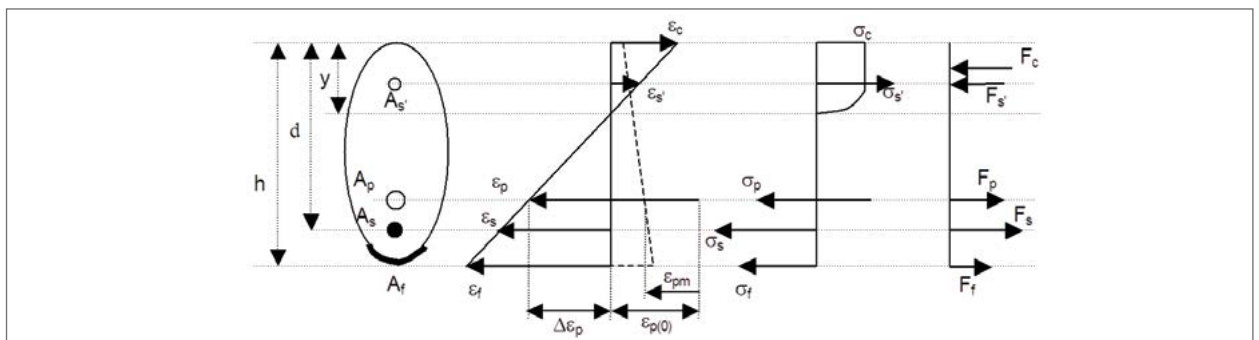


Figure 20 : Figure 2.4.1 modifiée



Dans le schéma de la Figure 20 le phasage transversal de mise en œuvre du matériau composite n'a pas été pris en compte.

**Paragraphe 2.4.2, dernier alinéa de la page 57**

Conformément à l'Eurocode 2 [3], avec la loi de comportement de l'acier à palier horizontal sans limite de déformation (figure 2.2.2), il n'y a pas de pivot A. En utilisant la loi bilinéaire avec raffermissement, le pivot A peut exister en théorie. Mais en pratique, la déformation ultime des aciers en place ( $\epsilon_{ud}$ ) étant en général nettement supérieure à celle du composite ( $\leq 8,50 \text{ ‰}$ ), le pivot A ne peut pas être atteint.

Remplacer :

« Sachant que  $\epsilon_{rud} < 10 \text{ ‰}$ , déformation ultime des aciers à l'ELU, on introduit la notion du pivot D (ou pivot A réduit) qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime du composite,  $\epsilon_{rud}$ . »

Par :

« Sachant que  $\epsilon_{rud}$  est en général nettement inférieure à la déformation ultime des aciers  $\epsilon_{ud}$ , le pivot A est rarement atteint. On introduit la notion du pivot D qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime du composite,  $\epsilon_{rud}$ . »

**Paragraphe 2.4.2. de la page 57**

La dernière puce en haut de la page 57 indique : « la totalité des charges est prise en compte (pas de phasage) » à l'ELU. Le diagramme proposé prend en compte un phasage et n'est donc pas cohérent avec le texte. De plus il considère un pivot A, qui n'existe pratiquement plus.

Remplacer la figure 2.4.2. de la page 57 et la légende correspondante du haut de la page 58, par le texte, la figure (Figure 21) et la légende suivants :

« Comme indiqué ci-avant, la justification peut être menée sans prendre en compte le phasage transversal, le dessin ci-après correspond à cette hypothèse. Il convient cependant de s'assurer de la compatibilité des déformations des aciers passifs et armatures de précontraintes existantes.

Bien évidemment, la justification peut également être menée en prenant en compte le phasage transversal. »

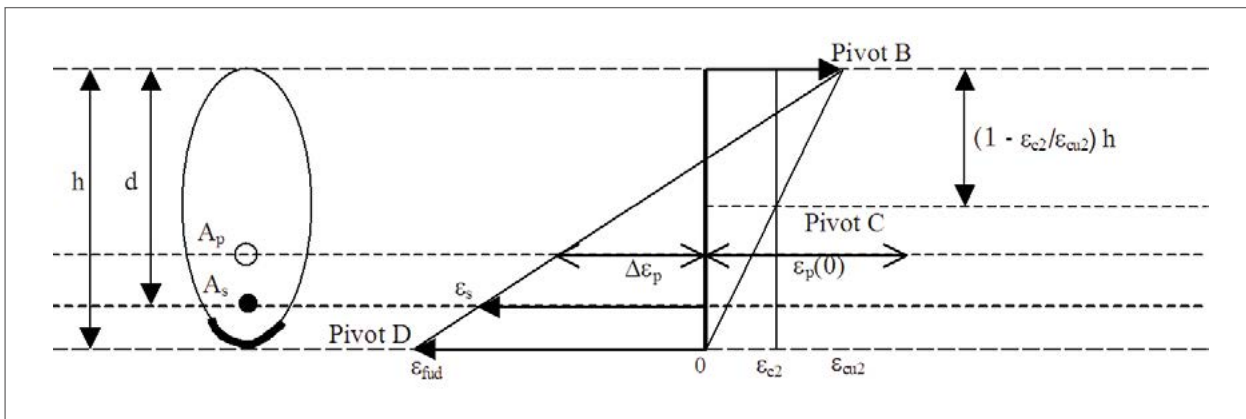


Figure 21 : Figure 2.4.2 modifiée

Pivot B : limite de déformation du béton pour les pièces fléchies

Pivot C : limite de déformation du béton en compression pure

Pivot D : limite de déformation du composite

$\epsilon_{rud}$  : déformation ultime du composite pour le calcul

$\epsilon_{c2}$  : déformation atteinte pour la contrainte maximale en compression du béton

$\epsilon_{cu2}$  : déformation ultime en compression du béton



**Exemple de la page 58**

Cet exemple prend en compte un phasage et le pivot A.

Ne pas considérer cet exemple.

**Dernière puce du paragraphe 2.4.3, fin de la page 59**

Remplacer :

$$\sigma_{f,lim} = \min [ f_{fd} ; 450MPa ]$$

Par :

$$\sigma_{f,lim} = \min [ f_{fd} ; 0,9 \sigma_{s,lim} ]$$

**Nota :** Il est rappelé que le présent guide recommande de retenir  $\sigma_{f,lim} = f_{fd}$ .

**Paragraphe 2.4.3., Figure 2.4.3 de la page 60**

Les flèches correspondant à  $\Delta\epsilon_p$ ,  $\epsilon_{p0}$  sont incorrectes. De plus le dessin ne prend pas en compte le phasage.

Remplacer la figure 2.4.3 par les figures suivantes (Figure 22 et Figure 23) :

*Cas d'une structure en béton précontraint comprimée en fibre inférieure à vide*

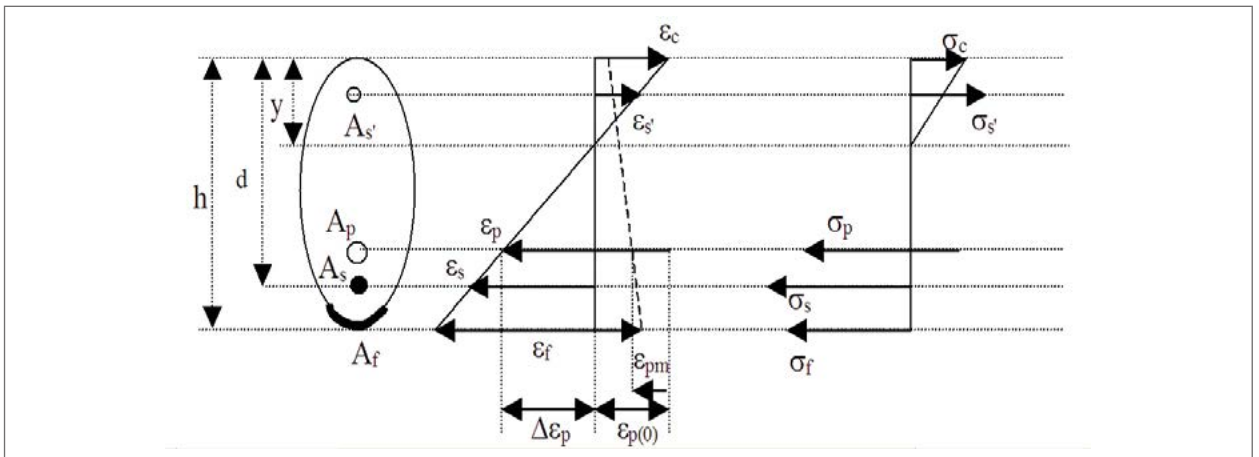


Figure 22 : Figure 2.4.3 modifiée pour béton précontraint

*Cas d'une structure en béton armé en flexion simple*

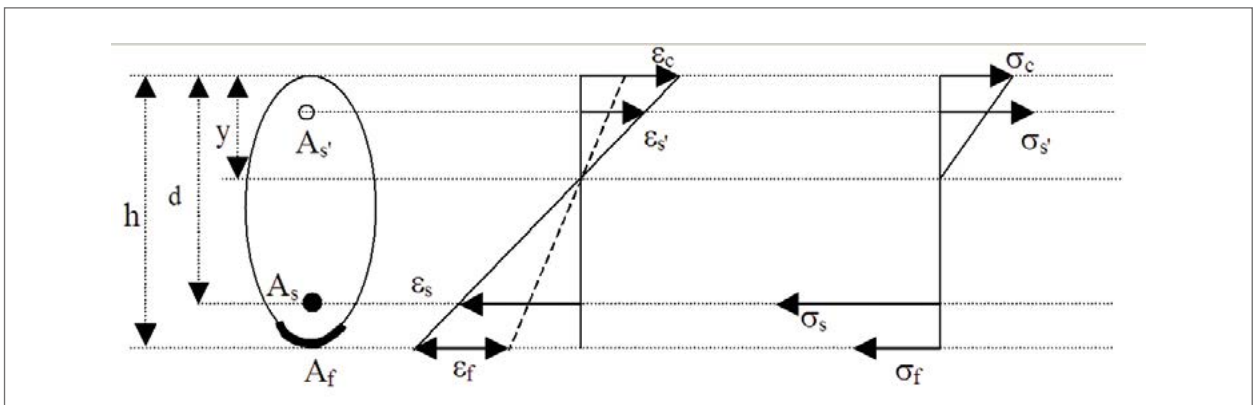


Figure 23 : Figure 2.4.3 modifiée pour flexion simple



#### **Paragraphe 2.4.8.2, avant dernier alinéa de la page 64**

Erreur de référence. Supprimer la phrase :

*Elles sont déterminées à partir d'essais de flexion (cf. chapitre 1, paragraphe 1.11).*

#### **Paragraphe 2.4.8.2, dernier alinéa de la page 64**

Erreur de référence. Remplacer : (figure 2.5.3) Par (figure 2.4.5)

#### **Synthèse de la contribution, cinquième alinéa de la page 120**

Remplacer :

*« Dans ces cas, le moment ultime de la poutre, (...) devra être inférieur ou égal au moment des forces extérieures (...) »*

Par :

*« Dans ces cas, le moment ultime de la poutre, (...) devra être supérieur ou égal au moment des forces extérieures (...) »*

## **6 - Conception des réparations et renforcements par précontrainte additionnelle**

### **6.1 - Généralités**

La technique de la précontrainte additionnelle extérieure a été appliquée dès les années 1970 à la réparation des ponts en béton précontraint présentant une insuffisance de capacité portante ayant entraîné l'apparition de désordres. Le plus souvent, cette insuffisance résultait de phénomènes physiques non pris en compte lors de la conception, parce que méconnus ou sous-estimés, tels que les effets du gradient thermique, les redistributions d'efforts par déformations différées gênées (fluage), la diffusion des efforts concentrés et la poussée au vide des câbles de précontrainte. La circulaire du 2 avril 1975 [76] a pris en compte ces phénomènes.

En particulier, de nombreux ouvrages construits par encorbellements successifs avant 1975 ont dû être réparés.

Cette technique de réparation n'est toutefois pas exclusive de ce type de structure et peut également être mise en œuvre sur d'autres types d'ouvrages y compris en béton armé. Elle est adaptée à la réparation des ouvrages mais aussi à leur renforcement, notamment lorsque les techniques évoquées précédemment ne permettent pas une augmentation suffisante de la capacité portante de la structure. Par exemple, un pont à poutres en béton armé dont on change la destination peut être renforcé par la mise en place d'une précontrainte longitudinale entre les poutres.

Cette technique de réparation ou de renforcement actif, plus lourde à mettre en œuvre que les techniques précédentes (avec lesquelles elle peut toutefois être utilement combinée), nécessite de connaître précisément l'état à vide de la structure et de s'assurer de sa capacité à supporter les efforts d'ancrage de la précontrainte additionnelle.

### **6.2 - La précontrainte longitudinale**

La précontrainte longitudinale est utilisée prioritairement pour les réparations ou les renforcements de flexion générale et d'effort tranchant :

- vis-à-vis des sollicitations normales, elle recomprime les sections ;
- vis-à-vis des sollicitations tangentées, elle réduit l'effort tranchant par l'inclinaison des câbles additionnels.

Sa mise en œuvre ne peut intervenir qu'après injection préalable des fissures structurelles injectables éventuelles, injection destinée à reconstituer le monolithisme des sections afin que le comportement de la structure se rapproche des hypothèses habituelles de la résistance des matériaux sous l'effet de la précontrainte additionnelle.



## 6.2.1 - Choix du tracé des câbles et de la position des ancrages

Le choix du tracé de câblage et de l'implantation des ancrages et des déviateurs éventuels dépend du type de structure, de l'effort à développer et des contraintes géométriques et fonctionnelles liées à l'existant.

### 6.2.1.1 - Tracé des câbles

Un tracé de câble entièrement rectiligne est plus facile à mettre en œuvre du fait de l'absence de déviateur mais la précontrainte présente un mauvais rendement ce qui conduit à augmenter les quantités et limite parfois la capacité de renfort pour éviter des excès de compression du béton. En pratique, ce tracé est plutôt réservé aux ouvrages de hauteur variable car les câbles se retrouvent naturellement excentrés par rapport à la fibre moyenne.

Le tracé polygonal constitue la conception la plus courante même s'il s'avère plus délicat à mettre en œuvre. Il permet d'optimiser la position des câbles dans les sections à renforcer (parfois pour les ponts à poutres avec une conception intra-dossée de la précontrainte additionnelle) et de réduire l'effort tranchant. L'ajout d'un câble polygonal nécessite la mise en œuvre, en plus des ancrages d'extrémité, de déviateurs au droit des angles du polygone.

Dans tous les cas, un relevé géométrique précis de la structure existante (et de ses câbles) est le plus souvent nécessaire pour étudier l'implantation des ancrages et déviateurs.

### 6.2.1.2 - Position des ancrages

Dans de rares cas, l'ancrage peut s'effectuer directement sur la structure au droit des entretoises existantes, éventuellement renforcées. Le plus souvent, les câbles sont ancrés sur des bossages rapportés cloués sur les âmes et les hourdis ou sur des massifs d'extrémité. Il convient préalablement de s'assurer de la possibilité de l'implantation des barres de clouage par repérage radar et/ou gammagraphique des câbles de précontrainte présents à l'intérieur du béton.

Il convient également de s'assurer que les vérins peuvent être acheminés et manutentionnés à l'arrière des ancrages.

#### **Ancrage sur les entretoises existantes**

Les câbles sont ancrés dans des blocs de béton frettés disposés derrière les entretoises existantes qu'ils traversent dans des tubes métalliques calés au mortier dans des forages réalisés au carottier diamant. L'entretoise doit être suffisamment massive et ferrillée pour supporter les efforts exercés ou à défaut être renforcée (par de la précontrainte transversale, par ajout d'un élément de renfort en béton, etc.).

#### **Ancrage sur des bossages ou des massifs/entretoises fixés sur les poutres**

Les bossages ou les entretoises sont solidarisés à la structure par scellement d'aciers passifs et/ou clouage par une précontrainte transversale (Figure 24). Le plus souvent les bossages sont en béton (coulés en place ou préfabriqués) et, dans de rares cas, métalliques. La structure existante doit pouvoir supporter les efforts locaux induits (flexion parasite, cisaillement de diffusion, entraînement, etc.) ou à défaut être renforcée.



Figure 24 : Ancrage de câble additionnel sur un bossage



### **Ancrage sur des massifs d'extrémité à l'arrière de la structure**

Les câbles sont ancrés dans une pièce massive construite derrière les abouts de l'ouvrage. Cette disposition permet une meilleure répartition des efforts de compression sur la structure existante et permet de créer une chambre de tirage notamment pour installer une précontrainte démontable ou pouvant être remise en tension ; elle présente toutefois les inconvénients suivants :

- reconstruction partielle des culées nécessaire, avec des chambres de tirage suffisamment importantes pour permettre la mise en tension des câbles. Cette reconstruction occasionne de très importantes gênes à la circulation, le plus souvent incompatibles avec la nécessité de maintenir une exploitation sous chantier ;
- continuité des câbles d'un bout à l'autre de l'ouvrage ce qui peut conduire à des excès de compression dans les travées de rive.

### **Ancrage sur des massifs en travée de rive au voisinage de la culée**

Les câbles sont ancrés dans une pièce massive construite à une certaine distance de l'entretoise d'about permettant la reprise en tension des câbles (Figure 25). Cette disposition permet pour les ponts caissons la réalisation du massif à l'intérieur de la structure.



Figure 25 : Ancrage de deux câbles additionnels sur un massif près de la culée

### **Ancrage par contournement des extrémités**

Il convient également de citer le cas où les câbles contournent l'âme à l'extrémité de l'ouvrage, ce qui permet d'éviter la réalisation d'un massif d'ancrage (Figure 26 et Figure 27).



Figure 26 : Réparation du viaduc de Saint-Cloud



Figure 27 : Réparation du pont de S.



### 6.2.1.3 - Déviateurs

L'effort transmis à la structure par le déviateur est nettement plus faible que celui transmis par un ancrage ce qui facilite la liaison des déviateurs à la structure existante par aciers passifs scellés (Figure 28) et rend possible l'utilisation de pièce métallique (Figure 29).



Figure 28 : Déviateur en béton



Figure 29 : Déviateur métallique

Les exemples ci-après illustrent les deux paragraphes précédents.

#### **Renforcement d'un pont à poutres isostatiques type VIPP**

Sur cet exemple, la précontrainte (câbles 4T15S de part et d'autre des poutres, (Figure 30 et Figure 31) est légèrement intradossée pour un maximum d'efficacité en flexion à mi-travée. Cet ouvrage ne présentait pas, en effet, de risque de choc en sous face.

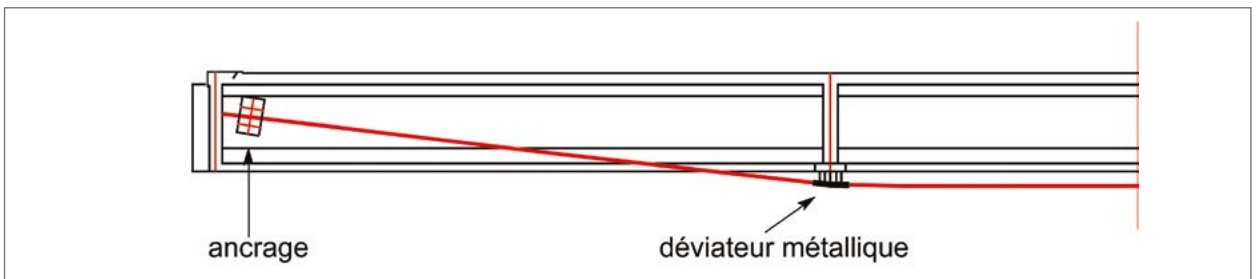


Figure 30 : Précontrainte légèrement intradossée

L'inclinaison des câbles vers les abouts permet une réduction de l'effort tranchant.



Figure 31 : Précontrainte légèrement intradossée



### Réparation ou renforcement d'un pont caisson à 3 travées

Sur ce type d'ouvrage, l'insuffisance de précontrainte se rencontre en général en travée centrale ce qui permet d'envisager un câblage de renfort dans cette seule travée.

Une première possibilité serait de mettre en œuvre un câble de type éclipse ancré dans l'angle entre le hourdis inférieur et l'âme. Ce type de réparation ne permet d'ancrer qu'une précontrainte d'intensité limitée afin que les efforts locaux générés au droit des ancrages n'engendrent pas de désordre dans la structure existante. De plus, compte tenu de la géométrie du câble (rectiligne sous le centre de gravité) son efficacité est fortement limitée par l'effet des moments hyperstatiques.

L'expérience montre que la meilleure position pour le massif d'ancrage d'un câble additionnel se situe en haut des âmes près des piles (Figure 32). Les câbles sont généralement ancrés dans la travée de rive, contre ou au voisinage de l'entretoise sur pile (schéma ci-dessous). Ce tracé permet de réduire l'effort tranchant et de minimiser les effets des moments hyperstatiques (câble en partie au-dessus du centre de gravité au droit des piles).

Il convient cependant de s'assurer que l'effet hyperstatique généré dans les travées de rive est acceptable.

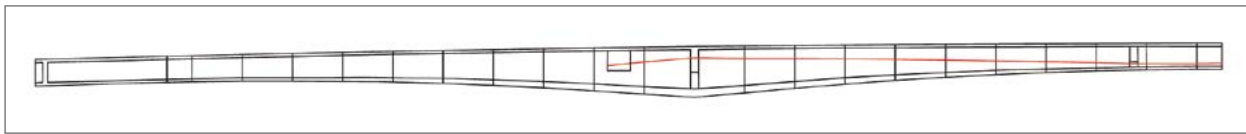


Figure 32 : Câble additionnel ancré près de la pile

La force de précontrainte requise dans les travées centrales est en général supérieure à celle nécessaire en travées de rive. C'est pourquoi, il est parfois mis en œuvre un câblage dit « croisé » où des câbles sont ancrés sur des massifs d'ancrage près des piles et d'autres dans des massifs d'ancrage près des extrémités. Typiquement, pour un pont caisson à 3 travées, cela se traduit par des câbles allant de la culée C0 à la pile P2 et d'autres câbles allant de la pile P1 à la culée C3 (Figure 33).

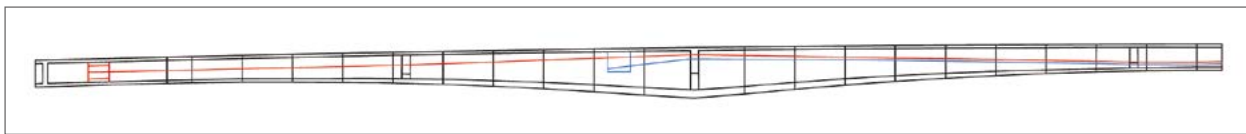


Figure 33 : Câblage additionnel « croisé »

Dans la plupart des cas cependant, les câbles sont prolongés jusqu'aux abouts et ancrés dans un massif formant entretoise, disposé dans le caisson (comme sur le schéma ci-dessous, Figure 34 Figure 35) ou à l'arrière de la structure.

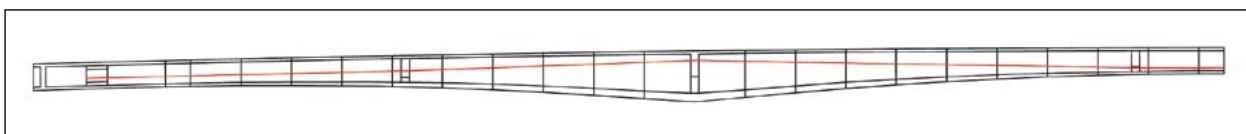


Figure 34 : Câbles additionnels régnant sur toute la longueur de l'ouvrage



Figure 35 : Précontrainte additionnelle à l'intérieur d'un caisson



En effet, même si la quantité de précontrainte en travées de rive dépasse dans ce cas ce qui serait strictement nécessaire, la simplicité d'exécution due à la réalisation d'un seul massif d'ancrage par travée de rive, qui plus est à proximité de la culée dans une zone accessible et de hauteur raisonnable, compense largement le surcoût amené par la précontrainte en surplus.

## 6.2.2 - Principes de dimensionnement

### 6.2.2.1 - Généralités

#### ELS/ELU

Il est rappelé que l'ELU doit être vérifié dans tous les cas mais que des arbitrages restent possibles à l'ELS.

Vis-à-vis de la flexion, la précontrainte additionnelle est le plus souvent dimensionnée à l'ELS avec les adaptations acceptées puis vérifiée à l'ELU.

Vis-à-vis de l'effort tranchant, plusieurs approches sont envisageables :

- soit dimensionner au plus juste la précontrainte longitudinale en réduisant l'effort tranchant du fait de l'inclinaison des câbles additionnels pour atteindre un niveau d'ELS considéré comme acceptable. Dans ce cas, la réparation peut devoir être complétée vis-à-vis des sollicitations tangentielles à l'ELU par ajout de précontrainte transversale (verticale et/ou horizontale) ou de matériaux composites collés ;
- soit dimensionner la précontrainte longitudinale en réduisant l'effort tranchant pour que la justification des armatures transversales à l'ELU soit satisfaite avec les seuls aciers en place puis effectuer une vérification selon l'ELS.

#### Prise en compte de l'état à vide

La réparation ou le renforcement nécessite la connaissance de l'état à vide de l'ouvrage avant travaux. Il s'agit de déterminer l'état de sollicitations dans le béton et les armatures en toute section de l'ouvrage sous l'effet des charges permanentes à la date de la réparation.

La détermination de cet état de contrainte tient compte du phasage de construction, des modifications apportées à la structure (épaisseur de la chaussée, trottoirs, etc.), des désordres éventuels et des redistributions éventuelles d'efforts (fluage, pertes de précontraintes, etc.). Pour les ouvrages précontraints, les efforts internes sont difficilement accessibles du fait des redistributions d'efforts, et des incertitudes sur l'état, la position, et la tension des câbles.

L'insuffisance en flexion se traduit le plus souvent par une fissuration transversale détectée lors d'une inspection détaillée. Cette inspection détaillée est insuffisante pour caractériser l'état à vide car l'ouverture des fissures est sensible aux variations des sollicitations et en particulier aux gradients thermiques pour les ouvrages hyperstatiques. Une instrumentation et des essais peuvent être nécessaires pour déterminer la réserve de compression à vide par exemple par la méthode des « moments de décompression » (cf. annexe C électronique). Des pesées de réaction d'appui, en général limitées aux culées, peuvent également permettre de valider les résultats théoriques, en particulier les valeurs de poids propre et des redistributions d'efforts.

Le modèle de calcul doit être recalé par rapport aux résultats des instrumentations qui permettent de déterminer si les fissures sont ouvertes à vide ou s'il peut être retenu une compression minimale mesurée par décompression du béton lors des essais. Il convient cependant d'effectuer dans les sections où la théorie et la mesure divergent un calcul en fourchette de façon à se prémunir d'éventuels excès de compression après le renforcement.

Dans les sections ouvertes à vide, on considère de plus que la contrainte dans la résine après injection est nulle. On néglige en général l'effet de compression bénéfique apporté par l'enlèvement des charges mises en place pour ouvrir les fissures lors de l'injection.

### 6.2.2.2 - États-Limites ultimes

Pour l'ELU, il pourra être pris en compte pour le poids propre seul une valeur de  $\gamma_c$  réduite, égale par exemple à 1,2 sous réserve que le poids propre de la structure pris en compte dans les calculs ait été suffisamment validé par des investigations sur ouvrage (levés de la géométrie, mesure de la masse volumique, mesure des épaisseurs de couche de chaussées, pesée des réactions d'appuis, etc.).



### **Justification vis-à-vis de la flexion**

Cette justification s'effectue conformément aux articles 6.1 (flexion simple et flexion composée) et 5.8.9 (flexion déviée) de l'Eurocode 2 partie 1-1 et 6.1 de l'Eurocode 2 partie 2 [3].

Il convient cependant de ne pas considérer les surtensions dans les armatures de précontrainte intérieures si des investigations ont mis en évidence une très mauvaise injection des gaines. Il est loisible dans ce cas, de se référer à l'article 5.10.8 de l'Eurocode 2 relatif aux armatures non adhérentes.

### **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant et de la torsion**

Cette justification s'effectue conformément aux articles 6.2 (effort tranchant) et 6.3 (torsion) de l'Eurocode 2-1-1 et de l'Eurocode 2-2 [3].

Vis-à-vis de l'effort tranchant et du calcul de  $V_{Rd,s}$  (§ 6.2.3 de l'Eurocode 2), dans le calcul de l'équilibre du treillis il pourra être pris en compte, sous les conditions ci-après, la surtension  $\Delta\sigma_p$  mobilisable dans les câbles longitudinaux inclinés internes au béton :

- câbles traversant la section d'études et reliant les membrures supérieures et inférieures ;
- $\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{pm}$  avec (en s'inspirant de l'article 7.5,11 du BPEL [63]) :
  - $\sigma_{pm}$  contrainte dans le câble dans la section considérée ;
  - $\sigma_{p,max} = \min(1,2 \sigma_{pm} ; f_{peg} / \gamma_p)$  avec  $\gamma_p = 1,15$  en combinaison fondamentale et  $\gamma_p = 1,0$  en combinaison accidentelle ;
- assurance sur la qualité de l'injection.

Pour plus de précision, notamment sur les règles de cumul de ferrailage, voir également le paragraphe 6.3 du chapitre 3.

### **6.2.2.3 - États-Limites de service**

#### **Justification vis-à-vis de la flexion**

De façon générale, il est dans tous les cas souhaitable de viser une recompression complète du béton, voire de la résine d'injection, sous combinaison caractéristique pour éviter tout risque de fissuration ultérieure ou de réouverture de fissure injectée, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de renforcement pour un changement de destination du fait de l'augmentation certaine des sollicitations.

Les sections fissurées sont injectées avant la mise en tension et la contrainte normale est considérée comme nulle dans la résine après injection si la fissure était ouverte à vide. Si la fissure était refermée à vide, ou non refermée à vide en étant non injectable il est possible de retenir un état de contrainte à vide dans la fissure découlant des résultats des mesures.

Cependant, l'expérience montre que pour des considérations de reprise des efforts d'ancrages ou de résistance à la compression du béton, il n'est pas toujours possible de mettre en œuvre la précontrainte additionnelle qui serait nécessaire pour atteindre cet objectif. Il convient alors de respecter des exigences moins élevées mais assurant une maîtrise de la fissuration et une résistance à la fatigue acceptable.

Dans ce cas il convient :

- de respecter la condition minimale de non-décompression en combinaison fréquente, ce qui permet de s'assurer de la résistance à la fatigue. Cependant, il est envisageable de s'affranchir de cette condition si une analyse plus fine de la fatigue est concluante, par exemple selon la règle simplifiée de la clause 6.8.6 de l'Eurocode 2 [3] ou selon un calcul d'endommagement qui conduit, compte tenu de l'incertitude sur le trafic réel à moyen terme, à atteindre la valeur limite sous un nombre de cycles très nettement supérieur à celui permis par la capacité d'écoulement du trafic de l'ouvrage ;
- de s'assurer de la maîtrise de la fissuration (et du respect des conditions de ferrailage minimum de non-fragilité). On peut pour cela, soit effectuer un calcul en section fissurée, soit analyser la fissuration observée et apprécier le risque de propagation ou la probabilité d'apparition de nouvelles fissures une fois l'ouvrage renforcé par précontrainte additionnelle. Lors d'une réparation, les sections initialement non fissurées ont peu de chance de fissurer, mais lors d'un renforcement, l'apparition de fissures est plus probable du fait de l'augmentation de charges. Ces études et analyses peuvent conduire à compléter la réparation par des armatures passives (fibres de carbone collées par exemple) selon un calcul en précontrainte partielle afin qu'une éventuelle aggravation de la fissuration ou nouvelle fissuration ne soit pas dommageable à la structure ;
- d'imposer en outre que dans les sections fissurées injectées, la contrainte dans la résine reste largement dans le domaine de résistance à la traction de celle-ci.



### Justification vis-à-vis de l'effort tranchant et de la torsion

Il est souhaitable que la contrainte de cisaillement reste en deçà de la valeur du critère de l'annexe QQ de l'Eurocode 2 partie 2 [3]. Il est à noter que l'Eurocode 2 étant beaucoup moins sévère que les règlements français antérieurs vis-à-vis de ce point, cette condition est le plus souvent satisfaite. Il est rappelé toutefois que cette annexe QQ n'interdit pas un dépassement de la valeur du critère pourvu que la fissuration soit maîtrisée.

De plus, il est souhaitable que les armatures en place satisfassent au ferrailage minimum tel que défini aux articles 9.2.2 et 9.2.3 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [3]. Ce point est cependant à apprécier en fonction des fissures constatées et des évolutions envisagées pour l'ouvrage (modifications, augmentation de trafic, etc.).

### 6.2.3 - L'accrochage d'un effort tangent à une structure existante

La réparation ou le renforcement d'une structure peut nécessiter la mise en œuvre d'un effort parallèle à un des éléments de cette structure. Cet effort est appliqué par l'intermédiaire d'une pièce rapportée liée à l'ouvrage.

C'est le cas d'une précontrainte additionnelle qui est ancrée dans un bloc en béton solidarisé à la structure. La liaison peut être (Figure 36) :

- passive, par l'intermédiaire d'aciers scellés dans le béton en place ;
- active, par clouage avec des barres de précontrainte ;
- active et passive.

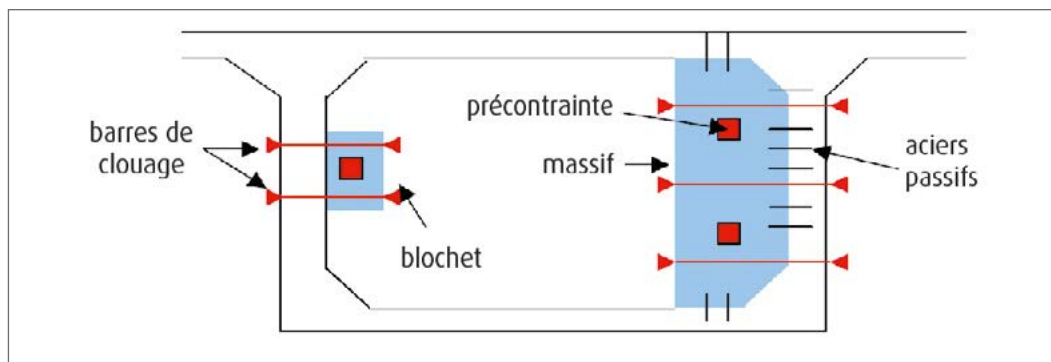


Figure 36 : Liaison par blochet ou par massif d'ancrage

Remarque : même s'il ne s'agit pas de précontrainte additionnelle, il est à noter que l'approche est identique dans le cas de la liaison d'un corbeau rapporté à un appui pour effectuer un vérinage de tablier (Figure 37).

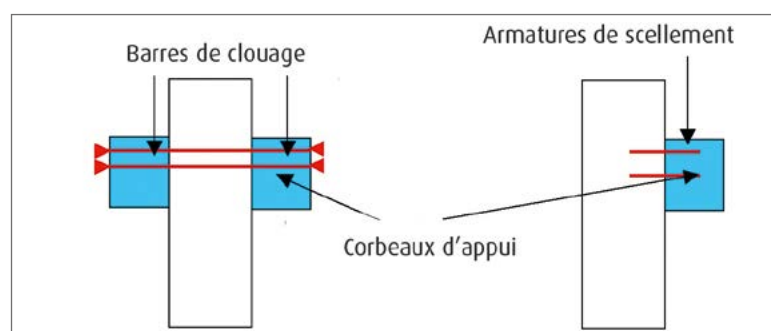


Figure 37 : Corbeau additionnel pour vérinage

#### 6.2.3.1 - Liaison passive

Le dimensionnement de l'accrochage passif est conduit sur la base de l'annexe J3 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [3] et selon un modèle bielle-tirant aux états-limites ultimes (cf. annexe C électronique).



### 6.2.3.2 - Liaison active par clouage

Le dimensionnement du clouage actif est conduit sur la base des documents suivants :

- Eurocode 2 partie 1-1 [3] ;
- Article 6.5 de la norme NF P95-104, relative au clouage actif seul [10] ;
- Article 4.2.2.3 du n° 501 des annales de l'ITBTP [35] relatif au clouage actif et passif.

La norme NF P95-104 [10] ne traite que du clouage actif et s'applique aux réparations. Elle impose une vérification à l'ELS et une vérification à l'ELU.

Le clouage de l'effort  $F$  par une précontrainte transversale  $N$  doit vérifier :

$$\text{État-limite de service (ELS)} \quad \gamma_p \cdot N_{ELS} \cdot \varphi \geq F \quad (11)$$

$$\text{État-limite ultime (ELU)} \quad \gamma_p \cdot N_{ELU} \cdot \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \geq 1,35 \cdot F \quad (12)$$

Avec :

$F$  effort à ancrer

$N$  effort de clouage après pertes des barres de précontrainte

$\gamma_p$  coefficient partiel inférieur à 1 tenant compte de l'incertitude sur la valeur de l'effort de serrage, généralement 0,85

$\gamma_\varphi$  coefficient de sécurité tenant compte de l'incertitude sur le frottement  $\gamma_\varphi = 1,2$

$\varphi$  coefficient de frottement dépendant de l'état de surface

Si l'on ne considère que les barres de précontrainte, on constate que la vérification à l'ELU s'avère systématiquement dimensionnante.

En effet, avec  $\gamma_p \cdot N_{ELU} \cdot \varphi > 1,2 \times 1,35 F$ , on a  $N_{ELU} = 1,2 \times 1,35 N_{ELS}$ . L'ELU nécessite un effort de serrage majoré de 1,62 par rapport à l'ELS.

En complément à la norme NF P95-104 [10], la méthode présentée dans l'article du n° 501 des annales de l'ITBTP [35] précédemment cité propose de prendre en compte à la fois des aciers actifs et des aciers passifs. Le dimensionnement des aciers actifs est mené à l'ELS, et le rajout d'un complément d'aciers passifs  $A_{st}$  permet de justifier l'ELU. C'est une méthode économique et couramment utilisée. Le clouage de l'effort  $F$  par une précontrainte transversale  $N$  doit alors vérifier :

$$\text{État-limite de service (ELS)} \quad \gamma_p \cdot N_{ELS} \cdot \varphi \geq F \quad (13)$$

$$\text{État-limite ultime (ELU)} \quad \left( \gamma_p \cdot N_{ELU} + A_{st} \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} \right) \cdot \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \geq 1,35 \cdot F \quad (14)$$

Il est préférable, dans ce cas, que les armatures actives soient adhérentes au béton et donc injectées au coulis de ciment. L'injection au coulis de ciment autorise une surtension de celles-ci et offre donc dans tous les cas une sécurité à l'ELU supérieure à une injection avec un produit souple, même si cette sécurité supplémentaire n'est pas prise en compte dans les calculs.

#### **Choix de la valeur du coefficient de frottement $\varphi$**

Des valeurs contradictoires apparaissent dans différents documents pour le frottement.

La norme NF P95-104 [10] propose les valeurs suivantes (Tableau 7) :

Désignation	Coefficient de frottement $\varphi$
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) avec interposition d'une résine ou d'un mortier de calage sur le béton ancien	0,37
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) sur un béton frais	0,45
Bossage préfabriqué en béton avec interposition d'une résine	0,50
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien simplement nettoyé	0,75
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien après repiquage soigné jusqu'aux armatures	1,00

Tableau 7 : Extrait de la norme NF P95-104 [10]



Le repiquage jusqu'aux armatures est rarement mis en œuvre et n'apparaît pas pertinent car il conduit à réduire l'épaisseur des âmes dans des zones où l'effort tranchant est souvent important, le clouage des câbles de précontrainte additionnels s'effectuant le plus souvent aux abouts des ouvrages.

Il est à noter que l'article 6.2.5 de l'Eurocode 2 partie 1-1 [3] retient, à défaut d'informations détaillées, un coefficient de frottement de 0,9 pour un traitement de surface comprenant des indentations (surface présentant des clefs) de 5 mm minimum de profondeur.

Sur une surface de béton ancien « piqué en surface », afin d'obtenir une surface irrégulière sans casser les granulats ni briser leur adhérence, il est loisible de retenir un coefficient de frottement de 0,9 à l'ELS, sous réserve d'obtenir des rugosités de 5 mm.

Pour préparer la surface, l'utilisation de l'hydro-démolition est recommandée car elle préserve l'intégrité du béton conservé et évite sa micro-fissuration.

**Nota 1 :** Cette valeur de 0,9 est intermédiaire entre celles données par la norme NF P95-104 [10] pour un béton en place simplement nettoyé ( $\varphi = 0,75$ ) et pour un repiquage soigné jusqu'aux armatures ( $\varphi = 1,00$ ). Il est à noter qu'à l'ELU, cette approche est plus sévère que l'Eurocode 2 [3] puisqu'elle conduit à un coefficient de frottement  $\varphi/\gamma_{\varphi} = 0,9/1,2 = 0,75$ .

**Nota 2 :** Cette valeur apparaît également sécuritaire en comparaison de l'article A.5.3.12 du BAEL 91 [62] qui considérerait un coefficient de frottement valant 1,0 à l'ELU pour un traitement de surface « avec des rugosités de l'ordre de 5 mm ».

## 6.2.4 - Vérifications à effectuer

### 6.2.4.1 - Excentricité de l'effort ancré

Lorsque les câbles ne sont ancrés que d'un seul côté de l'âme, que ce soit dans un massif toute hauteur ou dans un blochet, l'excentricité de l'effort longitudinal par rapport à la paroi en place génère dans celle-ci un moment d'axe vertical. Pour minimiser les effets de cet excentrement, il est en général mis en place dans les ponts caissons un système de tirant/buton entre les deux pièces d'ancrage en vis-à-vis. Ce système peut être prédimensionné en plan selon le schéma ci-dessous (Figure 38).

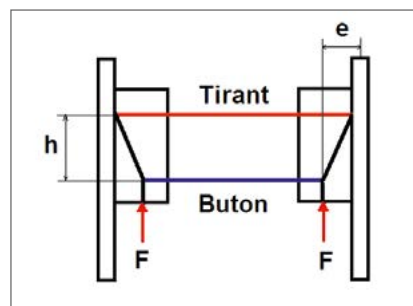


Figure 38 : Fonctionnement en tirant-buton d'un massif d'ancrage (vue en plan)

Avec  $e$  distance axe câble axe de l'âme

d'où effort dans le tirant (T) et le bouton (B) :  $T = -B = -F \cdot e / h$

Il faut toutefois veiller à conférer aux butons une rigidité suffisante pour que la part de l'effort repris par ces derniers soit significative par rapport à celle reprise par la flexion d'axe vertical dans les âmes et par les hourdis, et prendre en compte les déformations différées des butons et tirants. Seul un modèle aux éléments finis permet d'apprécier la répartition d'efforts du système.

Ce système peut, pour les massifs toute hauteur, être remplacé par un radier inférieur et une liaison au hourdis supérieur qui permettent de bloquer les rotations d'axe vertical. Le radier gêne moins le cheminement à l'intérieur de l'ouvrage.



Dans le cas d'un massif toute hauteur, il faut effectuer la vérification en flexion locale du hourdis supérieur au voisinage de la zone de contact avec le massif car les conditions de fonctionnement du hourdis sont modifiées : déplacement vers l'axe de l'ouvrage des sections de hourdis soumises à des moments négatifs.

En cas d'insuffisance du ferrailage supérieur (longitudinal ou transversal) deux options sont possibles :

- désolidariser le massif du hourdis mais au détriment d'une perte de surface de liaison potentielle du massif avec le hourdis ;
- réaliser une traverse supérieure sous le hourdis, mais il est alors nécessaire de vérifier le hourdis dans le sens longitudinal à la sortie du massif car ses conditions d'appuis sont modifiées : plaque appuyée sur trois côtés, âmes et traverse (Figure 39).

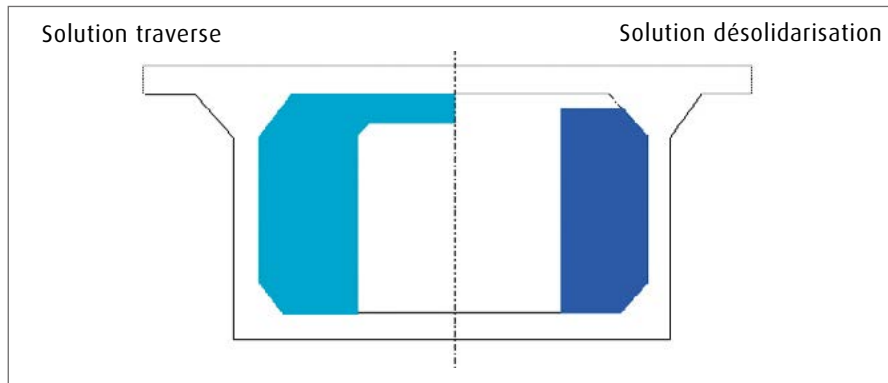


Figure 39 : Massifs d'ancrage avec et sans solidarisation avec le hourdis supérieur

#### 6.2.4.2 - Diffusion

Pour chaque type de pièce, blochet ou massif d'ancrage toute hauteur, il est nécessaire de mettre en place des armatures pour régulariser la diffusion des efforts dans le prisme local.

##### **Vis-à-vis de l'équilibre général**

###### *a) Blochet*

Pour un ouvrage ancien non dimensionné vis-à-vis des règles de calcul actuelles, une méthode de calcul est proposée en annexe C électronique.

###### *b) Massif d'ancrage*

Les massifs régnant sur toute la hauteur de l'âme et étant en général d'une longueur égale ou supérieure à la hauteur du caisson, le calcul de diffusion est mené comme suit :

##### **Diffusion dans un plan horizontal**

Les coupures horizontales interceptent l'âme et le massif, les armatures prises en compte cumulent celles de l'âme et celles du massif (Figure 40).

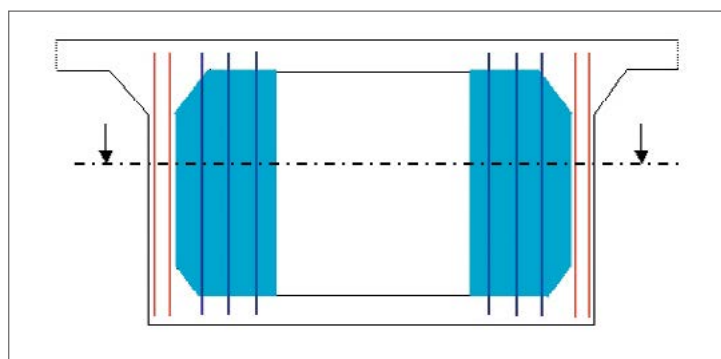


Figure 40 : Diffusion dans le sens horizontal



### Diffusion dans un plan vertical

La coupure étudiée est l'axe du caisson.

En cas d'insuffisance des armatures en place, il est nécessaire de mettre en œuvre un renfort horizontal inférieur et supérieur permettant la mise en place d'armatures horizontales. Ces armatures devront prendre en compte les effets du retrait différé du béton de ces renforts (Figure 41).

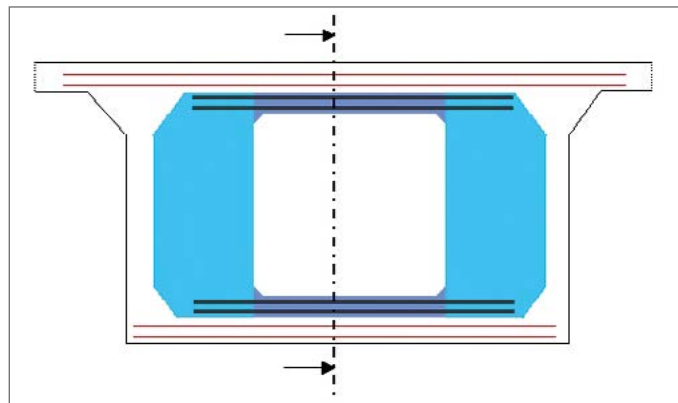


Figure 41 : Diffusion dans le sens vertical

### Vis-à-vis de l'effet d'entraînement

#### a) Blochet

Pour le blochet la configuration est identique à celle d'un câble de fléau ancré dans l'âme.

#### b) Massif d'ancrage

Pour un massif en travée de rive à proximité de la culée (distance à l'about  $\leq 5$  m) il est d'usage, si le tablier est simplement appuyé, de considérer que la proximité de l'about permet d'entraîner par déplacement la tranche de caisson entre le massif et l'about. Aucun renforcement n'est à mettre en place.

Pour un massif « en pleine » travée, il est possible de considérer que l'effort de précontrainte est transmis sur toute la hauteur de l'âme, hauteur dans laquelle se développent les efforts d'entraînement. L'âme est donc à vérifier vis-à-vis de ces efforts.

#### c) Implantation des barres par rapport à la position des câbles existants

Les dispositifs de liaison dimensionnés doivent être répartis sur la longueur du massif d'ancrage. La norme NF P95-104 [10] propose un principe de répartition des barres. Ce principe conduit à densifier les barres près de l'ancrage, dans les zones de sollicitations maximales. Un calcul aux éléments finis permet d'affiner l'implantation.

Des exemples d'implantation sont joints en annexe C électronique.

Dans la pratique, la position des barres de clouage est en fait souvent conditionnée par la position des câbles de précontrainte intérieurs au béton des âmes (Figure 42). La position de ces câbles, qui peut s'écarter sensiblement de la position théorique, est à reconnaître par auscultation avant implantation des barres.

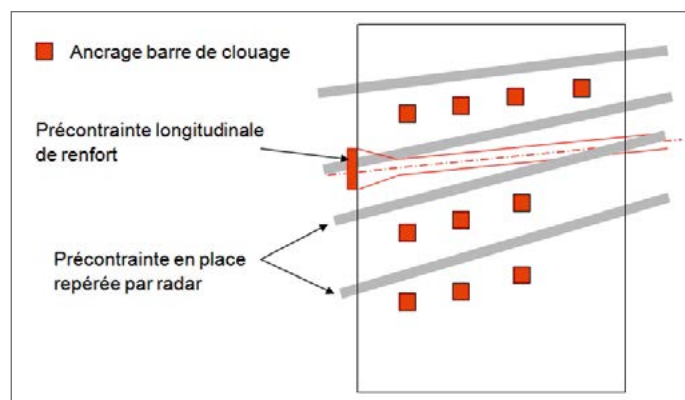


Figure 42 : Implantation des barres de clouage en fonction des câbles intérieurs



### 6.2.5 - L'injection préalable à la mise en précontrainte

L'injection, dont l'objectif est de reconstituer le monolithisme des sections perdu par la fissuration, est réalisée avec des résines spécifiques de classe F faisant l'objet d'un marquage CE conformément à la norme NF EN 1504-5 (voir également norme NF P95-103) [12, 9].

Pour injecter les fissures, il est nécessaire qu'elles soient préalablement suffisamment ouvertes (ouverture supérieure à 2/10 mm au moment de l'injection). Il est important que la mise en précontrainte intervienne le plus rapidement possible après la polymérisation du produit d'injection afin de limiter l'exposition des fissures injectées et pas encore comprimées à des cycles d'ouverture-fermeture, (sous les effets thermiques notamment).

Les charges lourdes et le gradient thermique génèrent des tractions importantes en fibre inférieure et permettent de choisir entre deux méthodes pour ouvrir préalablement les fissures :

#### **Ouverture des joints par un chargement statique**

Un chargement statique (camions ou lest) est mis en place pendant la durée de l'injection. Cette méthode nécessite de maintenir le gradient thermique à une valeur proche de zéro pendant la durée de l'injection.

Pour cela deux options sont possibles :

- injecter en hiver à la période de l'année où les gradients sont faibles ( $< 2\text{ °C}$ ) ;
- injecter à une autre période de l'année en mettant en œuvre sur le tablier une peinture blanche, un géotextile de couleur claire et/ou un arrosage permettant de réduire de 80 à 90 % les effets du gradient thermique.

Cette méthode présente des avantages :

- injection en continu sans être tributaire du gradient thermique (négligeable ou maîtrisé) ;
- l'enlèvement du chargement statique après polymérisation, une fois retrouvé le monolithisme de l'ouvrage, génère un moment négatif comprimant la fibre inférieure. Cet effet favorable est en général négligé dans les calculs.

Elle présente également des inconvénients :

- coupure totale de la circulation pour la mise en œuvre du chargement ou de l'arrosage ;
- contrainte forte sur le planning pour réaliser les chargements en période de faible gradient ;
- en cas d'injection en hiver la méthode est tributaire de la température qui, si elle est trop basse ( $< 5\text{ °C}$ ), ne permet pas la polymérisation de la résine. Elle est aussi tributaire de l'humidité ambiante qui ralentit la polymérisation ;
- immobilisation de charges sur l'ouvrage.

#### **Utilisation des cycles de gradient pour injecter**

Cette méthode met à profit les effets du gradient thermique dans la période de l'année où il est le plus élevé (de mi-mai à mi-août). L'injection débute lorsque le gradient est maximum et les joints les plus ouverts (fin d'après-midi ou de soirée). La polymérisation de la résine s'effectue ensuite en phase de fermeture du joint. Le trafic PL doit être interrompu pour assurer une bonne polymérisation de la résine.

Cette méthode présente des avantages :

- pas de chargement statique ;
- pas de moyen spécifique nécessaire à la maîtrise du gradient thermique ;
- elle peut permettre en outre de maintenir un trafic de véhicules légers.

Elle présente également des inconvénients :

- contrainte forte sur le planning de la réparation. L'injection doit être réalisée de mi-Mai à mi-Août ce qui conditionne l'ensemble des tâches ;
- la fenêtre, vis-à-vis du gradient, pour injecter est courte : 2 à 3 heures ;
- la période de réalisation (ambiance chaude) réduit le temps d'injection. La résine possède une durée pratique d'utilisation (DPU) qui diminue avec l'augmentation de la température (se référer aux fiches produit) ;
- elle est tributaire de la météo : pas d'injection si le gradient est faible. Ceci a pour conséquence d'allonger la tâche d'injection ;



- elle nécessite une parfaite connaissance de l'évolution du gradient sur l'ouvrage en corrélation avec l'ouverture des fissures afin d'être certain d'injecter lors des périodes d'ouverture maximale. Le risque est en effet de ré-ouvrir les fissures si le gradient avant la mise en tension devait s'avérer plus important que lors de l'injection ;
- elle peut être difficile à réaliser en cas de décalage temporel transversal du gradient thermique (cas d'un ouvrage à 2 nervures d'axe nord sud pour lequel les cycles d'ouvertures/fermetures sont décalés entre la nervure ouest et est).

### 6.2.6 - Reconstitution du monolithisme des sections - cas particulier des caissons en béton précontraint

L'expérience montre qu'il est difficile de reconstituer le monolithisme et l'intégrité des sections au droit des fissures injectées car cela dépend beaucoup de la pénétration effective de la résine dans les fissures (une résine très fluide a beaucoup de mal à pénétrer entre les parois d'une fissure espacées de moins de 1/10 mm). Il peut en résulter une distribution de l'effort de précontrainte additionnelle dans la section différente de la théorie.

Le concepteur de la réparation doit en tenir compte et envisager le cas échéant une réserve de compression adaptée à la fissuration.

Lorsque la fissuration longitudinale ou en « arêtes de poissons » est importante il peut être nécessaire de mettre en œuvre une précontrainte transversale préalablement à la mise en œuvre de la précontrainte longitudinale pour restituer le monolithisme. C'est également vrai dans le cas de fissures de poussée au vide.

### 6.2.7 - Contrôle de l'efficacité de la réparation

L'instrumentation mise en œuvre pour la détermination de l'état à vide et le suivi sous gradient thermique est utilisée, le cas échéant après avoir été complétée, pour s'assurer de l'efficacité de la réparation.

Cette instrumentation permet de mesurer le champ de contraintes induit par la précontrainte additionnelle. Lorsque les opérations de mise en tension sont de longue durée (dans le cas d'utilisation de vérins pour monotorons par exemple), la variation du champ de contraintes induite par les variations de températures rend l'analyse plus délicate (cf. annexe C électronique).

Elle permet également d'évaluer le comportement des sections sous chargement d'épreuves et de s'assurer du monolithisme retrouvé de l'ouvrage.

Il n'est pas rare toutefois de constater une répartition du champ de contraintes différente de la théorie car, même après injection, le monolithisme de l'ouvrage n'est pas parfaitement restitué. Pour autant, le torseur des efforts reste conforme à la théorie et, si certains points de la section sont moins comprimés, d'autres le sont davantage. Les résultats sont donc à analyser au cas par cas sachant qu'en outre, une relative uniformisation des contraintes normales dans le temps, est vraisemblable sous l'effet du fluage des points durs les plus comprimés et de la colle. L'expérience milite toutefois pour que le projet de réparation intègre une réserve de compression dans les zones fortement fissurées, de l'ordre de 0,5 MPa par exemple.

## 6.3 - La précontrainte transversale

### 6.3.1 - Généralités

#### 6.3.1.1 - Objectifs de la réparation

Des réparations ou renforcements par précontrainte transversale (verticale et/ou horizontale) additionnelle de structures en béton armé ou en béton précontraint sont envisageables pour :

- pallier une insuffisance vis-à-vis de la flexion transversale (par exemple insuffisance due à la poussée au vide de câbles de précontrainte intérieure dans les hourdis inférieurs des ponts caissons construits jusqu'au milieu des années 70) ;
- pallier une insuffisance vis-à-vis du cisaillement d'effort tranchant/torsion et/ou vis-à-vis du cisaillement de diffusion des efforts concentrés ;
- voire pour pallier une insuffisance vis-à-vis de ces deux phénomènes.

Cette technique n'est en général utilisée que lorsque la réparation et/ou le renforcement par matériaux composites collés n'est pas possible (nombre de couches excessif).



### 6.3.1.2 - Dispositions constructives

La précontrainte additionnelle peut être intérieure (Figure 43) à la structure (cas des caissons) ou extérieure (Figure 44). Elle peut être constituée de torons ou de barres.

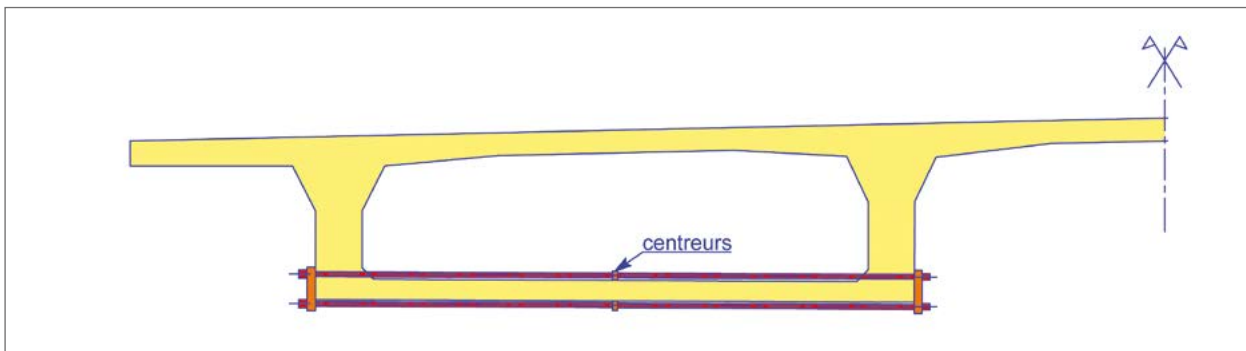


Figure 43 : Précontrainte transversale verticale additionnelle par barres disposées à l'intérieur de la structure



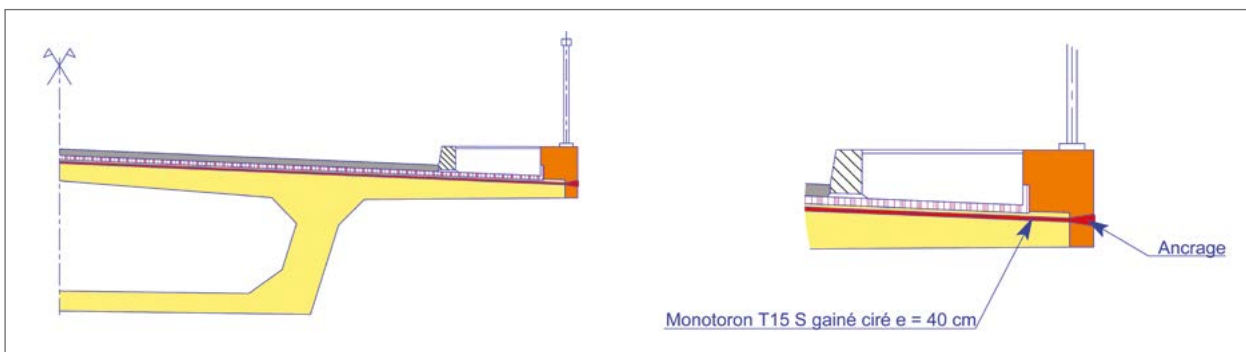
Figure 44 : Précontrainte transversale additionnelle par barres disposées à l'extérieur de la structure avec corsets déviateurs métalliques

Les torons sont particulièrement adaptés aux cas de réparation de hourdis inférieurs déformés dans la mesure où leur souplesse leur permet de s'adapter aux déformations et ainsi d'éviter des excentres parasites préjudiciables, moyennant la mise en œuvre de centreurs assurant le maintien de l'excentricité (Figures 45).



Figures 45 : Précontrainte transversale horizontale additionnelle à l'intérieur et à l'extérieur de la structure par torons avec dispositif de centrage au milieu du hourdis inférieur

Dans certains cas exceptionnels, la précontrainte peut être mise en œuvre à l'intérieur du béton, moyennant la création de rainures, dans les hourdis par exemple (Figures 46) ou de forages, par exemple dans les âmes, pour loger les barres ou torons (Figures 46).



Figures 46 : Précontrainte transversale additionnelle à l'intérieur du béton (en rouge)



Les ancrages peuvent être soit intérieurs au béton, soit extérieurs (Figure 47).

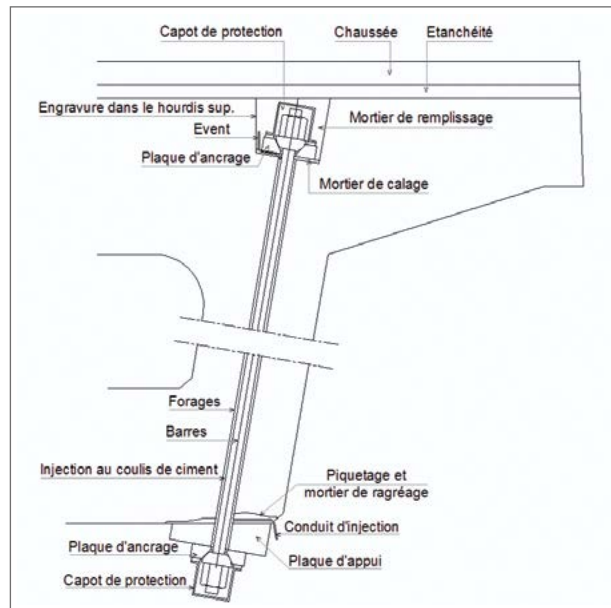


Figure 47 : Précontrainte transversale additionnelle à l'intérieur du béton Ancre intérieure au béton (en haut) et extérieure au béton (en bas)

Cette disposition constructive, plus délicate à mettre en œuvre que les précédentes, ne peut être envisagée bien sûr qu'en l'absence de câbles de précontrainte longitudinale interférant avec la précontrainte transversale additionnelle projetée. Elle présente un double intérêt :

- esthétique, les barres ou torons ne sont plus visibles ;
- mécanique, l'excentrement parasite de la précontrainte transversale additionnelle est réduit voire complètement supprimé.

### 6.3.1.3 - Mise en œuvre

Les nécessaires calages sous les plaques d'ancrages rendent souhaitables des reprises de tensions à 7 jours afin d'éviter des pertes de précontrainte parasites par tassement du mortier de calage et recul d'ancrage. En effet, compte tenu de la longueur très courte de ces barres et torons, tout déplacement au niveau des ancrages se traduit par des pertes de tensions importantes.

Lorsque la structure est fissurée et qu'une précontrainte longitudinale est également prévue, la précontrainte transversale (et l'injection préalable des fissures injectables avec un produit de classe F marqué CE selon la norme NF EN 1504-5) doit être mise en œuvre préalablement afin de restituer à la structure un monolithisme permettant une répartition correcte des efforts ultérieurs de la précontrainte longitudinale.

## 6.3.2 - Principes de dimensionnement

### 6.3.2.1 - Réparation ou renforcement vis-à-vis de la flexion transversale

Les principes développés ci-avant pour la flexion longitudinale restent applicables.

### 6.3.2.2 - Réparation ou renforcement vis-à-vis du cisaillement d'effort tranchant/de torsion et/ou vis-à-vis du cisaillement de diffusion des efforts concentrés

Dans le cas d'une insuffisance vis-à-vis des cisaillements, trois principales stratégies sont envisageables :

- soit diminuer l'intensité du cisaillement, en général en mettant en œuvre une précontrainte longitudinale inclinée qui par son inclinaison réduit l'effort tranchant ;
- soit améliorer la capacité de la structure à supporter les efforts, en général en mettant en œuvre des matériaux composites collés ou de la précontrainte transversale ;
- soit mettre en œuvre une combinaison de ces deux principes.



## Justification à l'ELU

Dans les zones fissurées, les calculs sont menés en retenant les inclinaisons de fissures effectivement mesurées sur la structure. Dans les autres zones, l'inclinaison des fissures est choisie notamment en fonction de la résistance de la bielle de béton correspondante.

### a) Vis-à-vis de l'effort tranchant/torsion

La justification à l'ELU supposant une fissuration du béton (treillis de Rither-Mörsch), il convient de vérifier la contrainte dans la bielle de béton et la quantité d'étriers en place.

On écrit l'équilibre du système bielle de béton, aciers passifs en place, précontrainte transversale, matériaux composites collés (Figure 48).

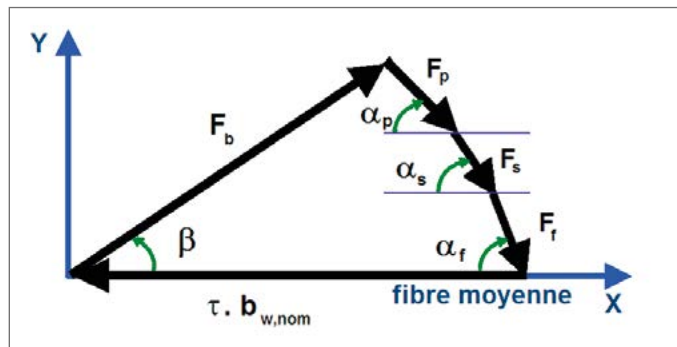


Figure 48 : Équilibre de la bielle

$$\tau \cdot b_{w,nom} = \left( F_p \cdot \frac{\sin(\alpha_p + \beta)}{\sin(\beta)} + F_s \cdot \frac{\sin(\alpha_s + \beta)}{\sin(\beta)} + F_f \cdot \frac{\sin(\alpha_f + \beta)}{\sin(\beta)} \right) \quad (15)$$

avec :

- $\tau$  contrainte de cisaillement ultime
- $b_{w,nom}$  la largeur nominale de l'âme ou du hourdis
- $F_b$  l'effort de compression dans la bielle de béton
- $F_p$  l'effort dans les armatures de précontrainte transversale
- $F_s$  l'effort dans les armatures passives
- $F_f$  l'effort dans les matériaux composites collés
- $\alpha_s$  l'angle (aciers passifs / fibre moyenne)
- $\alpha_p$  l'angle (précontrainte transversale / fibre moyenne)
- $\alpha_f$  l'angle (matériaux composites / fibre moyenne)
- $\beta$  l'angle (bielle de béton / fibre moyenne)

Les armatures de précontrainte transversale sont prises en compte dans l'équilibre du treillis avec les efforts de calcul suivants :

$$F_p = F_{pk} / \gamma_p \quad \text{si :}$$

- l'injection est réalisée au coulis de ciment ;
- la qualité de l'injection est satisfaisante ;
- les armatures et leurs conduits présentent une adhérence de forme.

$$F_p = 0,9 F_{pk} / \gamma_p \quad \text{si :}$$

- l'injection est réalisée au coulis de ciment ;
- la qualité de l'injection est satisfaisante ;
- mais les armatures et/ou leurs conduits ne présentent pas une adhérence de forme (barres lisses).



$F_p = A_p \cdot \sigma_{pm}$  avec  $\sigma_{pm}$  contrainte prise en compte lors de la justification aux ELS et  $A_p$  section des armatures de précontrainte transversale :

- si la protection n'est pas assurée par coulis de ciment mais par un produit souple par exemple ;
- ou si la protection est assurée par un coulis de ciment mais que la qualité de l'injection n'est pas satisfaisante.

**Nota :** Il est également envisageable de prendre en compte les surtensions de la précontrainte longitudinale dans l'équilibre de la bielle sauf si des investigations ont mis en évidence une très mauvaise injection des gaines.

#### *b) Vis-à-vis de la diffusion des efforts concentrés*

En l'absence d'indication précise dans les Eurocodes, les calculs peuvent être menés conformément aux règles du guide Sétra « Diffusion des efforts concentrés » de novembre 2006 (et son erratum 2008) [23].

Ce guide permet :

- soit d'effectuer une étude de la diffusion uniquement ;
- soit de traiter simultanément l'effort tranchant/torsion et la diffusion.

#### **Justification à l'ELS dans les zones non fissurées**

Pour les ouvrages en béton précontraint, dans les zones de structure ne présentant pas de fissuration d'effort tranchant, on cherchera en général à dimensionner la précontrainte transversale additionnelle pour que le niveau des contraintes de cisaillement à l'ELS caractéristique respecte le critère de l'annexe QQ de l'Eurocode 2 [3].

Le respect de ce critère est censé garantir la non-apparition de fissures d'effort tranchant/torsion.

L'annexe QQ autorise toutefois le dépassement de ce critère, c'est-à-dire accepte une éventuelle fissuration d'effort tranchant, sous réserve de la maîtrise de cette fissuration.

Dans ce cas, les principes exposés ci-après pour les zones présentant des fissures d'effort tranchant peuvent être appliqués, en choisissant l'angle d'inclinaison des fissures.

#### **Justification à l'ELS dans les zones fissurées**

Dans les zones présentant déjà des fissures de cisaillement, l'état de contraintes du béton n'est plus conforme à la théorie de l'élasticité en milieu non fissuré qui est l'hypothèse de base de la formule de l'annexe QQ. La vérification fixée par cette annexe consiste en effet à déterminer la plus grande contrainte principale de traction dans le béton et à s'assurer qu'elle reste inférieure à la résistance à la traction de ce dernier. Dans les zones fissurées, les calculs sont menés en retenant les inclinaisons de fissures mesurées directement sur la structure.

Plusieurs approches sont possibles :

- Ne rien faire sous réserve que la fissuration est théoriquement maîtrisée et que les ouvertures de fissures observées restent acceptables

L'annexe QQ de l'Eurocode 2 [3] n'exclut pas une fissuration de cisaillement mais demande que celle-ci soit maîtrisée selon les méthodes prévues par l'Eurocode 2 partie 1-1 § 7.3.3, ou l'Eurocode 2-1-1 7.3.4 et l'Eurocode 2-1-1 7.3.1 [3]. Toutefois, la référence à ces clauses ne donne aucune indication pratique pour effectuer le calcul complet d'ouverture de fissure. En l'absence de règle claire sur le sujet dans les Eurocodes, il est possible dans ce cas d'effectuer un calcul à l'ELS en section fissurée (équilibre du treillis de Rither-Mörsch) en retenant l'inclinaison réelle des fissures et en retenant pour les armatures une contrainte limite de 250 MPa.

- Protéger les fissures vis-à-vis de la pénétration d'agents agressifs

Il est également possible d'assurer la protection des armatures par injection, pontage ou application d'un revêtement général protégeant les fissures d'une pénétration d'agents agressifs en utilisant des produits admis au marquage CE selon la norme NF EN 1504-2 [12].

- Recomprimer les fissures par précontrainte transversale

La mise en œuvre de la précontrainte transversale intervient après injection des fissures (si celles-ci sont injectables) avec une résine de classe F marquée CE selon la norme NF EN 1504-5 [12]. Afin d'éviter une réouverture de la fissure d'effort tranchant, il convient de vérifier, sous l'effet des charges appliquées après polymérisation de la résine d'injection (précontrainte transversale, précontrainte longitudinale, charges d'exploitation, etc.) :



- la non-décompression de la résine dans le plan de la fissure sous combinaison caractéristique, voire fréquente, ( $\sigma$  perpendiculaire à la fissure  $> 0$ ) ;
- le non-dépassement de contrainte limite de cisaillement dans la résine ( $\tau < \tau_{lim \text{ résine}}$ ).

Enfin, des combinaisons de ces différentes approches sont également envisageables.

### 6.3.2.3 - Cumul des aciers passifs d'effort tranchant/torsion et des aciers passifs de diffusion des efforts concentrés

Tous les calculs sont menés à l'ELU mais l'Eurocode 2 [3] ne donne pas de règle concernant le cumul de ces aciers nécessaires vis-à-vis de l'effort tranchant/torsion et des aciers nécessaires vis-à-vis de la diffusion.

Le guide Sétra de juillet 2008 « Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton » [64] pages 171 et suivantes propose deux méthodes pour effectuer ce cumul :

- une méthode forfaitaire (méthode 1) lorsque les deux phénomènes sont étudiés séparément ;
- une méthode globale (méthode 2) lorsque les deux phénomènes sont étudiés ensemble conformément au guide Sétra sur la diffusion [23].

### 6.3.2.4 - Cumul des aciers passifs d'effort tranchant/torsion-diffusion et des aciers passifs de flexion transversale

Le guide Eurocode 2 du Sétra de juillet 2008 [64] propose également page 172 une méthode forfaitaire pour effectuer le cumul des aciers de cisaillement  $A_{cis}$  (effort tranchant/torsion et diffusion) avec les aciers de flexion transversale des faces supérieures et inférieures  $A_{flexion,sup}$  et  $A_{flexion,inf}$ .

Soient  $A_{sup}$  et  $A_{inf}$  les sections d'aciers respectivement en fibre supérieure et en fibre inférieure après cumul des aciers de cisaillement et de flexion :

$$A_{sup} + A_{inf} > \text{Max} \{ A_{cis} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,sup} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,inf} \}$$

et propose même une répartition des aciers sur les deux faces  $A_{sup}$  et  $A_{inf}$ .

$$A_{sup} > A_{cis} / 4 + A_{flexion,sup}$$

$$A_{inf} > A_{cis} / 4 + A_{flexion,inf}$$

$$A_{sup} + A_{inf} > A_{cis}$$

Le guide indique que d'autres répartitions des aciers de cisaillement sont possibles, notamment pour l'évaluation d'ouvrages existants. En application de cette indication, il est possible de se contenter de vérifier globalement la condition :

$$A_{sup} + A_{inf} > \text{Max} \{ A_{cis} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,sup} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,inf} \},$$

en retenant :

$$A_{sup} > A_{flexion,sup}$$

$$A_{inf} > A_{flexion,inf}$$

$$A_{sup} + A_{inf} > A_{cis}$$

**Nota :** Une approche non forfaitaire basée sur la prise en compte d'efforts concomitants reste bien sûr envisageable.

### 6.3.2.5 - Prise en compte de l'effort de précontrainte additionnelle

Une difficulté apparaît pour la mise en œuvre des principes de cumul énoncés ci-dessus. Ce point, qui concerne également les ouvrages neufs conçus avec une précontrainte transversale, n'est pas abordé par les Eurocodes.

En effet, l'effet bénéfique de la précontrainte transversale peut être pris en compte dans le calcul des quantités d'aciers nécessaires pour la reprise du cisaillement, mais également dans le calcul des quantités d'aciers nécessaires pour la flexion transversale.

Cet effet bénéfique ne doit pas être pris en compte deux fois.



Pour un ouvrage neuf, il est loisible de ne le prendre en compte que pour un des deux types d'aciers avant cumul.

Pour un ouvrage existant, les quantités d'acier en place doivent être utilisées de façon optimale et une analyse plus fine peut s'avérer nécessaire.

Ainsi, il est conseillé d'affecter une partie X % de l'effet de la précontrainte au calcul des aciers de cisaillement et l'autre partie (1-X %) au calcul des aciers de flexion. Le pourcentage X peut même varier le long de l'ouvrage afin de l'adapter au mieux aux aciers en place.

**Exemple de démarche possible pour la prise en compte de la précontrainte transversale dans le cumul des aciers au milieu de l'âme.**

Soit  $A_s$  la section d'aciers passifs en place sur les deux faces. Lorsque les aciers sont également répartis sur les deux faces (cas du milieu des âmes en général) on considère  $A_{sup} = A_{inf} = A_s / 2$ .

On veut vérifier :  $A_s = A_{sup} + A_{inf} > \text{Max} \{ A_{cis} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,sup} ; \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion,inf} \}$

$$A_{sup} \geq A_{flexion,sup}$$

$$A_{inf} \geq A_{flexion,inf}$$

**Étape 1**

On dimensionne la part de précontrainte transversale (X %) nécessaire pour vérifier :  $A_s = A_{cis}$

**Étape 2**

À l'issue de l'étape 1, la quantité  $A_s$  d'aciers en place est strictement égale à  $A_{cis}$ , la quantité  $A_{cis} / 2$  correspond alors à la section d'acier sur une seule face de l'âme.

Pour vérifier la seconde condition qui concerne une règle de cumul avec les aciers de flexion

$$A_s \geq \frac{1}{2} A_{cis} + A_{flexion}$$

On peut alors considérer que :

- la section  $\frac{1}{2} A_{cis}$  correspond à une face de l'âme
- et donc la totalité des aciers de l'autre face de l'âme est disponible pour le calcul en flexion fait en retenant la part restante de l'effet bénéfique de la précontrainte, à savoir (1-X %).

**Étape 3**

Si la quantité d'aciers disponible pour le calcul en flexion s'avère insuffisante, on augmente la quantité de précontrainte additionnelle ou on met en œuvre du matériau composite collé.

**Remarque**

Cette méthode s'applique directement pour le cas où c'est la « méthode 2 » du guide Sétra sur la diffusion [23] qui a été retenue pour le cumul des aciers de tranchant/torsion et de diffusion. En effet dans ce cas,

$$A_{cis} = \text{max} ( A_{diffusion-tranchant/torsion} ; A_{tranchant/torsion} )$$

Il est donc possible d'affecter X % de la précontrainte à chacun des deux termes dans la mesure où ils ne sont pas cumulés.

En revanche, dans le cas de la « méthode 1 » pour laquelle

$$A_{cis} = \text{max} ( A_{diffusion} ; \text{min} \{ 1,5A_{tranchant/torsion} ; A_{diffusion} + A_{tranchant/torsion} \} )$$

Il convient, de plus, de ne pas prendre en compte deux fois les X % de l'effort de précontrainte lorsque l'on considère  $A_{diffusion} + A_{tranchant/torsion}$





# 4 Conception des réparations et renforcements des ouvrages métalliques et mixtes

## 1 - Généralités - Application du principe des états-limites

La justification des réparations des ouvrages métalliques est conduite en appliquant avec adaptations les Eurocodes 3 et 4 [4, 5] pour ouvrages neufs et en se référant essentiellement au respect des états-limites ultimes de résistance et de fatigue. Sauf cas particuliers, la justification des critères de l'État-Limite de Service (ELS) n'est pas recherchée, ces critères n'étant généralement pas dimensionnants pour les structures usuelles.

Les Eurocodes 3 et 4 [4, 5] s'appliquent aux aciers modernes. En particulier, les vérifications de section proposées par les Eurocodes à l'État-Limite Ultime (ELU) s'appuient sur les caractéristiques de ductilité des aciers modernes et, pour un ouvrage existant, il convient de s'assurer de la capacité de plastification effective de la section (ductilité suffisante des matériaux notamment) si cette résistance plastique est recherchée. Ce principe de vérification de section en plasticité ne peut pas être retenu dans le cas de matériaux fragiles comme la fonte et le fer puddlé.

L'intérêt de la vérification à l'ELU réside dans le fait que l'évaluation du moment résistant ultime en flexion des sections droites d'une poutre est relativement fiable puisque beaucoup de particularités de comportement disparaissent avec la plastification généralisée du matériau, lorsque cela est admissible, alors que la répartition des contraintes sous charges de service dans ces sections est complexe (contraintes locales, traînage de cisaillement, etc.). Concernant les instabilités locales et les instabilités élastiques, les formats de justification proposés par les Eurocodes doivent être utilisés. Ces formats, qui bénéficient des résultats des études les plus récentes, peuvent d'ailleurs s'avérer plus sécuritaires que ceux des errements français antérieurs.

Pour ce qui concerne la fatigue, on soulignera qu'il est extrêmement difficile d'estimer la durée de vie résiduelle offerte par l'ouvrage réparé vis-à-vis de ce phénomène compte tenu de la sensibilité des résultats aux hypothèses retenues (précision des courbes de Wöhler, qualité des soudures, choix de la catégorie de détail, et surtout méconnaissance de l'historique de l'exploitation et du trafic, etc.).

### 1.1 - Matériaux

#### 1.1.1 - Généralités

Les ponts métalliques se caractérisent par une très grande diversité des typologies de structures alliée à une évolution historique des caractéristiques des matériaux. L'application des Eurocodes 3 et 4 [4, 5] nécessite des adaptations pour tenir compte de la spécificité du métal constituant l'ouvrage étudié et des techniques d'assemblage anciennes, telles que le rivetage, devenues aujourd'hui obsolètes, sauf dans le cadre d'opérations de réparation. Le matériau constitutif des ossatures métalliques des ponts a pu ainsi être successivement la fonte, le fer puddlé puis l'acier.

Les cas particuliers de la fonte et du fer puddlé sont présentés succinctement ci-après et un tableau synthétique de l'historique des caractéristiques de l'acier pour produits plats est proposé. Pour plus de précisions sur l'historique des matériaux, il convient de se reporter à l'annexe électronique A5 et à la bibliographie.

##### 1.1.1.1 - La fonte

Les ouvrages en fonte datent pour la plupart du XIX<sup>e</sup> siècle. La fonte concerne peu de ponts routiers encore en service et ne fera pas l'objet de développements. La fonte présente des caractéristiques mécaniques en traction très médiocres :

- limite d'élasticité :  $\sigma_e$  : 50 à 100 MPa ;
- résistance à la traction :  $\sigma_r$  : 100 à 150 MPa ;
- allongement à rupture : A : 1 à 8 % dans les meilleurs cas.



Sa résistance à la compression est meilleure et peut être évaluée de 500 à 700 MPa.

La fonte est un matériau fragile et considéré comme structurellement non soudable, très peu sensible à la corrosion.

### 1.1.1.2 - Le fer puddlé [~1830 - 1900]

Le fer puddlé est un matériau hétérogène présentant une structure grossière en bandes alternées de ferrite et d'impuretés souvent sous la forme d'oxydes associés ou non à des silicates divers.

Les plus mauvais fers puddlés présentent une structure feuilletée, ce qui les rend sensibles à la corrosion feuilletante, ils sont pratiquement non soudables structurellement et impropres au travail selon le travers court (épaisseur).

En revanche les meilleurs fers puddlés sont assez voisins des premiers aciers doux et peuvent être soudés moyennant la mise en œuvre de modes opératoires spécifiques. Leurs caractéristiques mécaniques demeurent assez irrégulières et, quand elles se rapprochent de celles de l'acier doux, elles s'en différencient toutefois en ce qui concerne un allongement à rupture nettement plus faible.

À titre indicatif, les valeurs suivantes des caractéristiques mécaniques peuvent être données :

- limite d'élasticité :  $\sigma_e$  : 200 à 300 MPa ;
- résistance à la traction :  $\sigma_r$  : 250 à 400 MPa ;
- allongement à rupture : A : 5 à 25 % dans le sens longitudinal, quasi-nul dans le sens transversal.

Le fer puddlé se caractérise par une teneur extrêmement réduite en carbone et en manganèse et par une concentration élevée en phosphore présent dans les scories.

En cas de recours au soudage, des précautions particulières doivent être prises. On pourra notamment se référer au guide STRRES FAME 1 « Réparation et rénovation des structures métalliques » [34].

### 1.1.1.3 - L'acier laminé pour produits plats

Le Tableau 8 établit la chronologie des principaux aciers structuraux utilisés sous forme de produits plats pour la fabrication des ouvrages d'art.

	Dates (indicatives)	Texte spécifiant les caractéristiques	Epaisseurs max (mm)	$R_e$ min (MPa)	$R_m$ min (MPa)	Remarques
<b>Fonte</b>	1800-1890	Règlement de 1891 (ferroviaire)	-	50	100	Pas de soudage structurel
<b>Fer puddlé</b>	1850-1900	Règlement de 1891 (ferroviaire)	~10	Premiers 340 Derniers 250	Premiers 360 Derniers 400 314 (L) 275 (T)	Risques liés à l'anisotropie du matériau et aux inclusions
<b>Premiers aciers</b>	1890-1915	Règlement de 1891 (ferroviaire)	~30	250 137	412	Risques liés à la présence d'azote, de soufre et de phosphore ainsi qu'au risque de dédoubleage
<b>Ac42</b>	1913-1960	CCG du 29 octobre 1913	~60	235	412	Risques liés à la présence d'azote, de soufre et de phosphore ainsi qu'au risque de dédoubleage
<b>et</b>						
<b>Ac54</b>	1930-1960	CCG du 7 février 1933	~50	353	530	L'Ac54 n'a quasi pas été utilisé



	Dates (indicatives)	Texte spécifiant les caractéristiques	Épaisseurs max (mm)	R <sub>e</sub> min (MPa)	R <sub>m</sub> min (MPa)	Remarques
<b>A42</b> et <b>A52</b>	1960-1970	Fascicule 4 titre III de 1962	~60 50	235 353 (e < 25 mm)	412 490 (16 < e < 30 mm)	Risques liés à la présence d'azote, de soufre et phosphore ainsi qu'au risque de dédoubleage
<b>E24</b> <b>E36</b> <b>E355</b>	1973-1990	NF A35-501 NF A35-502 NF A 36-201	150	355 (3 < e < 30 mm)	510	Bonne soudabilité. Le risque de dédoubleage disparaît peu à peu
<b>E460</b>	1973-1990	NF A 36-201	pm	pm	pm	Soudabilité complexe liée au carbone équivalent élevé Le E460 n'a quasi pas été utilisé
<b>S355</b>	1990-...	NF EN 10025 NF EN 10113-2 NF EN 10113-3 NF EN 10155 puis NF EN 10025-2 NF EN 10025-3 NF EN 10025-4 NF EN 10025-5	250 150 63 100 250 250 120 150	355 (e < 16 mm)	490 (3 < e < 100 mm) 470 (e < 100 mm) 450 490 (3 < e < 100 mm) 470 (3 < e < 40 mm)	Bonne soudabilité
<b>S460</b>	1993-...	NF EN 10113-2 NF EN 10113-3 puis NF EN 10025-3 NF EN 10025-4	150 63 250 120	460 (e < 16 mm)	550 (e < 100 mm) 530 540 (e < 40 mm)	Bonne soudabilité

(L) : Sens du laminage / (T) : Perpendiculaire au sens du laminage  
**Nota** : R<sub>e</sub> : limite d'élasticité minimale ; R<sub>m</sub> : résistance à la traction minimale

Tableau 8 : Chronologie des principaux aciers structuraux utilisés sous forme de produits plats pour la fabrication des ouvrages d'art

Les résistances sont données en MPa. Le tableau de l'annexe électronique A5 est davantage détaillé et fournit notamment les allongements à rupture en %. Pour les aciers les plus anciens, les valeurs de résistance données correspondent à la conversion des kg/mm<sup>2</sup> du texte de référence associé en MPa. En ce qui concerne les résistances, la gamme d'épaisseur correspondante est donnée entre parenthèses. Lorsqu'aucune gamme d'épaisseur n'est spécifiée, la valeur s'applique à l'ensemble des produits couverts par le texte.

Les dates indiquées correspondent généralement à la date de parution du texte de référence associé.

Les valeurs en vert sont issues des textes. Les valeurs en bleu sont issues de l'expérience.

### 1.1.2 - Historique des principes de justification

La comparaison des conditions de vérification des pièces dans les structures métalliques est difficile car les formats de justification ont évolué au cours du temps tant pour ce qui concerne les actions (et leur valeur représentative) à prendre en compte, les combinaisons de ces actions, les modèles de détermination des sollicitations et les vérifications à satisfaire.



Les règlements anciens englobent généralement dans une seule vérification, un ensemble de phénomènes contre lesquels on cherche à se prémunir. Ainsi les taux de travail des matériaux peuvent se trouver limités d'une part pour intégrer la dispersion des caractéristiques des anciens matériaux mais aussi pour tenir compte, par exemple, des instabilités élastiques et des phénomènes de fatigue. Des limitations particulières sont ainsi données pour certaines pièces exposées (pièces de pont, longerons, et entretoises des ponts-rails, pièces subissant des efforts alternatifs de traction/compression, etc.).

Le fascicule 61 titre V de 1970 [71] introduit le principe de pondération des sollicitations et non plus des contraintes ainsi que de nombreuses nouveautés : le critère de Von Mises pour les états de contrainte complexes, le coefficient de réduction pour le flambement, la vérification au voilement basée sur les contraintes critiques (que les projeteurs peuvent à l'époque déterminer à l'aide des abaques publiés par Klöppel).

Jusqu'à la publication du fascicule 61 titre V de 1972 [71] qui a introduit pour la première fois les méthodes de justification aux états-limites, les justifications sont réalisées dans le cadre de calculs aux contraintes admissibles. Dans le fascicule de 1972, les justifications du corps des pièces sont effectuées à l'état-limite ultime.

L'instruction du 21/07/1981 [72] autorise la plastification des sections mixtes à l'état-limite ultime sous moment positif en l'absence de risque d'instabilité.

En parallèle des évolutions des règles de calcul qui viennent d'être sommairement présentées, la nature même du métal employé a évolué (fonte, fer puis acier) et l'acier, employé de façon quasi exclusive à partir du début du XX<sup>e</sup> siècle, a connu des évolutions importantes de ses caractéristiques notamment à partir des années 1960.

Dès 1891 [68], le règlement stipule que la fonte en extension ne doit être admise que dans des cas tout à fait exceptionnels. Le fer n'apparaît plus dans le règlement de 1915 [69]. L'acier est autorisé dès le règlement de 1891 [68], sous réserve de présenter un allongement et une résistance à rupture suffisants (respectivement 22 % et 42 kg/mm<sup>2</sup>). Dans le règlement de 1915 [69], l'acier doit présenter des caractéristiques minimales fixées par le cahier des charges général du Ministère des Travaux Publics du 29/10/1913 [70] (Tableau 9).

Désignation	Charges en kg/mm <sup>2</sup> de la section primitive		Allongement de rupture mesuré entre repères
	à la limite d'élasticité	à la rupture	
Acier moulé	22	45	15 %
Aciers laminés, tôles unies, plats et barres rondes, carrées ou profilées	24	42	25 %
Rivets	20	38	28 %

Tableau 9 : Extrait du règlement de 1915 [69]

En 1960, le fascicule 61 introduit un relèvement très important des contraintes admissibles (18 kg/mm<sup>2</sup> pour un acier A42 contre 13 ou 14 kg/mm<sup>2</sup> auparavant). Ce relèvement souhaité par la Chambre syndicale des constructeurs métalliques en France (cf. article « Règlements de calcul des ponts métalliques » BPM n° 20 [74]) est devenu possible par une meilleure régularité des caractéristiques des aciers et par l'exemple des pays voisins. À partir de cette date, le niveau de sollicitation de l'acier dans un mode de fonctionnement élastique de la structure est donc celui que l'on connaît aujourd'hui à savoir une contrainte limite égale à la limite d'élasticité  $f_y$  en combinaison de type « état-limite ultime » ce qui revenait alors à limiter la contrainte à  $f_y/1,33$  en combinaison de type « état-limite de service ».

La plastification des sections mixtes sous moment positif a été autorisée par l'instruction du 21/07/1981 [72]. Ce principe ne garantissait plus contre un cumul de déformation sous les charges d'exploitation, une vérification à l'ELS devait être imposée. Ceci a posé un problème inédit. Fallait-il limiter les contraintes en service à  $f_y$  ou conserver une limite à  $f_y/1,33$  qui semblait avoir écarté jusqu'alors le risque de fatigue ? Finalement, c'est sur la valeur moyenne de  $f_y/1,15$  qu'un accord a été trouvé. Avec les Eurocodes et la formalisation de la vérification en fatigue, la contrainte limite de l'acier à l'état-limite de service est désormais fixée à  $f_y$ .

### 1.1.3 - Exigences des Eurocodes vis-à-vis de l'acier

L'application des formats de justification des Eurocodes suppose que le métal satisfasse à un certain nombre d'exigences rappelées ci-dessous.



### 1.1.3.1 - Exigences de ductilité

(Eurocode 3 partie 1-1 § 3.2.2 alinéa (1) [4])

Le métal doit présenter une ductilité minimale, ce qui se traduit par trois critères :

- le rapport de la résistance ultime  $f_u$  sur la limite d'élasticité  $f_y$  doit être supérieur à 1,1 ;
- l'allongement à la rupture doit être supérieur ou égal à 15 % ;
- la déformation à la rupture doit être supérieure ou égale à 15 fois la déformation élastique.

Ces exigences autorisent notamment à envisager des plastifications dans la justification des sections.

Ces exigences sont généralement satisfaites pour les aciers de construction métallique produits en France depuis l'apparition de l'acier dans les ponts (ainsi, les exigences minimales fixées pour l'acier laminé dès 1915 permettent théoriquement de satisfaire ces critères).

Dans la justification des réparations ou des renforcements, on considérera que ces exigences sont acquises pour les aciers de charpente métallique depuis 1960.

Avant 1960, il est nécessaire de procéder à une expertise des caractéristiques mécaniques du matériau en place dans l'ouvrage selon les principes qui sont développés ci-après.

Si les exigences de l'Eurocode ne sont pas vérifiées ou en cas de doute, **il ne sera pas possible d'envisager la vérification des sections sur la base d'une résistance plastique.**

### 1.1.3.2 - Ténacité à la rupture

La ténacité peut être définie comme la capacité à s'opposer à la propagation d'une fissure sous un chargement. Les paramètres pertinents permettant de caractériser la ténacité dans les structures métalliques sont généralement le facteur d'intensité de contrainte critique  $K_{Ic}$ , le CTOD ou l'intégrale  $J$  critique  $J_c$ .

La ténacité dépend de la température du matériau, de la vitesse de déformation et des dimensions des composants. Elle diminue avec une augmentation de l'épaisseur des plats.

Les paramètres caractérisant la ténacité sont déterminés à partir d'essais grandeur réelle ou à échelles réduites sur des échantillons normalisés (NF EN ISO 12737) [48]. Ces paramètres sont nécessaires lorsque l'on met en œuvre des méthodes d'évaluation avancées basées sur la mécanique à la rupture.

Actuellement, les normes produits (NF EN 10025) [49] emploient les valeurs d'énergie obtenues par essai de flexion par choc sur éprouvettes Charpy (essai normalisé défini par la norme ISO 148 [52]) pour classer la qualité des aciers. Les paramètres mesurés lors de l'essai sont la température d'essai  $T$  et l'énergie  $K_v(T)$  absorbée lors de l'impact qui est fonction de la température. Les résultats sont des indicateurs de la ténacité. Dans la norme NF EN 10025 [49], la spécification sur la qualité des aciers se présente sous la forme d'une température à laquelle l'acier doit présenter une énergie de rupture par choc supérieure à 27J ou 40J suivant la qualité de l'acier retenue.

Pour les aciers doux anciens et pour le fer puddlé, les corrélations entre les valeurs d'énergie Charpy et les valeurs de ténacité proposées par Sanz [40] au cours des années 1970 ne sont généralement pas valides.

On notera que depuis le milieu des années 1960, les exigences relatives aux valeurs d'énergie Charpy pour les aciers utilisés pour les ponts sont sensiblement les mêmes, il est cependant possible d'obtenir aujourd'hui des tôles plus épaisses et des nuances plus élevées.

En outre, les aciers produits actuellement présentent le plus souvent des valeurs d'énergie aux températures d'essai normalisées bien supérieures à celles strictement exigées.

### 1.1.3.3 - Soudabilité des aciers

La soudabilité des aciers actuels n'est pas une exigence spécifique des Eurocodes, elle est garantie par les caractéristiques même de ces aciers qui sont élaborés dans un objectif d'assemblage par soudage. L'augmentation de la soudabilité des aciers a été l'un des gros progrès de la sidérurgie au cours de la deuxième moitié du XX<sup>e</sup> siècle. Ce souci n'existait pas pour les matériaux métalliques anciens dont l'assemblage était réalisé par rivetage ou boulonnage. Ainsi, pour les premiers aciers assemblés par rivetage, il n'y avait pas d'exigences relatives à la composition chimique, contrairement



à ce qui se fait aujourd'hui. *A contrario*, certains types de défauts liés au procédé d'élaboration bien connu à l'époque ne sont plus pris en compte dans les textes actuels car les procédés évoluant, les aciers ne présentent plus ce type de défaut. On peut ainsi citer le cas de la délamination des tôles, défaut spécifique aux produits issus de la coulée en lingots qui a été remplacée par la coulée continue au début des années 1980.

La facilité de réalisation d'une soudure est gouvernée par trois facteurs : les caractéristiques des aciers (soudabilité métallurgique), les techniques pouvant être mises en œuvre (soudabilité opératoire) et la configuration de l'assemblage (soudabilité globale). Dans le cas d'une réparation, la soudabilité métallurgique étant fixée, il sera plus ou moins nécessaire de jouer sur les deux autres aspects pour faciliter l'obtention d'un joint ayant les caractéristiques recherchées.

Les principaux facteurs limitant la soudabilité métallurgique sont :

- le carbone équivalent ;
- les teneurs en soufre, phosphore et azote ;
- la présence de défauts de compacité, notamment de dédoubleure ou de feuilletage ;
- le type d'inclusions et leur quantité.

Les désordres qui peuvent en découler pour la soudure sont principalement l'apparition de fissures (de façon immédiate « fissuration à chaud » ou retardée « fissuration à froid ») ainsi que la décohésion d'une des tôles (arrachement lamellaire).

Avant toute opération de soudage, il est nécessaire d'évaluer la soudabilité du métal. Cette soudabilité est évaluée par une analyse chimique (carbone équivalent) et par un examen métallographique (caractérisation de la propreté et de la microstructure de l'acier) si les éléments du dossier de l'ouvrage ne permettent pas de la déterminer.

#### 1.1.3.4 - Propriétés dans le sens de l'épaisseur (pièces sollicitées dans le sens travers)

Les tôles soumises à des efforts dans le sens travers doivent avoir des caractéristiques particulières évitant la délamination. Les critères de choix des propriétés sont donnés par l'Eurocode 3-1-10 [4] et la classe de qualité est donnée par la norme NF EN 10164 (qualité Z) [51]. La qualité de l'acier vis-à-vis de cette propriété peut être recherchée si la réparation ou le renforcement envisagé sollicite les pièces en place dans le sens de leur épaisseur. Des essais de caractérisation sont nécessaires (*cf.* normes NF EN 10164 et EN ISO 6892-1 [51,53]).

Il est courant d'être confronté à ce risque de délamination pour les aciers produits avant l'apparition de la coulée continue dans les années 1980.

Dans le cadre d'une réparation ou d'un renforcement, il est possible de contrôler par ultrasons, avant soudage, l'absence de délamination ou de lits d'inclusion dans la tôle à l'emplacement de la soudure.

### 1.1.4 - Prises en compte des dimensions et des propriétés physiques et mécaniques des matériaux

#### 1.1.4.1 - Données géométriques

Les épaisseurs prises en compte pour dimensionner les réparations sont les épaisseurs nominales données par les plans de l'ouvrage ou les épaisseurs résiduelles mesurées *in situ*, tenant compte de la perte de section éventuelle par corrosion.

#### 1.1.4.2 - Propriétés physiques des matériaux

De façon classique, on considère les valeurs suivantes des propriétés physiques de l'acier :

- module d'élasticité :  $E = 200\ 000$  à  $210\ 000$  MPa ;
- coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$  ;
- coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 1,0$  à  $1,2 \cdot 10^{-5}$  m/°C/m.

#### 1.1.4.3 - Propriétés de résistances mécaniques des matériaux

Les valeurs caractéristiques de la limite d'élasticité  $f_y$  et de la résistance ultime  $f_u$  sont issues de la phase d'évaluation de l'ouvrage. Il s'agit des principales données utilisées dans les calculs de justification des réparations.

Des valeurs sont proposées dans le tableau joint en annexe électronique A.5 en fonction de l'historique des textes de référence ou de l'âge de l'ouvrage.



Les valeurs mentionnées dans le dossier de l'ouvrage sont utilisées si elles sont justifiées par des essais de réception lors de l'exécution ou par la garantie du respect d'un référentiel technique, dans ce cas on utilise les caractéristiques données par le texte de référence. Ce principe est applicable aux ponts construits à partir du début des années 1960.

À défaut d'éléments tangibles :

Si on dispose de données jugées incomplètes mais non contradictoires dans le dossier de l'ouvrage (notes de calcul ou plans donnant des caractéristiques qui paraissent plausibles compte tenu de la date de construction de l'ouvrage), des essais de confirmation sur prélèvements circulaires de petites dimensions de l'ordre de 4 à 6 cm de diamètre sont réalisés (essais de dureté, analyses chimiques et métallographies). Une caractérisation par éléments supposés être du même matériau est généralement suffisante. En cas de doute, des essais de traction sur échantillons prélevés sur ouvrage peuvent être réalisés (la position et la forme des prélèvements devront être déterminées de façon à ne pas générer d'endommagement dans la structure). Là encore, une caractérisation par éléments supposés être du même matériau est généralement suffisante. Les données disponibles permettent de limiter les prélèvements en raisonnant par zones de même caractéristiques théoriques :

- pour les ouvrages postérieurs à 1960 : on adopte les caractéristiques correspondantes du texte de référence en vigueur à la construction de l'ouvrage ;
- pour les ouvrages antérieurs à 1960, on adopte les éléments du dossier d'ouvrage ou l'on détermine, avec prudence, les valeurs caractéristiques des matériaux à partir des résultats d'essais, si ces résultats ne confirment pas les valeurs du dossier d'ouvrage.

Si aucune donnée n'est disponible, il convient d'établir un plan de prélèvements qui résulte d'un compromis entre la nécessité de minimiser le nombre de prélèvements destructifs et celle de disposer d'une vision suffisamment représentative des caractéristiques de l'ouvrage.

- pour les ouvrages postérieurs à 1960, on estime les caractéristiques du métal sur la base d'essais de dureté, d'analyses chimiques et de métallographies qui permettront d'en déterminer la nuance (une caractérisation par éléments supposés être du même matériau) ; en cas de doute, des essais de traction peuvent être réalisés (une caractérisation par éléments supposés être du même matériau) ou l'on peut retenir la nuance de qualité immédiatement inférieure à celle déterminée. Les valeurs caractéristiques sont celles données, pour la nuance retenue, par le texte de référence en vigueur à la construction de l'ouvrage ;
- pour les ouvrages antérieurs à 1960, on estime les caractéristiques du métal sur la base d'essais de traction sur prélèvements accompagnés d'essais de dureté, d'analyses chimiques, de métallographies ayant notamment pour objet de vérifier l'homogénéité de la nature du métal dans la structure (une caractérisation par éléments supposés être du même matériau). Les valeurs caractéristiques sont déterminées avec prudence ; dans le cas où des essais de traction ne sont pas possibles du fait de leur caractère destructif, des valeurs forfaitaires peuvent être fixées sur la base des résultats des essais de dureté, des analyses chimiques et des métallographies et en tenant compte des spécificités de l'ouvrage : date de construction, localisation (information susceptible de fournir une indication sur l'origine possible du métal utilisé), etc.

Les références [41], [42], [43], [44] et [47] proposent de caractériser les matériaux sur la base d'échantillons circulaires de petites dimensions (diamètre 45 à 60 mm). En particulier, il est proposé de réaliser un essai de traction sur des éprouvettes miniatures, ce qui nécessite des moyens d'essais particuliers. Les études menées par le Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) ont montré une très bonne corrélation entre les résultats des essais de traction obtenus sur ces échantillons de petite dimension (Figure 49) et ceux obtenus avec le même matériau sur des éprouvettes normalisées [41].

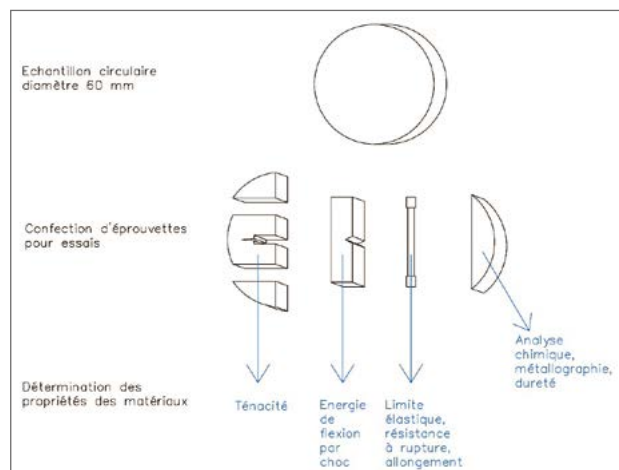


Figure 49 : Détermination des propriétés des matériaux à partir d'éprouvettes de dimension réduite



Pour la détermination de caractéristiques à partir des données statistiques et sur la base des essais réalisés, il est possible de s'appuyer sur le document [43] qui rassemble les essais réalisés sur 113 échantillons de fer puddlé et 964 échantillons en acier doux.

Concernant l'acier, il est généralement possible de considérer, à défaut d'autres éléments d'information, une valeur caractéristique pour la limite élastique au moins égale à 220 MPa.

Les documents [44] et [47] proposent, sur la base de diverses investigations et études réalisées sur des ouvrages à l'échelle européenne, des valeurs de référence qui peuvent être retenues pour des études d'évaluation préliminaires et en l'absence de données spécifiques. Les valeurs de référence proposées sont les suivantes :

Pour le fer puddlé et les aciers doux anciens avant 1925, les valeurs de référence proposées, qui peuvent être considérées comme des valeurs caractéristiques, sont les suivantes :

- limite d'élasticité  $f_y = 220 \text{ N/mm}^2$  ;
- limite ultime  $f_u = 320 \text{ à } 380 \text{ N/mm}^2$  (dans la direction de corroyage<sup>(2)</sup>) ;
- allongement ultime (dans la direction de corroyage) ;
  - fer puddlé : 12 % ;
  - aciers anciens : 20 %.

Dans la direction perpendiculaire au corroyage, les valeurs de référence de la limite ultime, d'élasticité et d'allongement ultime sont largement réduites pour le fer puddlé et légèrement pour les aciers anciens par rapport aux valeurs des aciers actuels.

Les coefficients partiels recommandés dans [47] sont respectivement :

- $\gamma_{M0} = 1,20$  pour le fer puddlé (matériau anisotrope avec allongement ultime faible) ;
- $\gamma_{M0} = 1,10$  pour les aciers anciens.

Pour les aciers doux élaborés depuis 1925, les valeurs de référence proposées, qui peuvent être considérées comme des valeurs caractéristiques, sont les suivantes :

- limite d'élasticité  $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$  ;
- limite ultime  $f_u = 370 \text{ à } 460 \text{ N/mm}^2$ .

Le coefficient partiel recommandé est  $\gamma_{M0} = 1,10$ .

## 1.2 - Historique des modes d'assemblages et de leurs règles de justification

Les trois principales techniques d'assemblages des ponts qui peuvent être distinguées au cours du temps sont les suivantes :

- les rivets ;
- les boulons précontraints ;
- la soudure.

Les boulons ordinaires ont également été utilisés au XIX<sup>e</sup> siècle et au début XX<sup>e</sup> siècle mais de façon plus marginale et il ne subsiste que peu d'ouvrages assemblés de la sorte en France métropolitaine (cf. Guide STRRES FAME 1 - § 2.3.1) [34]. L'assemblage par boulons ordinaires est désormais proscrit pour les ponts et le fascicule 66 du CCTG limite les boulons précontraints à la classe 10.9.

En réparation ou renforcement, les boulons injectés peuvent être utilisés, ils sont mentionnés dans l'Eurocode 3 partie 1-8 [4] et dans la norme NF EN 1090-2 (annexe K) [56].

La justification des assemblages dans les projets de réparation ou de renforcement est conduite en appliquant les Eurocodes. Les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des organes d'assemblage sont déterminées à partir des textes de référence en vigueur au moment de la construction de l'ouvrage concerné et/ou des résultats d'essais de caractérisation sur prélèvements.

Ci-après un bref historique de la prise en compte des assemblages dans les règlements de calcul est présenté.

(2) Le corroyage est une opération effectuée à chaud, à température modérée ou à température ambiante, et permet par déformation appropriée d'obtenir des produits ou demi-produits à la forme désirée. Les déformations par corroyage sont réalisées par des procédés de transformation tels que le laminage, le forgeage, le matriçage.



### 1.2.1 - Les rivets

Les assemblages dans les ponts au XIX<sup>e</sup> siècle et au cours de la première moitié du XX<sup>e</sup> siècle sont essentiellement réalisés par rivetage et dans une moindre mesure par boulons ordinaires.

Les premières prescriptions sur la qualité des rivets sont apparues dans le règlement de 1891, elles concernent à la fois les rivets en acier et les rivets en fer. En 1915, le règlement fixe pour la première fois les contraintes admissibles dans les rivets en distinguant le cisaillement et l'extension, les rivets en fer n'apparaissent alors plus.

Le règlement de 1960 [71] introduit deux classes de qualité des rivets : R38 (pour l'assemblage de pièces en acier Ac42) et R42 (pour l'assemblage de pièces en acier à haute résistance). Les critères de justification évoluent, il est ainsi tenu compte de la possibilité de changement de sens de l'effort sollicitant et une vérification de la pression diamétrale exercée par le rivet sur les tôles à assembler est introduite. Ce règlement précise également les dispositions constructives à respecter (espacement des rivets, conditions de pince) qui seront reprises à l'identique par les règlements français suivants.

Le règlement de 1970 [71] modifie uniquement la désignation des rivets (R38 devient A37 et R42 devient A52R). Le règlement de 1972 modifie la section du rivet à considérer dans les justifications qui est maintenant fonction de l'épaisseur des tôles à assembler.

En avril 1978, la norme NF P22-410 « Construction métallique – Assemblages rivés – Dimensions constructives – Calcul des rivets » [54] est éditée (révisée en janvier 1982). Cette norme s'applique à la construction, au renforcement ou à la réparation des ouvrages en acier. Le fascicule 66 du CCTG [57] spécifie alors de retenir la classe 2 de la norme, à savoir la classe la plus sévère. Les conditions de sécurité de la norme sont identiques à celles du fascicule 61 titre V de 1972 [71].

Les Eurocodes définissent les résistances de calcul des rivets pour ce qui concerne la résistance de calcul au cisaillement par plan de glissement, la résistance de calcul à la traction et la résistance de calcul à la pression diamétrale. Les résistances de calcul des rivets sont déterminées à partir de la résistance à la rupture. Un format de vérification en cas de combinaison de cisaillement et de traction est également fixé. Les Eurocodes modifient légèrement les dispositions antérieures relatives à l'entraxe de rivets et aux pinces. Pour ce qui concerne la fatigue, les Eurocodes ne fixent pas de classe de détail spécifique aux rivets et il convient de se reporter notamment au document cité en référence [42].

### 1.2.2 - Les boulons précontraints

Les boulons précontraints ont fait leur apparition au cours des années 1950 pour des utilisations qui concernaient essentiellement la réparation et le renforcement de ponts rails rivetés. L'utilisation dans les ouvrages neufs a débuté dans les années 1960 et a été introduite par un complément au fascicule 61 titre V de 1960 datant du 14/09/1967.

Le fascicule 61 titre V de 1970 [71] intègre les clauses relatives aux conditions de sécurité des assemblages boulonnés. Ces assemblages doivent alors être vérifiés en service, vis-à-vis de la sécurité au glissement, sous l'action de la précontrainte et à la rupture après glissement pour ce qui concerne la résistance à la pression diamétrale. L'effort résistant admissible est déterminé sur la base de l'effort de précontrainte.

La norme NF P22-460 « Assemblages par boulons à serrage contrôlé – Dispositions constructives et vérification des assemblages » [55] reprend les principes de vérification du fascicule 61 titre V et propose le même niveau de sécurité pour les assemblages de classe 2 selon cette norme. Cette norme s'applique à la construction, au renforcement ou à la réparation des ouvrages en acier. Le fascicule 66 du CCTG [57] spécifie alors de retenir la classe 2 de la norme, à savoir la classe la plus sévère.

Les Eurocodes intègrent les boulons précontraints comme organe d'assemblage dans les ponts en cohérence avec les normes produits relatives à la fourniture de ces boulons, la norme d'exécution EN 1090-2 [56] et le fascicule 66 du CCTG [57]. Les critères de vérification des assemblages boulonnés sont, comme pour les règlements précédents, basés sur la vérification de la résistance au glissement et à la pression diamétrale. Les efforts résistants au glissement donnés par les Eurocodes sont très proches de ceux obtenus par l'application des règles françaises antérieures. On notera qu'ils intègrent un coefficient de frottement, donné par la norme NF EN 1090-2 [56], qui est légèrement supérieur pour ce qui concerne les surfaces grenonnées ou sablées (0,50 pour 0,45 antérieurement).

Les Eurocodes fournissent les classes de détail en fatigue des assemblages boulonnés.



### 1.2.3 - La soudure

Si les préoccupations sur l'aptitude à la soudabilité des aciers sont progressivement apparues à partir des années 1930 parallèlement au développement des techniques de soudage et des recherches sur la soudabilité métallurgique des aciers, ce sont les évolutions mises en pratique au début des années 1950 qui ont permis le développement des assemblages soudés dans les ponts (pont d'Oissel sur la Seine en 1948, pont Corneille à Rouen en 1950). Ces assemblages soudés étant alors essentiellement réalisés en atelier. Les progrès réalisés sur l'élaboration des aciers dit modernes (aciers soudables dont les nuances ont fait l'objet de normalisation selon la norme NF EN 10025-1 « aciers de construction d'usage général » de 1973 [50]) ont progressivement permis la généralisation du soudage tant en atelier que sur chantier à partir du milieu des années 1970.

Le recours à la soudure comme moyen d'assemblage fait l'objet de règles de justification pour la première fois dans le fascicule 61 titre V de 1960 [71]. Les contraintes admissibles pour les soudures de chantier sont alors plus faibles que pour les soudures d'atelier. En outre, si les contraintes calculées dans une soudure changent de signe en service, elles doivent être majorées, ce qui est une première prise en compte de la fatigue. Le fascicule 61 titre V de 1970 [71] supprime la distinction entre les soudures de chantier et les soudures d'atelier.

Les Eurocodes fournissent l'ensemble des règles nécessaires à la justification des assemblages soudés.

### 1.2.4 - Les boulons injectés

Les Eurocodes fournissent également les règles relatives au dimensionnement des boulons injectés (Figure 50 et Figure 51). La technique du boulon injecté a été développée par la SNCF pour la réparation d'organes d'assemblages des ouvrages rivetés. Cette solution est intéressante sur le plan du fonctionnement mécanique de l'assemblage, puisque l'espace existant entre le trou et le boulon est injecté à l'aide d'une résine époxydique, permettant ainsi au boulon de fonctionner en cisaillement, comme les autres rivets de l'assemblage. Ce procédé utilisé depuis plusieurs années semble donner satisfaction.

Le remplissage du jeu se fait par un trou usiné dans la tête de boulon. L'air est chassé soit à l'aide d'évents usinés dans la rondelle associée à l'écrou du boulon, soit dans les tôles de l'assemblage. Les interstices de l'assemblage sont colmatés à l'aide d'un cordon d'étanchéité (type silicone) de manière à éviter le ressuage de la résine. Après la prise complète de la résine, l'assemblage est résistant aux efforts de cisaillement et fonctionne ainsi comme un rivet. Les boulons injectés sont mentionnés dans l'Eurocode 3 partie 1-8 et dans la norme NF EN 1090-2 (annexe informative K) [56].

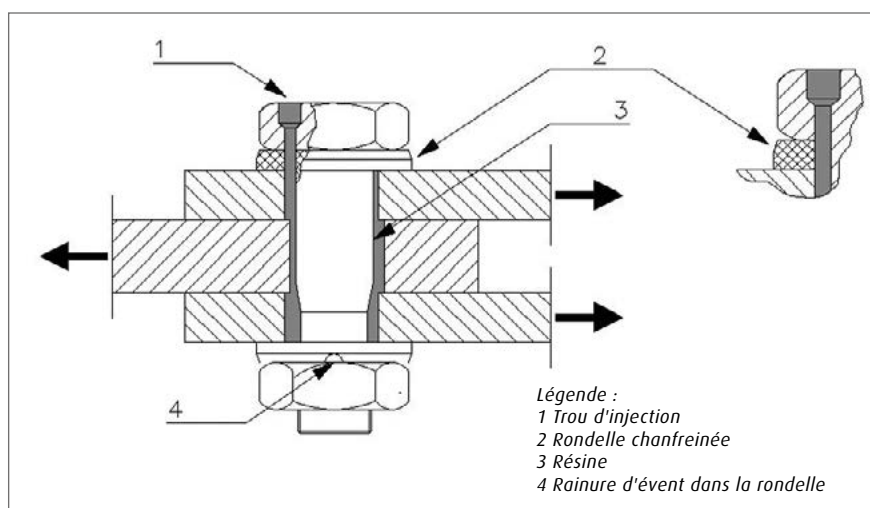


Figure 50 : Figure K1 de la norme NF EN 1090 A2 (2011-10) : Boulon injecté dans un assemblage à double recouvrement



Figure 51 : Coupe d'un boulon injecté

### 1.3 - Durabilité

Il convient de concevoir les réparations de telle sorte que leur mise en œuvre puisse être effectuée de manière satisfaisante, dans le respect des bonnes dispositions constructives, notamment des dispositifs d'évacuation des eaux de ruissellement (pièges à eau), et que l'accès pour l'inspection et la maintenance reste possible.

Si des éléments ne peuvent pas être inspectés, il convient d'en tenir compte dans la justification en fatigue et notamment au travers de la valeur du facteur partiel de résistance à la fatigue  $\gamma_{MF}$  proposée par le tableau 3.1 de l'Eurocode 3 partie 1-9 (3) (Tableau 10) [4] et de prévoir une surépaisseur appropriée vis-à-vis de la corrosion.

Méthode d'évaluation	Conséquence de la ruine	
	Conséquences peu importantes	Conséquences importantes
Tolérance de l'endommagement	1,00	1,15
Durée de vie sûre	1,15	1,35

Tableau 10 : Valeurs recommandées pour les facteurs partiels de résistance à la fatigue

### 1.4 - Analyse structurale

Le principe général est d'appliquer les règles d'analyse structurale des Eurocodes 3 et 4.

Les réparations ou les renforcements sont en général justifiés sur la base d'un modèle élastique linéaire. Une analyse plastique peut être envisagée pour justifier des situations de projet accidentelles. Une approche plastique n'est en général pas recommandée pour justifier les situations de projet durables et transitoires. Dans le cas où cette approche est retenue pour justifier l'ouvrage à l'ELU en combinaison fondamentale, il devient alors nécessaire de vérifier que la structure reste élastique à l'ELS, en tenant compte des moments résiduels résultants du déchargement de l'ELU. Les documents [43], [44] et [47] proposent une démarche d'évaluation avancée basée sur la prise en compte de la formation de rotules plastiques sur les appuis intermédiaires d'un tablier à travées continues.

Dans tous les cas, une analyse plastique nécessite de respecter les critères donnés par l'Eurocode 3 partie 1-1 § 5.6 [4]. La section transversale où se forme la rotule plastique doit notamment posséder une capacité de rotation qui ne soit pas inférieure à celle requise à cet emplacement. Dans une barre uniforme, cela suppose notamment que la section transversale soit de classe 1 au sens des Eurocodes et que le risque d'instabilité par déversement soit écarté.

L'analyse plastique est proscrite pour les structures constituées de matériaux fragiles tel que la fonte et le fer puddlé. L'analyse de la structure peut être réalisée sur la base d'un calcul au premier ordre utilisant sa géométrie initiale si le critère suivant est satisfait (cf. § 5.2.1 de l'Eurocode 3 partie 1-1) [4] :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{pour l'analyse élastique} \quad (16)$$

$\alpha_{cr}$  : coefficient par lequel la charge de calcul devrait être multipliée pour provoquer l'instabilité élastique dans un mode global ;

$F_{Ed}$  : charge de calcul ;

$F_{cr}$  : charge de flambement critique élastique pour l'instabilité dans un mode global.



Pour un tablier de pont ne subissant pas d'effort normal significatif, comme les tabliers des ponts mixtes acier / béton, une approche basée sur un calcul premier ordre est, sauf cas particulier, suffisante pour ce qui concerne l'analyse globale.

Sauf structures particulières, les effets du comportement des assemblages sur la distribution des sollicitations dans la structure et sur les déformations globales peuvent être négligés. Les assemblages classiques sont supposés rigides et en capacité de transmettre l'effort.

Il est recommandé de réaliser des modélisations suffisamment fines de la structure de façon à dégager, le cas échéant, des réserves non prises en compte dans le dimensionnement d'origine, par exemple dans l'évaluation de la répartition transversale des charges. Pour confirmer la pertinence de la modélisation, des essais de chargement avec instrumentation (mesure de flèche, extensométrie) peuvent être réalisés.

Pour l'évaluation des instabilités élastiques, il existe des logiciels spécifiques ou l'on peut avoir recours à des modélisations par éléments finis pour déterminer les modes de flambement ou voilement. Certains logiciels sont gratuits comme Ebplate, Ltbeam (CTICM) ou le logiciel Code\_Aster (EDF R&D) (cf. exemple en Figure 52).

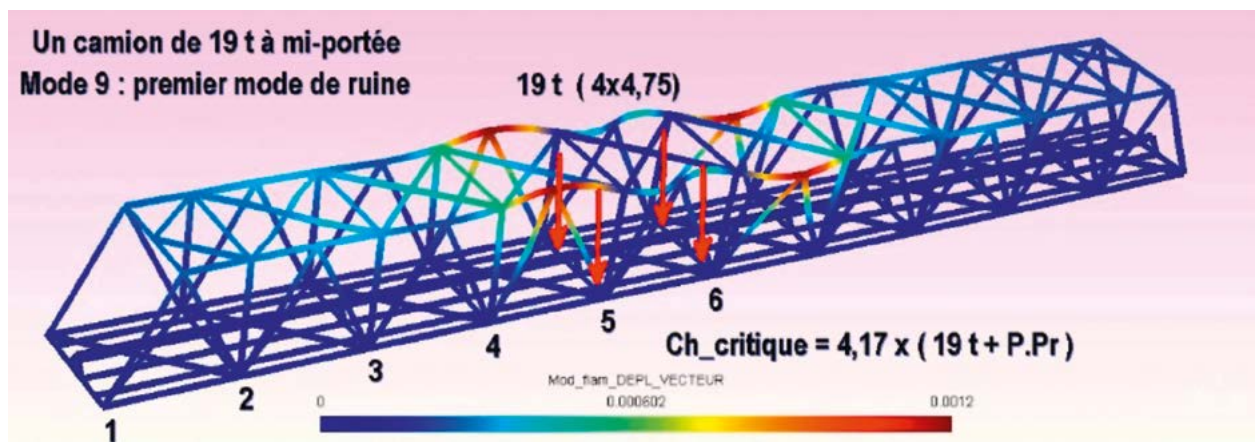


Figure 52: Exemple de mode d'instabilité élastique déterminé à partir de Code\_Aster

Pour des études locales, dans des zones de géométrie complexe (zones de raidissage notamment) ou d'introduction d'efforts localisés (zones d'appui provisoire ou définitif, zones de vérinage), il est souvent pertinent, voire nécessaire, d'avoir recours à une modélisation par éléments finis. La modélisation ne concerne qu'une partie de la structure, les chargements appliqués et les conditions aux limites introduites sur l'élément modélisé sont alors généralement issus du modèle d'analyse structurale général de la structure.

D'une manière générale, il est recommandé de se référer à l'Eurocode 3 partie 1-5 annexe C [4] pour les calculs par la méthode des éléments finis.

## 1.5 - États-Limites ultimes

### 1.5.1 - Généralités

La justification à l'ELU des structures métalliques repose sur la vérification des critères suivants :

- la résistance des sections transversales avec prise en compte de l'interaction des efforts ;
- la résistance des éléments aux instabilités ;
- la résistance à la rupture des sections transversales en traction ;
- la résistance des assemblages.

### 1.5.2 - Résistance des sections transversales

L'évaluation de la résistance des sections transversales est basée sur l'application des Eurocodes, des adaptations sont cependant nécessaires selon les caractéristiques des matériaux et la nature des sections (sections rivetées, boulonnées, soudées, laminées). Cette évaluation nécessite une classification des sections transversales selon le § 5.5 de l'Eurocode 3 partie 1-1 [4].



### 1.5.2.1 - Principes de vérifications des sections :

Pour la justification des sections, la plastification est possible pour les sections de classe 1 et 2. Le rôle de cette classification des sections transversales est d'identifier dans quelle mesure leur résistance et leur capacité de rotation sont limitées par l'apparition du voilement local. Cette plastification est envisageable si le métal constitutif présente des caractéristiques de ductilité suffisante.

La plastification n'est pas recommandée, sauf vérifications particulières pour :

- les structures en acier antérieures à 1960 ;
- les poutres assemblées par rivetage et boulonnage ;
- les structures fortement corrodées.

La justification en plasticité des sections en fer puddlé est proscrite.

Comme approximation sécuritaire pour toutes les classes de section transversale, on peut utiliser une sommation linéaire des rapports sollicitation / résistance propres à chaque sollicitation agissante. Pour les sections de classe 1, 2 ou 3 soumises à une combinaison de  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  et  $M_{z,Ed}$ , on peut utiliser le critère suivant : (Eurocode 3 partie 1-1 § 6.2.1 alinéa (7) [4]).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} < 1 \quad (17)$$

$N_{Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  et  $M_{z,Rd}$  : valeurs de calcul de la résistance

Pour une justification élastique de la section, le critère limite au point critique de la section transversale peut être le suivant (sauf si d'autres formules d'interaction s'appliquent, cf. § 6.2.8 à 6.2.10 de l'Eurocode 3, partie 1-1 [4]) :

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \quad (18)$$

(Eurocode 3 partie 1-1 § 6.2.1 alinéa (5))

avec :

- $\sigma_{x,Ed}$  est la valeur de calcul de la contrainte longitudinale locale au point considéré
- $\sigma_{z,Ed}$  est la valeur de calcul de la contrainte transversale locale au point considéré
- $\tau_{Ed}$  est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement locale au point considéré
- $\gamma_{M0}$  est le coefficient partiel sur la résistance

### 1.5.2.2 - Classe des sections rivetées

La classe des sections est gouvernée par l'élançement de l'élément en compression, exprimé sous forme du rapport hauteur ou largeur / épaisseur. Pour les assemblages rivetés, l'utilisation de la notion de classe de section de l'Eurocode 3 partie 1-1 implique de définir ce que l'on nomme épaisseur, largeur et hauteur. Si la définition de l'épaisseur est identique à celle des autres assemblages couverts par l'Eurocode 3, la définition de la hauteur et de la largeur d'une section rivetée nécessitent quelques adaptations. Pour la détermination de la classe d'une section rivetée type, il est possible de retenir les limites proposées par les références [43] et [44], limites qui sont présentées ci-dessous.

Pour une paroi externe d'une cornière comme représentée sur la figure de gauche de l'illustration ci-dessous, on peut appliquer la définition normale de la largeur d'une paroi externe d'une poutre en I, c'est-à-dire la distance du bord libre au congé. Pour la hauteur de l'âme des deux premières sections représentées ci-dessous, il est suggéré de considérer la partie d'âme entre cornière, car cette âme est maintenue entre deux cornières. Ce n'est pas le cas de la section de droite car l'âme ne dispose d'une cornière que d'un seul côté. Dans ce cas, il est suggéré de déterminer la hauteur de l'âme comme étant la distance entre les axes des rivets. La section représentée au milieu a une semelle qui contient une paroi externe et aussi une paroi interne, selon la terminologie de l'Eurocode 3. La définition de la largeur de ces parois est faite à partir de l'axe des rivets (Figure 53).

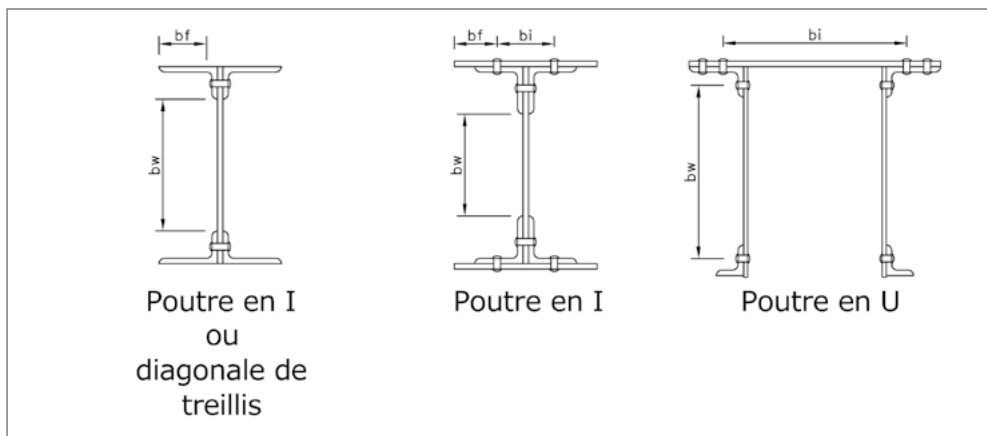


Figure 53 : Exemple de sections rivetées et définition de la largeur et de la hauteur pour le calcul de l'élançement

Pour les cas où les plats peuvent voiler dans une seule direction, les règles relatives aux poutres mixtes données par l'Eurocode 4 [5] peuvent être appliquées.

Le tableau ci-après donne les espacements limites pour les rivets pour les plats soumis à la compression et maintenus par une âme et des cornières. Les valeurs limites pour la classe 2 et la classe 3 sont les valeurs de l'Eurocode 3, les valeurs limites pour la classe 1 sont des valeurs proposées.

Dans le tableau,  $t$  représente l'épaisseur de l'élément et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ .

Comme les rivets forment une connexion discrète, il est également recommandé de vérifier que la distance longitudinale entre rivets est suffisante (Tableau 11). Pour une section de classe 1, la distance limite recommandée est égale à 12 fois l'épaisseur des plats.

		Classe 1	Classe 2	Classe 3
<b>Direction transverse à la contrainte de compression</b>	Paroi externe	$\approx 10 t \varepsilon$	$14 t \varepsilon$	$20 t \varepsilon$
	Paroi interne	$\approx 40 t \varepsilon$	$45 t \varepsilon$	$50 t \varepsilon$
<b>Direction de la contrainte de compression</b>	Parois externe et interne	$\approx 12 t \varepsilon$	$22 t \varepsilon$	$25 t \varepsilon$

Tableau 11 : Limites supérieures de l'espacement entre rivets (plaque en compression avec cornières)

Dans le cas général, il est recommandé d'analyser les structures rivetées dans le cadre d'une analyse globale élastique et en vérifiant que les sections restent dans le domaine élastique.

### 1.5.3 - Résistance des éléments aux instabilités

La justification des réparations ou des renforcements vis-à-vis des instabilités doit respecter le formalisme des Eurocodes en adoptant un coefficient partiel  $\gamma_{M1}$  sur la résistance.

Le critère de vérification de l'article 6.3 de l'Eurocode 3 [4] est plus sévère que celui résultant de l'application des règlements français antérieurs. Ainsi, la contrainte admissible au déversement des semelles inférieures comprimées sur pile est d'environ 25 % inférieure à celle autorisée avec l'ancienne réglementation. Le recours à une méthode d'analyse au premier ordre basée sur un calcul simplifié de la contrainte critique de déversement (théorie d'Engesser), qui était usuellement appliquée avant les Eurocodes, ne permet pas dès lors, sur les ouvrages existants, de justifier le respect des nouvelles exigences.

L'utilisation de méthodes plus précises visées par l'Eurocode 3 [4] pour le calcul de la contrainte critique de flambement ou la réalisation de calculs au second ordre des éléments concernés devient nécessaire pour mieux apprécier le comportement des barres vis-à-vis des instabilités et pour justifier le respect des limites fixées par les Eurocodes (cf. annexe électronique : abaques vis-à-vis du déversement des semelles comprimées des ponts mixtes).



*A contrario*, le fonctionnement post-critique des panneaux d'âme autorisé par les Eurocodes peut offrir des marges dans la conception des réparations ou des renforcements en comparaison des formats offerts par les règlements antérieurs.

Pour le calcul de ponts rivetés, il est recommandé de ramener le module d'élasticité de l'acier à 190 000 MPa pour les vérifications vis-à-vis des instabilités élastiques.

#### 1.5.4 - Résistance à la rupture des sections transversales en traction et résistance des assemblages

La justification des réparations vis-à-vis de ces résistances doit respecter le formalisme des Eurocodes en adoptant un coefficient partiel  $\gamma_{M2}$  sur la résistance (voir Eurocode 3 parties 1-1 et 1-8) [4].

La réparation d'assemblages rivetés ou boulonnés présentant des défauts qui ne sont manifestement pas liés à une insuffisance structurelle (par exemple désorganisation liée à la corrosion) peut être réalisée à l'identique sans justification par le calcul si une meilleure protection de l'assemblage vis-à-vis de la corrosion peut être réalisée par ailleurs (réfection de l'étanchéité, amélioration des dispositifs d'évacuation des eaux, etc.).

Dans le cas contraire, il faudra justifier la résistance de l'assemblage. Selon les contraintes, les espacements et pinces de l'assemblage existant devront être conservés, il conviendra de procéder le cas échéant aux abattements sur les résistances de calcul découlant de l'application des Eurocodes. Si des adaptations de la géométrie de l'assemblage sont possibles, on recherchera à respecter les conditions de pinces et d'espacements fixées dans les Eurocodes.

Pour les rivets, les caractéristiques mécaniques à considérer dans les justifications peuvent être déterminées à partir des caractéristiques de l'acier des pièces assemblées en considérant les deux classes utilisées dans les ponts (soit  $f_u = 370$  MPa pour les rivets « R38 ou A37 » et  $f_u = 420$  MPa pour les rivets « R42 ou A42R »).

Pour les boulons précontraints, les attaches seront justifiées en tant qu'attache de catégorie C pour les attaches travaillant en cisaillement et en tant qu'attache de catégorie E pour les attaches tendues. Pour les boulons neufs, on aura recours exclusivement à des boulons de classe 10.9. À défaut de mesure de coefficient de frottement, on retiendra un coefficient de frottement de 0,45 pour les surfaces traitées par jet d'abrasif ou grenailage.

Les cordons de soudures seront justifiés par application des principes des Eurocodes.

#### 1.5.5 - Coefficients partiels sur la résistance de l'acier

La valeur des coefficients partiels sur la résistance est à adapter en fonction du matériau.

##### **Coefficient $\gamma_{M0}$ :**

Pour les aciers modernes, dont on peut faire la preuve qu'ils ont été livrés sous l'agrément CIPACAS (créé en 1962) ou sous le marquage NF, le coefficient  $\gamma_{M0}$  peut être pris, conformément aux Eurocodes, égal à 1,00.

Pour les aciers anciens (avant 1960), on s'appuiera sur les documents [44] et [47] et sur l'article 4.1.2.5 (1) du document [42] et l'on adoptera un coefficient  $\gamma_{M0} = 1,10$ .

##### **Coefficient $\gamma_{M1}$ :**

Pour les aciers modernes (depuis 1960), on retiendra la valeur recommandée dans les Eurocodes à savoir 1,10.

Pour les aciers doux anciens (avant 1960), à défaut d'autres études, on pourra appliquer les recommandations allemandes [39] en adoptant un coefficient  $\gamma_{M1}$  de 1,15.

##### **Coefficient $\gamma_{M2}$ :**

Pour les aciers modernes (depuis 1960), on retiendra la valeur recommandée dans les Eurocodes à savoir 1,25.

Pour les aciers doux anciens (avant 1960), à défaut d'autres études, on pourra appliquer les recommandations allemandes [39] en adoptant un coefficient  $\gamma_{M2}$  de 1,35.



À titre d'information, le Tableau 12 donne les valeurs recommandées par le document allemand cité en référence [39] pour la détermination des valeurs des coefficients  $\gamma_M$  pour l'acier :

Désignation de l'acier	Situations de projet durables et transitoires			Situations de projet accidentelles	
	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M0} ; \gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
Acier doux	1,10	1,15	1,35	1,00	1,25
Acier de construction St37 (R <sub>e</sub> mini de 235 MPa)	1,00	1,10	1,25	1,00	1,15
Acier de construction St48	1,00	1,10	1,25	1,00	1,15
Acier de construction St52 (R <sub>e</sub> mini de 355 MPa)	1,00	1,10	1,25	1,00	1,15

Tableau 12 : Valeurs informatives des coefficients  $\gamma_M$  pour l'acier issues de [39]

## 1.5.6 - Résistance des structures en fer

L'hétérogénéité du matériau fer susceptible d'être rencontrée dans les ponts rend difficile l'établissement de règles générales de justification et le projeteur est le plus souvent conduit à adopter des attitudes prudentes. On pourra ainsi adopter pour le coefficient  $\gamma_{M0}$  la valeur recommandée par les documents [44] et [47] à savoir 1,20.

À titre d'information, le Tableau 13 donne les valeurs recommandées par le document allemand cité en référence [39] pour la détermination des valeurs des coefficients  $\gamma_M$  pour le fer puddlé :

Désignation	Situations de projet durables et transitoires			Situations de projet accidentelles	
	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M0} ; \gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$
Fer puddlé	1,10	1,20	1,40	1,00	1,30

Tableau 13 : Valeurs informatives des coefficients  $\gamma_M$  pour le fer puddlé issues de [39]

## 1.6 - État-Limite ultime de fatigue

### 1.6.1 - Généralités sur l'évaluation en fatigue des structures métalliques existantes

L'évaluation en fatigue des ouvrages existants, basée sur la méthode de la durée de vie sûre et l'application des formats de l'Eurocode 3 partie 1-9 [4] et en particulier sur l'utilisation des courbes de fatigue S-N et des convois de fatigue pour ouvrages neufs, ne permet en général pas d'aboutir à un résultat favorable. Il est souvent nécessaire de prendre en compte les spécificités de l'ouvrage (trafic réel, mesure des contraintes *in situ* au voisinage de l'emplacement potentiel d'une fissure, etc.). La justification suppose alors :

- que l'on ait établi l'endommagement du détail étudié (selon la loi de Miner) jusqu'à la date d'évaluation ;
- que l'on puisse qualifier le trafic futur sur la durée de vie résiduelle attendue ;
- que l'on puisse déterminer la classe des détails à évaluer, notamment si ce détail n'est pas répertorié parmi les détails mentionnés dans l'Eurocode 3 partie 1-9 [4].

Dans le cas où le détail n'est pas répertorié parmi les détails mentionnés dans l'Eurocode, la classe de détail peut être déterminée par application de la méthode du point chaud selon les recommandations de l'International Institute of Welding (IIW) [45]. Cette méthode nécessite un relevé précis de la géométrie de l'assemblage étudié, une modélisation aux éléments finis de cet assemblage et une instrumentation permettant de valider les résultats du modèle.

**Nota :** Les recommandations allemandes [39] proposent des trafics historiques recalibrés en fonction du type de route.

Lorsque l'évaluation de l'endommagement basée sur des mesures *in situ* ne permet toujours pas de justifier le détail étudié au regard de la durée de vie résiduelle attendue pour l'ouvrage, il est nécessaire de mettre en œuvre des méthodes avancées basées sur la mécanique à la rupture et/ou une méthode probabiliste. La justification du détail étudié est alors basée sur la méthode de la tolérance de l'endommagement, ce qui suppose qu'une procédure précise d'inspection et de maintenance soit mise en œuvre pour détecter et remédier à l'endommagement par fatigue.



En effet, cette approche suppose l'existence d'une fissure dont la propagation doit être maîtrisée pour que la structure supporte la charge de service durant sa durée de vie résiduelle attendue. Selon l'Eurocode 3 partie 1-9 § 3 (2) Note 1 [4], la méthode de la tolérance de l'endommagement peut être employée lorsque la redistribution des charges suite à un endommagement par fatigue est possible.

L'évaluation d'un ouvrage existant peut notamment être envisagée lorsque l'ouvrage présente des désordres imputables à la fatigue ou lorsqu'il doit faire l'objet d'un programme de grosses réparations.

La démarche d'évaluation est synthétisée dans le logigramme de la Figure 54.

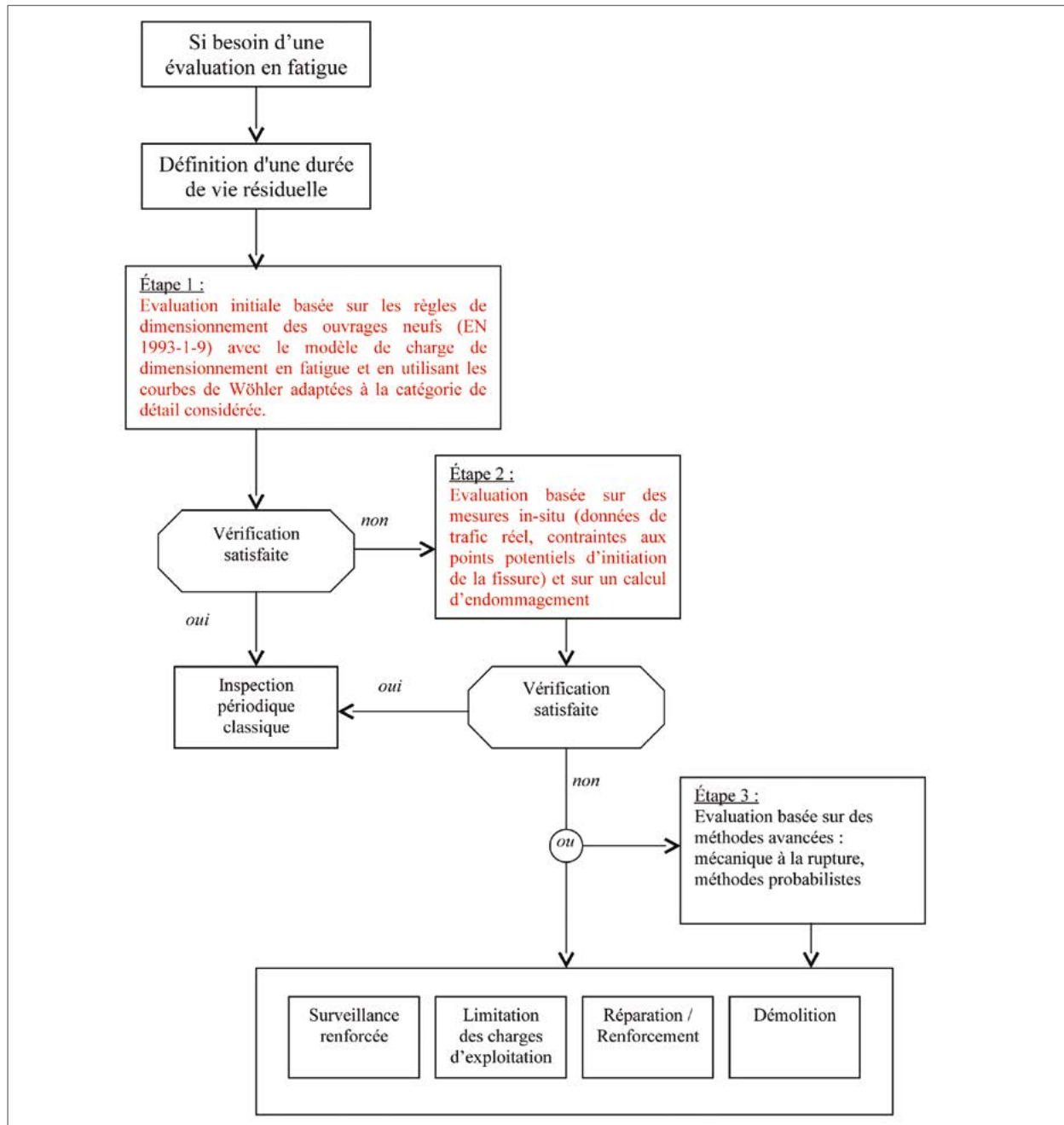


Figure 54 : Procédure d'évaluation en fatigue des ouvrages métalliques existants

Pour l'évaluation en fatigue des assemblages rivetés, on pourra s'appuyer sur la documentation existante sur le sujet ([41], [42], [43], [44] et [47]). La classe de détail proposée est la classe de détail 71 avec une limite d'endurance à amplitude constante de 52 MPa et une limite de troncature de 29 MPa (Figure 55), les étendues de contrainte étant calculées sur la section nette des pièces.

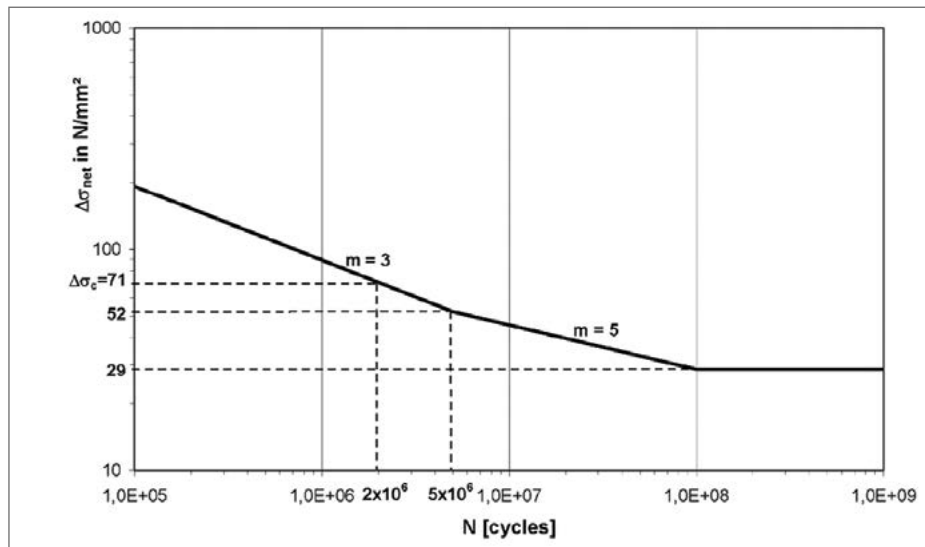


Figure 55 : Courbe de fatigue S-N pour l'évaluation des ponts anciens rivetés

Pour les boulons précontraints, la justification en fatigue sera conduite selon les principes des Eurocodes en retenant les classes de détail fournies dans le tableau 8.1 de l'Eurocode 3 partie 1-9 [4].

### 1.6.2 - Justification des réparations et des renforcements vis-à-vis de l'endommagement en fatigue

La réparation d'un détail est mise en œuvre avant que la fissure de fatigue détectée n'atteigne sa taille critique. Le renforcement d'un détail est mis en œuvre lorsque que sa durée de vie résiduelle est jugée insuffisante au regard de celle attendue pour l'ouvrage.

Pour justifier la réparation ou le renforcement d'un détail, il convient de tenir compte de l'endommagement cumulé jusqu'au moment de la réparation ou du renforcement puis de l'endommagement attendu pendant la durée de vie résiduelle visée de l'élément de structure.

## 1.7 - États-Limites de service

Les justifications en contraintes à l'ELS ne sont généralement pas dimensionnantes en comparaison des vérifications de résistance faites à l'ELU lorsque l'on retient le même schéma d'analyse structurale. Le format de limitation de contraintes proposé par les Eurocodes est le suivant (Eurocode 3 partie 2 § 7.3 (1) [4]) :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \quad \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,ser}} \quad (19)$$

avec  $\gamma_{M,ser}$  : coefficient partiel sur la résistance, valeur recommandée égale à 1,00.

Sauf exigences particulières du maître d'ouvrage, notamment dans le cas des passerelles piétonnes, et par adaptation des Eurocodes, les critères de vérifications ayant pour objectif le seul confort des usagers ne sont pas nécessaires.

Les critères susceptibles d'être pris en compte sont alors ceux qui ont un impact sur la durée de vie en fatigue de l'ouvrage :

- limitation des fréquences propres pour éviter les dommages dus à la fatigue par la mise en résonance de l'ouvrage (Eurocode 3 partie 2 § 7.8 et 7.9 [4]) ;
- limitation de la respiration de l'âme (Eurocode 3 partie 2 § 7.4 [4]).

Les constatations faites lors des actions de surveillance de l'ouvrage (absence de fissures du métal, absence de vibrations ou déformations sous trafic, etc.) peuvent aider à apprécier la pertinence de ne pas réaliser de justification aux ELS.

D'autres critères peuvent également devoir être pris en compte (déformation, etc.).



## 1.8 - Le cas des tabliers mixtes

Parmi les différentes typologies de ponts métalliques, on peut citer le cas particulier des ouvrages mixtes acier – béton.

**Nota :** Sont visés ici les ponts à poutres métalliques et hourdis béton mais pas les ponts à poutrelles enrobées.

Le fonctionnement mixte des sections est assuré par l'intermédiaire de connecteurs. Les particularités de ces structures sont principalement :

- la connexion : assurant le fonctionnement mixte de la structure ;
- la maîtrise de la fissuration de la dalle dans les zones où elle est tendue.

Trois textes réglementaires ont successivement encadré la conception de ces structures :

- les prescriptions du 25/03/1966 concernant le calcul des ouvrages mixtes acier-béton – ponts routiers de portée moyenne ;
- la circulaire du 28/07/1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton ;
- les Eurocodes.

En complément aux règlements français, le Séttra a publié en 1995 un guide sur la maîtrise de la fissuration des hourdis de ces ponts [77].

### 1.8.1 - Connexion

Les règlements relatifs aux ponts mixtes ont toujours exigé des justifications de la connexion. Pour tous les règlements, la connexion est considérée comme parfaitement rigide et doit empêcher le glissement relatif du béton et de l'acier. L'influence du béton tendu n'est pas prise en compte. La justification de l'accrochage de l'effort de cisaillement longitudinal dû aux effets isostatiques de la température et du retrait est prévue dans chacun des règlements.

La justification en fatigue de la connexion est introduite par la circulaire de 1981 [72]. Les Eurocodes introduisent un critère de vérification complémentaire dans le cas de l'atteinte effective de la plastification à l'ELU.

La détermination de la résistance des goujons et des cornières est fournie dans les Eurocodes 4 [5] et dans la circulaire de 1981 [72]. La détermination de la résistance des arceaux est fournie dans le dossier pilote OM66 [58] et dans la circulaire de 1981 [72].

L'évaluation de l'aptitude au fonctionnement mixte d'une structure existante et le dimensionnement des réparations portant sur la connexion seront conduits par application des Eurocodes. Si le type de connecteur n'est pas décrit par les Eurocodes, sa résistance de calcul pourra être déduite soit des règlements antérieurs, soit sur la base de résultats d'essais voire déterminée par des modélisations aux éléments finis.

Les cas signalés d'insuffisance de la connexion sont rares et semblent essentiellement concerner l'ancrage de la dalle aux abouts.

On notera que des réserves existent (frottement, etc.) et que des ponts non conçus pour fonctionner en mixte peuvent fonctionner de cette façon.

Pour évaluer l'effectivité du comportement mixte d'une section ou évaluer l'éventuelle influence du défaut de connexion sur le fonctionnement de la structure, une instrumentation de sections sous chargement est possible. Le niveau de chargement sera déterminé en fonction des résultats de l'évaluation de l'ouvrage en s'inspirant des principes du guide Séttra « Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes » de mars 2004 [26]. On se limitera en général à un niveau de charge induisant des sollicitations inférieures à la valeur de résistance admissible en service. Les résultats de ces épreuves de chargement peuvent conduire à se limiter à une vérification élastique des sections de l'ouvrage même à l'ELU.

### 1.8.2 - Maîtrise de la fissuration du hourdis

Les règlements relatifs aux ponts mixtes ont toujours intégré des justifications visant à maîtriser la fissuration du hourdis. Avant 1981, les prescriptions de 1966 [58] exigeaient que le béton restât comprimé à vide. Le risque de fissuration était donc théoriquement relativement limité. Ces règles n'admettaient pas en principe de reprises de bétonnage transversales. Elles imposaient en outre une limitation de la contrainte dans les aciers sous l'effet de la flexion générale.



La circulaire de 1981 [72] admet la fissuration des dalles de pont en imposant une condition de ferrailage minimum (section au moins égale à un pour cent de la section du béton tendu, les deux tiers au moins de ce pourcentage devant être en nappe supérieure) et en limitant la contrainte dans les aciers à 240 MPa. Ces règles n'ont cependant pas permis de maîtriser correctement la fissuration et l'on a pu observer fréquemment une fissuration en zone de moment positif où le béton est théoriquement comprimé sur des ponts dimensionnés selon ce référentiel.

Pour pallier ces insuffisances, un guide de Recommandations a été publié par le Sétra en 1995 [77]. Ces recommandations portent sur la prise en compte :

- du retrait au jeune âge ;
- de mesures complémentaires pour limiter l'ouverture des fissures :
  - mise en œuvre d'un ferrailage minimal sur l'ensemble de l'ouvrage ;
  - limitation supplémentaire de la contrainte de traction dans les aciers passifs.

Ces recommandations résultent des documents techniques de référence des Eurocodes et sont donc proches des règles fixées par ce code. Les Eurocodes envisagent de maîtriser la fissuration du béton par la mise en place d'un ferrailage minimum de non-fragilité et par la vérification de l'ouverture des fissures.

Dans le cas de hourdis présentant une fissuration importante, il est recommandé, pour ce qui concerne le fonctionnement en flexion générale, d'évaluer l'état de fissuration du hourdis et les éventuelles redistributions induites en appliquant le modèle d'analyse globale défini dans les Eurocodes. De même, la conception des réparations éventuelles sera faite selon ce principe.

Il conviendra en parallèle d'évaluer l'incidence de la fissuration transversale de la dalle sur son fonctionnement en flexion locale (le ferrailage transversal étant insuffisant pour permettre un fonctionnement en « lanières » du hourdis). Au besoin, des renforcements du hourdis en flexion locale peuvent être envisagés mais nous n'avons pas connaissance de cas de réparation de ce type.

Enfin pour ce qui concerne la durabilité des armatures de la dalle, on pourra procéder à une injection des fissures les plus ouvertes ( $w > 3/10$  mm). Dans ce cas, l'injection doit être réalisée avec un produit souple compatible avec les déformations dues aux surcharges d'exploitation ou au gradient thermique.

## 2 - Réparations et renforcements structurels des ouvrages métalliques et mixtes

Les éléments porteurs des ponts métalliques sont le plus généralement apparents ce qui les expose directement aux agressions extérieures (corrosion, choc, incendie). En contrepartie, ces éléments sont souvent accessibles et la nature même des matériaux et plus spécifiquement de l'acier permet des découpes et des assemblages sur site et autorise une certaine liberté pour le remplacement de tout ou partie de ces éléments ou pour un renforcement structurel par ajout de matière.

Les principales difficultés à résoudre lors de ces opérations ne sont pas tellement liées au calcul de dimensionnement, elles concernent le plus souvent le choix du mode d'assemblage, le phasage des opérations (voir paragraphe sur le transfert de charge ci-après) et l'adoption de dispositions constructives favorables vis-à-vis des phénomènes de fatigue, évitant les concentrations de contrainte et limitant le risque de corrosion.

### 2.1 - Le choix de la technique d'assemblage

Les modes d'assemblages (rivet, boulon normal, boulon HR, boulon injecté, soudure) fonctionnent selon des principes différents :

- la soudure reconstitue la continuité de la matière ;
- les boulons HR transmettent les efforts par frottement ;
- les rivets, les boulons normaux et les boulons injectés fonctionnent en cisaillement.

Dans le cas du recours à des assemblages rivetés, il conviendra de s'assurer qu'il existe effectivement des opérateurs économiques susceptibles de mettre en œuvre cette technique. Le recours au rivetage est en effet aujourd'hui essentiellement circonscrit à la réparation des ouvrages ferroviaires, il est mis en œuvre à l'initiative des services techniques de la SNCF et de la RATP.



Il est fortement recommandé de ne pas associer des modes de fonctionnement différents. Par exemple, il convient d'utiliser seulement des rivets ou des boulons injectés pour réparer des structures rivetées, même s'il est toutefois possible de reconstituer l'intégralité d'un assemblage par boulons HR dans un ouvrage riveté si l'on s'assure que le frottement mobilisé est suffisant. À noter que de nombreuses études ([43] et [44]) considèrent néanmoins que les boulons « haute résistance » peuvent constituer une technique adaptée au remplacement de rivets manquants ou endommagés dans le cas d'une insuffisance de résistance en fatigue car ces boulons introduisent un effort de serrage dans l'assemblage, effort favorable vis-à-vis de cette résistance. L'utilisation de boulons haute résistance implique cependant de réajuster les trous de rivets et la présence éventuelle de corrosion sur les pièces assemblées est susceptible d'entraîner une déformation voire une rupture de ces pièces sous l'effet de la précontrainte. Un tel choix doit donc être soigneusement justifié.

Les critères de choix pour le mode d'assemblage sont notamment les suivants :

- mode d'assemblage en place (que l'on cherchera à conserver) ;
- efforts sollicitants (traction, cisaillement) ;
- contraintes de réalisation :
  - avec maintien de la circulation (solicitation de l'assemblage, vibrations) ;
  - température, humidité ;
  - accessibilité : un côté, les deux, espace disponible, etc.
- nature de l'acier (soudabilité et comportement transversal, propriétés dans le sens de l'épaisseur) ;
- possibilité et efficacité du contrôle : possibilité de vérifier l'efficacité de la réparation, détection des désordres ;
- possibilité de traitement des anomalies (il est plus facile de reprendre un boulon mal serré qu'une soudure mal exécutée) ;
- géométrie des pièces : bridage, déformation, jeux ;
- durabilité : une soudure continue est moins sensible à la corrosion qu'un assemblage boulonné ou riveté.

La soudure est aujourd'hui le mode le plus souple et le plus efficace d'assemblage des structures métalliques mais un certain nombre de précautions doit être pris et le recours à la soudure peut même s'avérer inapproprié dans certains cas. D'une façon générale, la réparation par soudage, quel que soit le matériau, ne s'improvise pas. Elle nécessite préalablement de vérifier que le métal est soudable et de déterminer les paramètres de soudage. Elle impose en outre le recours à un ingénieur soudeur capable de tenir compte des spécificités du matériau ancien à souder et de définir un programme de soudage comportant, entre autres, l'ordre d'exécution des soudures et les modes opératoires de soudage à utiliser. Ces précautions doivent être prises, même pour des réparations apparemment mineures ou pour la fixation d'éléments accessoires sur les pièces principales.

Ainsi, lorsque l'on a recours à la soudure comme mode d'assemblage sur un ouvrage, il convient :

- de vérifier la soudabilité des aciers anciens, (soudabilité et notamment carbone équivalent ainsi que l'état inclusionnaire et la microstructure : métallographie) ;
- de s'assurer de la qualité des aciers vis-à-vis du risque de rupture fragile : caractéristiques de ténacité (essai de flexion par choc) ;
- d'établir les conditions de soudage (accès, intensité, vitesse de soudage, tension, préchauffage et/ou post-chauffage, protections vis-à-vis des aléas climatiques) ainsi que le type du produit d'apport et de statuer sur la possibilité de réaliser les opérations de soudage sous trafic ;
- d'étudier l'ordre d'exécution des soudures pour limiter au maximum les contraintes de bridage dans l'assemblage et de limiter la section des cordons au strict nécessaire ;
- d'éviter ou de diminuer les concentrations de contraintes (grand rayon de raccordement  $\geq 300$  mm, variation progressive de dimension des pièces, etc.) ;
- d'étudier le principe de transmission des efforts de la structure existante aux éléments additionnels (en particulier dans le cas de sollicitation de tôle suivant le travers court) ;
- d'étudier le cas échéant, les possibilités d'amélioration en fatigue des cordons de soudure (refusion TIG, meulage, grenailage de précontrainte, martelage, élimination des caniveaux par rechargement) ;
- de tenir compte le cas échéant des propriétés dans le sens de l'épaisseur (caractéristiques Z) de l'acier à souder.



## 2.2 - Les transferts de charge, les reprises provisoires d'efforts

L'évolution de la répartition des efforts dans une structure peut avoir de nombreuses origines :

- déformation imposée (tassement d'appui, choc) ;
- modification de la rigidité : incendie, fissuration, création de rotules plastiques, perte de section (corrosion, dégradation du béton, etc.), choc, etc.

Et en sus pour les ouvrages mixtes :

- fluage, retrait différentiel du béton, dénivellation d'appui.

Cette évolution peut être normale et prise en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage ou au contraire être anormale, provoquer des redistributions d'efforts et entraîner des désordres dans la structure, par exemple par effets en chaîne sous l'application de charges variables. Dans ce dernier cas, c'est l'évaluation structurale de l'ouvrage qui a permis de déterminer l'origine des désordres et la répartition probable des efforts dans la structure à vide.

Suivant les cas, une solution de réparation peut consister à remettre la structure dans un état d'équilibre acceptable à définir qui peut être l'état théorique d'origine (cet état doit être préalablement connu ou re-déterminé). C'est typiquement le cas des structures métalliques ayant subi des dégradations locales importantes (chocs, corrosion, incendie, etc.). Très souvent, l'estimation des redistributions réelles dans la structure est difficile et l'on est conduit à justifier les réparations en considérant un calcul enveloppe entre une structure saine et une structure avec une dégradation majorée. Par exemple, dans le cas d'un choc sur une pièce, le calcul justifiant la réparation peut être conduit en supposant successivement la pièce intègre et la pièce absente. Cette approche n'est toutefois pertinente que si la structure est suffisamment redondante.

L'étude de réparation ou de renforcement doit définir le phasage de réalisation des travaux permettant de passer de l'état dégradé vers l'état visé en assurant l'équilibre de la structure lors de chaque phase. Ce phasage implique le plus souvent la réalisation d'un transfert de charge. Lorsqu'un élément de la structure originelle est remplacé par un élément neuf, l'élément neuf doit présenter dans la mesure du possible, à vide, un état de contrainte proche de celui de l'élément remplacé. Il est recommandé de réaliser les opérations de transfert de charge à vide. Comme l'effort réel dans l'élément à remplacer n'est jamais connu avec précision, il est également recommandé de disposer d'un système de transfert de charges permettant un ajustement fin des efforts dans le système de reprise provisoire et de dimensionner ce système en adoptant un coefficient de sécurité élevé. Lors des opérations de transfert, une instrumentation de l'ouvrage visant à évaluer les efforts et les déformations de la structure et du système de transfert est vivement conseillée.

La reprise provisoire d'efforts est assez aisément envisageable sur des pièces soumises à un effort normal de traction, elle est plus délicate sur des pièces comprimées, soumises à des efforts combinés ou à de la torsion. Il faut veiller à ce que les phases de transfert de charge ne créent pas d'efforts parasites notamment en raison d'excentremets.

Le transfert de charge peut notamment se faire par :

- introduction d'efforts (précontrainte, etc.) ;
- déformation imposée (vérinage, etc.) ;
- découpe d'élément après mise en place de pièces additionnelles.

## 2.3 - Réparations et renforcements par ajout de matière

L'objectif de la réparation ou du renforcement est d'augmenter la résistance des sections transversales et la résistance des éléments vis-à-vis des instabilités. Le cas le plus général pour les ponts en acier consiste en l'ajout de tôles ou de profilés en acier, mais des cas de renforcement par matériaux composites existent.

### 2.3.1 - Principe de justification des sections réparées par ajouts de matière

Les justifications à produire à l'ELU portent essentiellement sur la résistance des sections transversales, la résistance des assemblages et la résistance des éléments aux instabilités.



Pour la résistance des sections transversales, on distinguera :

- les sections de classe 1 ou 2 pour lesquelles la plastification est autorisée : la vérification ne tient pas compte du phasage et se fait sur la base des résistances plastiques des sections ;
- les sections de classe 3 ou 4 : la vérification tient compte du phasage et l'on procède à une somme des contraintes pour déterminer la contrainte de calcul.

Pour la résistance des barres aux instabilités il faudra tenir compte de façon appropriée du phasage de renforcement de l'élément renforcé.

### 2.3.2 - Réparations et renforcements par adjonction de tôles ou profilés

Les possibilités de réparation ou de renforcement d'une structure métallique par adjonction d'éléments sont variées suivant la géométrie de la pièce d'ajout (tôle, profilés, etc.), sa localisation dans la section transversale et son mode d'assemblage (Figure 56, Figure 57 et Figure 58). Le renforcement se fait le plus généralement à vide (tout particulièrement dans le cas de recours au soudage). Un phasage avec transfert de charge peut être envisagé pour solliciter l'élément de renfort sous charges permanentes (étalement, chargements, etc.).

Les principaux points à considérer pour définir les principes de la conception ont été évoqués au paragraphe traitant du choix du mode d'assemblage. Une attention particulière doit notamment être portée sur la géométrie de la nouvelle pièce et sur son raccordement à la pièce existante (raccordement progressif). La continuité du renfort, notamment au droit des nœuds d'assemblages, doit être étudiée soigneusement. Il convient également d'être attentif à la qualité de la réalisation, notamment dans le cas d'un soudage en plafond d'éléments additionnels

La stabilité des éléments ajoutés doit être vérifiée lorsqu'ils sont prévus pour travailler en compression. Par exemple, dans le cas de l'ajout d'une tôle additionnelle sur une semelle comprimée, son épaisseur doit être suffisante pour éviter le voilement.

Concernant les dispositions constructives vis-à-vis du risque de corrosion, il faut éviter de créer des pièges à eau ou des zones d'accumulation de déchets (feuilles mortes, terres, etc.). Les dispositions constructives adoptées doivent, dans la mesure du possible, permettre la surveillance et la maintenance de la structure.



Figure 56 : Exemple du renforcement du pont de Douarnenez (voir détail figure ci-dessous) par profilés métalliques soudés en sous face de la membrure inférieure

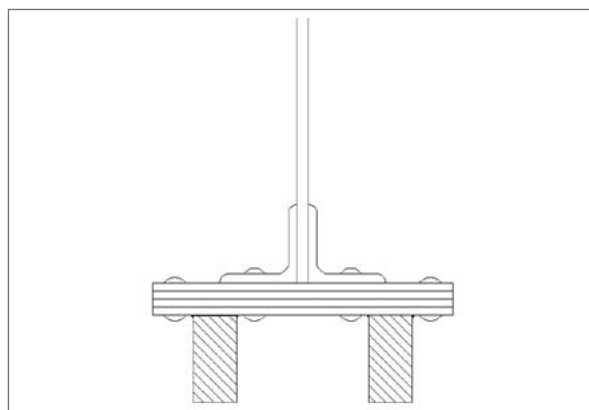


Figure 57 : Principe de renforcement par ajout de profilés métalliques soudés

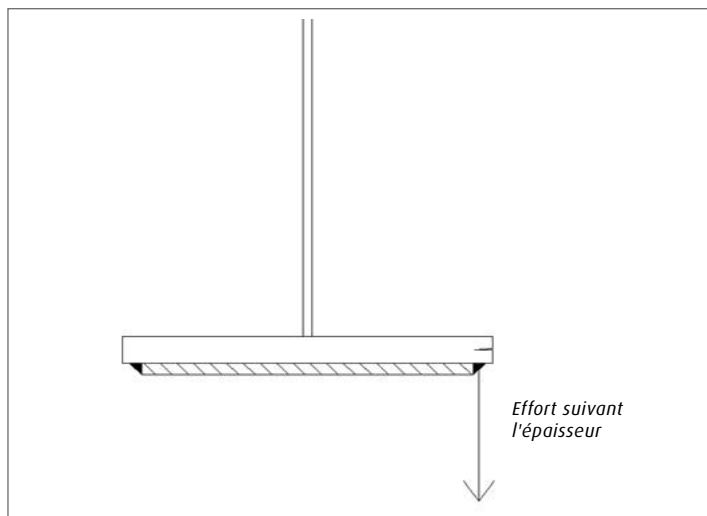


*Figure 58 : Exemple de renforcement par une tôle inclinée - Cette disposition est également utilisée pour des ouvrages neufs*

Le bridage thermique dû à la réalisation de la soudure de l'élément additionnel sur la structure entraîne un effort de traction suivant l'épaisseur de la pièce de base. Ceci peut provoquer l'ouverture d'une délamination pré-existante et liée au mode d'élaboration de l'acier (Figure 59 et Figure 60). Ce défaut n'a cependant pas de conséquence sur la capacité portante et la durabilité de l'ouvrage. La délamination est généralement traitée par la réalisation d'un cordon de soudure de fermeture.



*Figure 59 : Délamination de la tôle de la semelle inférieure*



*Figure 60 : Délamination de la tôle de la semelle inférieure*



### 2.3.3 - Réparations et renforcements par matériaux composites

La réparation ou le renforcement par composite carbone d'ouvrages métalliques n'ont été initiés que récemment sur un ouvrage d'art mixte en France même si cette technique est couramment utilisée pour les structures en béton. Sur des semelles de poutres métalliques, il est en effet nécessaire de mettre en œuvre une grande quantité de matériaux composite pour obtenir un effet significatif. Cette technique peut néanmoins s'avérer pertinente pour certaines applications bien précises, par exemple, la modification locale des amplitudes de contraintes au droit d'un assemblage présentant une insuffisance de résistance en fatigue ou des renforcements locaux de pièces corrodées pour lesquelles la simplicité de mise en œuvre est un atout.

Pour limiter la quantité de renforcement mise en œuvre, il est souhaitable de recourir à des composites à haut module d'élasticité (300 à 400 GPa) mais la disponibilité de ce type de produit est limitée.

La mise en œuvre de cette technique doit faire l'objet d'une procédure détaillée abordant notamment la préparation de surface et le collage et s'accompagner de contrôles spécifiques et de points d'arrêt. Il est nécessaire de procéder à une épreuve de convenance et de réaliser des témoins de durabilité permettant de contrôler la tenue dans le temps des renforcements et le vieillissement des matériaux, notamment de l'adhésif mis en œuvre.

## 2.4 - Remplacement d'éléments

Si le remplacement n'est pas lié à une insuffisance de résistance, il peut être effectué à l'identique sans nécessité de justification par le calcul, hormis pour ce qui concerne les phases provisoires.

Si le remplacement de la pièce est dû à une insuffisance de résistance, il convient de réaliser un calcul de la pièce et de son assemblage à la structure selon les Eurocodes, en tenant compte de son état à vide lié au phasage de remplacement adopté, ceci peut notamment nécessiter une modification de la géométrie de l'assemblage de la pièce à la structure en vue d'augmenter sa résistance.

L'attitude à adopter vis-à-vis de la reconstitution ou du remplacement de pièces dans un ouvrage métallique dépend de l'importance et du rôle de la pièce concernée. Lorsqu'un élément est dégradé, par corrosion par exemple, le principe de base est de le reconstituer à l'identique en visant un état de contrainte dans la structure après réparation aussi proche que possible de l'état d'origine. Ceci n'est cependant pas toujours possible, notamment dans le cas de pièces déformées, par exemple sous l'effet d'un choc, et l'on peut ainsi être amené à reconstituer localement la zone la plus déformée ou déchirée et à renforcer plus globalement la pièce en ajoutant de la matière.

Il est souhaitable pour les cas les plus complexes de prévoir une instrumentation spécifique permettant de suivre les différentes étapes de la réparation et réaliser des épreuves de réception.

Dans tous les cas, ces travaux de reconstitution ou de remplacement de pièces doivent s'accompagner d'une étude préalable, dont le niveau est à adapter en fonction de la complexité de la réparation. Cette étude doit notamment traiter les points suivants :

- étendue du remplacement (toute la pièce, une partie de la pièce, etc.) notamment en fonction des zones d'assemblage et de la nature de ces assemblages ;
- géométrie des zones découpées, (ex : découpe arrondie de grand rayon, 250 à 300 mm, des panneaux d'âme) ;
- traitements préalables : traitements thermiques, redressement mécanique (précautions à prendre vis-à-vis de la libération d'effort, de la plastification locale des matériaux, des allongements admissibles, etc.) ;
- choix du mode d'assemblage, en particulier possibilité de recourir au soudage pour les ouvrages rivetés ou boulonnés ;
- géométrie de la nouvelle pièce et raccordement à la pièce existante (raccordement progressif dans le cas d'ajout de matière) ;
- phasage du remplacement (état de contrainte à vide des pièces, transfert et reprise de charge au cours des opérations de remplacement, étaie provisoire, raidissage provisoire) ;
- dispositions constructives visant à éviter la corrosion (pas de pièges à eau et à détritits) ;
- restriction de circulation temporaire pendant travaux.

Suivant la typologie de la structure, on peut essentiellement distinguer deux types de réparation décrites ci-après.



### 2.4.1 - Le remplacement de pièces sur une structure triangulée le plus souvent en assemblages rivetés ou boulonnés

Il peut être procédé soit au remplacement d'éléments tels que cornières ou semelles soit au remplacement total de la pièce incriminée (Figure 61). Pour la jonction des pièces nouvelles à la structure, le soudage doit être évité au profit du mode d'assemblage initial. Le mode d'assemblage des constituants des pièces nouvelles est libre (soudage en général). La réparation se fait le plus souvent par démontage d'assemblage et la découpe de pièces reste limitée.



Figure 61 : Exemple de remplacement d'une cornière sur un montant (opération de rivetage en cours)

### 2.4.2 - La reconstitution d'éléments soudés

Si la dégradation de la pièce est limitée (cas d'une corrosion uniforme par exemple), l'option retenue est généralement de rapporter de la matière par soudage d'un élément dans le but de reconstituer au moins la section résistante initiale.

Lorsque le niveau de dégradation est important (corrosion, déformation importante ou déchirure liée à un choc), il est le plus souvent nécessaire de procéder à une découpe de la partie de l'élément concerné, puis à une reconstitution voir un renforcement de cet élément.

## 2.5 - Amélioration vis-à-vis de la fatigue

### 2.5.1 - Généralités sur les méthodes de réparation et de renforcement vis-à-vis de l'endommagement en fatigue

La réparation d'un élément est mise en œuvre lorsqu'une fissure de fatigue a été détectée. Le renforcement consiste à augmenter l'endurance en fatigue d'un détail existant en l'absence de fissures.

Les méthodes les plus courantes de réparation et de renforcement vis-à-vis de la fatigue sont les suivantes (cf. [42]) :

- structures soudées :
  - élimination de la fissure par meulage et reconstitution de la matière par soudure avec métal d'apport ;
  - traitement de parachèvement ;
  - adjonction de plat ou mise en œuvre de renforts composites ;
  - mise en œuvre d'une doublure boulonnée par boulons précontraints ;
  - modification de la forme géométrique du détail ;
  - modification de l'assemblage.
- structures rivetées ou boulonnées :
  - renforcement par boulons précontraints ou injectés ;
  - ajouts d'éléments structurels ou de renforts composites.



À titre provisoire dans l'attente d'une réparation durable, il est possible d'envisager des trous d'arrêt à l'extrémité des fissures dans le but d'en arrêter l'évolution. Cependant, il est difficile de déterminer précisément l'extrémité de la fissure et cette opération ne fait bien souvent que ralentir la propagation de la fissure.

Concernant les traitements de parachèvement, plusieurs techniques existent, elles ont fait l'objet de rares applications sur ouvrages existants et des développements sont encore nécessaires pour maîtriser leur mise en œuvre et pour pouvoir quantifier leur apport. Pour plus d'informations, le lecteur peut se référer :

- au guide Sétra « Ponts métalliques et mixtes : résistance à la fatigue » de 1996 [78] ;
- au guide AFGC « Les aciers à Haute Limite d'Élasticité » de 2012 [46].

Parmi les solutions de renforcement, on peut essentiellement distinguer deux grandes familles de traitement :

- les traitements qui adoucissent la géométrie des détails, afin d'éviter les concentrations de contraintes trop grandes. Il est possible d'agir à l'échelle de la géométrie globale de l'assemblage ou plus localement au niveau de la micro-géométrie des cordons de soudure ;
- les traitements qui introduisent des contraintes de compression pour diminuer les contraintes résiduelles de soudage. Il s'agit d'intervenir sur les contraintes résiduelles affectant le cordon de soudure.

### 2.5.2 - Renforcement par modification de la géométrie du défaut :

Le principe des méthodes qui suivent est d'adoucir les formes géométriques (remplacer les formes angulaires par des formes circulaires) afin d'avoir une meilleure répartition du flux de contrainte (concentration de contraintes plus faible). Les deux premières méthodes consistent à réduire la concentration de contrainte en pied de cordon, la troisième consiste à déplacer la zone potentielle d'apparition de la fissure.

#### **Meulage**

Comme il n'est pas possible d'envisager un usinage sur site, une façon de modifier la micro-géométrie d'un cordon de soudure est de réaliser un meulage du pied de cordon dans le but de lui retirer ses aspérités. En règle générale, la profondeur du meulage se situe entre 0,5 mm et 2 mm. Des précautions sont à prendre notamment pour ce qui concerne le sens de meulage, les stries de meulage devant être parallèles au sens des efforts, et les résultats de cette technique dépendent pour beaucoup du soin de sa réalisation. On peut espérer augmenter la classe d'un détail de 10 à 20 %, soit une durée de vie augmentée d'un facteur (de l'ordre) 1,25 à 2,5.

#### **Refusion TIG (Tungsten Inert Gas)**

Il s'agit de refondre, sans métal d'apport, le pied de cordons de soudure de façon à assurer un raccordement plus doux entre le métal fondu et le métal de base. Cette opération modifie également l'état de contrainte de la zone de cordon concernée et annule l'historique des cycles de contraintes. Le gain de durée de vie en fatigue de cette méthode est du même ordre de grandeur que le meulage d'un cordon (voire légèrement supérieur). La refusion TIG est une opération de soudage à part entière et présente donc les mêmes risques vis-à-vis des caractéristiques mécaniques si elle n'est pas maîtrisée. Par exemple, un refroidissement trop brutal de la fonte fragiliserait le métal (phénomène de trempe) et augmenterait le risque de rupture fragile par temps froid. La mise en œuvre de cette technique doit donc faire appel à des opérateurs et un mode opératoire qualifiés.

#### **Ajout de matière**

Le principe est de venir souder une pièce de forme géométrique adaptée aux endroits sensibles à la fatigue afin de réaliser un raccordement progressif des éléments assemblés (gousset circulaire dans le cas général). En plus d'augmenter la classe du détail, on décale la zone potentielle d'apparition de fissure.

### 2.5.3 - Renforcement par introduction de contraintes de compression locale

Le principe consiste à venir comprimer la surface de la zone sensible afin « d'éliminer » les cycles de variation de contraintes, l'état de contraintes résiduelles est ainsi localement modifié.

On distingue le grenailage, obtenu par projections de particules d'acier, du martelage qui est réalisé à l'aide d'un pistolet pneumatique à aiguille. Pour le martelage, le nombre d'impacts est moins important mais la précontrainte apportée plus forte.



## 2.5.4 - Gains potentiels apportés par les techniques de parachèvement

L'Eurocode 3 partie 1-9 [4] ne prend pas en compte l'effet des traitements de parachèvement faute d'un nombre de résultats d'essais insuffisant à la date de sa parution. L'IIV a rédigé des recommandations permettant de surclasser les assemblages ayant fait l'objet de traitement de parachèvement [45]. Les principaux résultats sur ce sujet sont repris dans le guide AFGC « Les aciers à Haute Limite d'Élasticité » d'octobre 2012 [46].

Les quelques extraits ci-après sont tirés du guide AFGC [46].

« Les résultats d'essais publiés dans la littérature montrent que :

- les procédés de parachèvement conduisent à une amélioration de la résistance en fatigue ;
- l'effet des traitements de parachèvement est maximum dans le domaine des grands nombres de cycles et pour les rapports  $R^{(3)}$  faibles ».

« La refusion TIG et le meulage du pied de cordon permettent de multiplier par 1,3 le niveau de contrainte admissible pour les détails constructifs de classe 90 ou inférieure. Le martelage de pied de cordon, avec bouterolle ou aiguilles, permet de multiplier par 1,5 le niveau de contrainte admissible pour les détails constructifs initialement classés en classe 90 ou inférieure. Par contre, ceci n'est pas valable pour les tôles de plus de 20 mm d'épaisseur, tôles pour lesquelles le facteur multiplicatif de 1,3 doit être appliqué ».

La refusion TIG présente également l'avantage, par une fusion et une resolidification locale du métal, d'annuler l'historique de fatigue de la matière (remise à zéro du compteur de cycles de contrainte).

Le guide AFGC [46] recommande les améliorations du Tableau 14.

Effet bénéfique du parachèvement (quelle que soit la méthode appliquée)	
Catégorie de détail de l'EC3, non traité, $\Delta\sigma^C$	Catégorie de détail parachevée, $\Delta\sigma^C$
90	100
80	100
71	90
63	80
56	71
50	63
45	56
40	50
36	45

Tableau 14 : Effets bénéfiques du parachèvement

## 2.6 - Réparations liées à des chocs sur semelle inférieure

Les cas recensés de chocs de véhicules routiers sur les semelles inférieures des ponts métalliques à poutres sous chaussée sont nombreux.

La principale difficulté pour la réparation consiste à évaluer le plus correctement possible l'état à vide de l'ouvrage après choc. L'objectif de la réparation est généralement de remettre l'ouvrage dans un état aussi proche que possible de celui d'origine en recherchant le phasage des opérations le plus pertinent (voir le paragraphe transfert de charge ci-avant).

La conception de la réparation peut dans certains cas (chocs répétés par exemple) intégrer l'amélioration de la robustesse de l'ouvrage vis-à-vis de cet aléa (attention toutefois lorsque le coût de la réparation est pris en charge par une assurance, le projeteur peut être contraint à une remise en état à l'identique).

Parmi les solutions de renforcement de l'ouvrage, on peut notamment citer :

- la mise en place d'éléments d'entretoisement dans l'optique de redistribuer les efforts et de faire travailler plusieurs poutres en cas de choc ;
- le renforcement du cordon de soudure âme/semelle ;
- le renforcement de la semelle inférieure (par exemple, mise en place d'une tôle inclinée entre l'âme et la semelle avec remplissage éventuel en béton) ;
- la mise en place de butée d'appui dans le but d'éviter l'échappement d'appui des structures légères.

(3)  $R$  est le rapport des contraintes minimales sur les contraintes maximales :  $R = \sigma_{min} / \sigma_{max} < 0$ .



# Annexes

## Annexe 1 : Bibliographie

### Textes officiels

#### Eurocodes y compris leurs annexes nationales

- [1] - Eurocode 0 – Base de calcul des structures
  - NF EN 1990 : Bases de calcul des structures
  - NF EN 1990/A1 : Annexe A2 – Application aux ponts
- [2] - Eurocode 1 – Actions sur les structures
  - NF EN 1991-1-1 : Actions générales – Poids volumique, poids propres et charges d'exploitation bâtiments
  - NF EN 1991-1-3 : Actions générales – Charges de neige
  - NF EN 1991-1-4 : Actions générales – Actions du vent
  - NF EN 1991-1-5 : Actions générales – Actions thermiques
  - NF EN 1991-1-6 : Actions générales – Actions en cours d'exécution
  - NF EN 1991-1-7 : Actions générales – Actions accidentelles
  - NF EN 1991-2 : Actions sur les ponts dues au trafic
- [3] - Eurocode 2 – Calcul des structures en béton
  - NF EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
  - NF EN 1992-2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives
- [4] - Eurocode 3 – Calcul des structures en acier
  - NF EN 1993-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
  - NF EN 1993-1-5 : Plaques planes chargées dans leur plan
  - NF EN 1993-1-8 : Calcul des assemblages
  - NF EN 1993-1-9 : Fatigue
  - NF EN 1993-1-10 : Choix des qualités d'acier
  - NF EN 1993-2 : Ponts métalliques
- [5] - Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton
  - NF EN 1994-2 : Règles générales et règles pour les ponts
- [6] - Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme
  - NF EN 1998-3 : Évaluation et renforcement des bâtiments

#### Normes françaises 95-101 à 95-104 relatives à la réparation des ouvrages

- [7] - Norme NF P95-101 : « Réparation et renforcement des ouvrages béton et en maçonnerie – Reprise du béton dégradé superficiellement – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés »
- [8] - Norme NF P95-102 : « Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Béton projeté – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés »
- [9] - Norme NF P95-103 : « Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Traitement des fissures et protection du béton – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés »
- [10] - Norme NF P95-104 : « Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Spécifications relatives à la technique de la précontrainte additionnelle »

## Normes internationales

- [11] - Norme ISO 13822:2010 : « Bases du calcul des constructions - Évaluation des constructions existantes »
- [12] - NF EN 1504 relatives aux produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton et notamment :
  - Norme NF EN 1504-1 « Partie 1 : définitions »
  - Norme NF EN 1504-2 « Partie 2 : systèmes de protection de surface pour le béton »
  - Norme NF EN 1504-3 « Partie 3 : réparation structurale et réparation non structurale »
  - Norme NF EN 1504-4 « Partie 4 : collage structural »
  - Norme NF EN 1504-5 « Partie 5 : produits et systèmes d'injection du béton »
  - Norme NF EN 1504-6 « Partie 6 : ancrages de barres d'armatures »
  - Norme NF EN 1504-7 « Partie 7 : protection contre la corrosion des armatures »
- [13] - NF EN 13791/CN de mars 2013 « Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton – Complément national à la norme NF EN 13791 »
- [14] - Norme NF EN 12504-1 « Essais pour béton dans les structures »

## Instructions

- [15] - Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art – ITSEOA
  - Fascicule 0 - Dispositions générales applicables à tous les ouvrages
  - Fascicule 1 - Dossier d'ouvrage
  - Fascicule 2 - Généralités sur la surveillance
  - Fascicule 3 - Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde
  - Fascicule 31 - Ponts en béton armé et en béton non armé
  - Fascicule 32 - Ponts en béton précontraint
  - Fascicule 33 - Ponts métalliques et mixtes

## Ouvrages de référence

### Guides, notes d'informations et rapports d'étude Sétra ou Cerema

- [16] - Note d'information n°35 « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants - Pratiques en vigueur dans le RST » Sétra - Mai 2012
- [17] - « Maîtrise des risques - Application aux ouvrages existants » - Sétra - Janvier 2013
- [18] - Rapport d'études « Théorie de la fiabilité - Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art » Sétra - Février 2012
- [19] - Rapport d'études « Méthodes avancées pour le recalcul des ponts - Ajustement des coefficients partiels » - Cerema - 2016
- [20] - Résistance à l'incendie - Évaluation des ponts routiers - Cerema - 2016
- [21] - Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants - Cerema - 2015
- [22] - Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP - Cerema - À paraître
- [23] - Diffusion des efforts concentrés Efforts de précontrainte et des appareils d'appuis – guide méthodologique de novembre 2006 et son erratum de 2008 du Sétra
- [24] - « Les ponts en maçonnerie (historique, stabilité, utilisation du programme voûte) » Sétra/LCPC 1982
- [25] - Buses métalliques - guide pour la surveillance spécialisée, l'entretien et la réparation - Sétra décembre 1992.

[26] - Guide « Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes » - Sétra - mars 2004

[27] - Guide dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art - Cerema - 2014

#### Guides LCPC-Ifsttar

[28] - Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes (VIPP) - Guide méthodologique de surveillance et d'auscultation des VIPP - LCPC - octobre 2001

[29] - Guide technique – « Mesures de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète » - LCPC - novembre 2009

[30] - Guide technique « Protection des bétons par application de produits à la surface du parement » - LCPC - décembre 2000

#### Autres documents de référence

[31] - Maintenance et réparation des ponts (1997) – Presses des Ponts et Chaussées

[32] - Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites - Recommandations provisoires - AFGC (février 2011)

[33] - Pérennité du béton précontraint – AFGC (Novembre 2014) – Presses des Ponts

[34] - STRESS : Collection de guides techniques traitant de la mise en œuvre de diverses techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton et en métal

Guide 0 introduction commune à tous les guides

Guide n° 1 [Fabem] reprise des bétons dégradés

Guide n° 2 [Fabem] traitement des fissures par : calfeutrement - pontage et protection localisée – création d'un joint de dilatation

Guide n° 3 [Fabem] traitement des fissures par injection

Guide n° 4 [Fabem] protection des bétons

Guide n° 5 [Fabem] béton projeté

Guide n° 6 [Fabem] maçonnerie

Guide n° 7 [Fabem] réparation et renforcement des structures par armatures passives additionnelles

Guide n° 8 [Fabem] réparation et renforcement des structures par précontrainte additionnelle

Guide n° 1 [Fame] réparation et rénovation des structures métalliques

[35] - « La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts » Annales n° 501 de février 1992

[36] - « Management, maintenance and strengthening of concrete structures » Fib – bulletin 17 avril 2002

[37] - « New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures » - JRC - 2015

[38] - Fascicule 65 du CCTG « Exécution des ouvrages de génie civil en béton »

#### Documents relatifs aux ouvrages métalliques

[39] - Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (directive du Ministère fédéral allemand des transports, de la construction et du développement urbain, relative au recalcul des ouvrages en service)

[40] - Sanz, G., Marandet, B. : Étude par la mécanique à la rupture de la ténacité d'aciers à résistance moyenne fournis en forte épaisseur, Revue de Métallurgie, S.359-383, Avril 1976

- [41] - Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes. Février 2008
- [42] - Commentary And Worked Examples to EN 1993-1-10 "Material toughness and through thickness properties" and other toughness oriented rules in EN 1993 – Septembre 2008
- [43] - Improved Assessment Methods for Static and Fatigue Resistance of Old Steel Railway Bridges – Background document D4.6 – 6<sup>th</sup> Framework Programme – Sustainable Bridges
- [44] - Improved Assessment Methods for Static and Fatigue Resistance of Old Metallic Railway - C. Cremona ; Eichler ; B. Johansson ; T. Larsson – Journal Of Bridge Engineering – November 2013
- [45] - Document IIW-1823-07 (doc XIII-2151-07r4 / XV-1254-07r4) - Décembre 2008 – Recommandations pour la conception en fatigue des assemblages et composants soudés
- [46] - Les aciers à Haute Limite d'Elasticité – Documents scientifiques et techniques – AFGC – ConstruireAcier – Octobre 2012
- [47] - Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges - Advice on the use of advanced methods – 6<sup>th</sup> Framework Programme – Sustainable Bridges
- [48] - Norme NF EN ISO 12737 - Matériaux métalliques - Détermination du facteur d'intensité de contrainte critique (indice de classement : A03-180)
- [49] - Norme NF EN 10025 - Produits laminés à chaud en aciers de construction
- [50] - Norme NF EN 10025-1 « Aciers de construction d'usage général » de 1973
- [51] - Norme NF EN 10164 - Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit
- [52] - Norme ISO 148 - Matériaux métalliques - Essai de flexion par choc sur éprouvette Charpy
- [53] - Norme EN ISO 6892-1 - Matériaux métalliques - Essai de traction
- [54] - Norme NF P22-410 « Construction métallique – Assemblages rivés – Dimensions constructives – Calcul des rivets
- [55] - Norme NF P22-460 « Assemblages par boulons à serrage contrôlé – Dispositions constructives et vérification des assemblages »
- [56] - Norme d'exécution EN 1090 - « Structures en acier et structures en aluminium »
- [57] - Fascicules exécution du CCTG – fascicule 66 « Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier »).
- [58] - Dossier pilote OM66 – Sétra - 1966

#### **Règlements de calcul et documents associés**

- [59] - Circulaire A8 du 19 juillet 1934 - Instructions relatives à l'emploi du béton armé dans les ouvrages relevant du ministère des Travaux Publics
- [60] - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé – CCBA - Circulaire MEL n° 68-119 du 11 décembre 1968 (CCBA 68) et Circulaire MEL n° 70-115 du 27 octobre 1970 (CCBA 70)
- [61] - Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint - IP1 - Circulaire n° 44 du 12 Août 1965,
- [62] - Règles Béton Armé aux États Limites - BAEL - Circulaire n° 80-70 du 23 Mai 1980 (BAEL 80), Circulaire du 8 Octobre 1983 (BAEL 83), Circulaire n° 92-75 du 1<sup>er</sup> Décembre 1992 (BAEL 91), Circulaire n° 99-28 du 6 avril 1999 BAEL 91 modifié 99)
- [63] - Règles Béton Précontraint aux États Limites - BPEL - Circulaire du 8 Octobre 1983 (BPEL 83), Circulaire n° 92-75 du 30 Décembre 1992 (BPEL 91), Circulaire n° 99-28 du 6 avril 1999, BPEL 91 modifié 99)
- [64] - Guide méthodologique Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton - Sétra - juillet 2008

- [65] - « Béton armé : Règles BAEL – Comportement expérimental » par Jean Perchat - Techniques de l'ingénieur
- [66] - Circulaire 7460 du 23 avril 1974 modifiant l'IP1
- [67] - Circulaire 1732 du 9 juillet 1980
- [68] - Circulaire du 29 août 1891 relative à la révision de la circulaire de 1877, nouvelles règles relatives aux épreuves des ponts métalliques
- [69] - Circulaire du 8 Janvier 1915 – Ponts métalliques - Révision de l'arrêté réglementaire du 29 août 1891
- [70] - Cahier des charges général du Ministère des Travaux Publics de 29/10/1913
- [71] - Fascicule 61 titre V des 19 août 1960, 4 février 1970 et 4 juillet 1972
- [72] - Instruction du 21 juillet et circulaire du 28/07/1981 relative au règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton
- [73] - Prescriptions du 25/03/1966 concernant le calcul des ouvrages mixtes acier-béton
- [74] - Règlements de calcul des ponts métalliques – Bulletin ponts métalliques n° 20 (2000)
- [75] - Titre II fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes (CPC) - Circulaire n° 65 du 19 août 1960 et circulaire n° 71-155 du 29 décembre 1971
- [76] - Circulaire du 2 avril 1975 du directeur des routes et de la circulation routière
- [77] - « Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » - Sétra – 1995
- [78] - « Ponts métalliques et mixtes – Résistance à la fatigue » - Sétra/SNCF/CTICM – 1996
- [79] - Bulletin Ouvrages d'Art du Sétra n° 46 de juillet 2004
- [80] - Bulletin technique n° 3 du Sétra

#### **Autres documents non techniques**

- [81] - Loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 relative à la Maîtrise d'Ouvrage Publique (loi MOP) et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée
- [82] - Décret n° 93-1268 d'élaboration du plan de contrôles extérieurs et de gestion des contrôles extérieurs.
- [83] - Code civil
- [84] - Code du travail

## Annexe 2 : Autres documents relatifs à l'évaluation et à la réparation des ouvrages

- « Manual for Bridge Évaluation » - AASTHO, 2008
- « Design Manual for Roads and Bridges - Volume 3 - Highway Structures: Inspection and Maintenance » - Highways Agency
- « Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants » AFGC (2003) - Presses des Ponts et Chaussées
- « Gestion des ponts – rapport conjoint franco-britannique » - Édition Thomas Telford, 2005
- « Ponts en béton précontraint par post-tension – rapport conjoint franco-britannique » - Édition Thomas Telford, 1999
- « Investigations et évaluations dynamiques des ponts » - Techniques et méthodes des LPC, LCPC, 2009
- « Aptitude au service des ouvrages » - Collection Études et recherches - série Ouvrages d'art - n° 48 – LCPC, 2004
- « Gestion des ponts en Europe - Projet européen BRIME » Collection Études et recherches - série Ouvrages d'art - n° 49 - LCPC, 2005
- « Fondements de la conservation des structures porteuses » - Code suisse SIA 269 :

*SIA 269-Bases pour l'élaboration de projet de structures porteuses, SIA 269/1-Actions sur les structures porteuses, SIA 269/2-Construction en béton, SIA 269/3-Construction en acier, SIA 269/4-Construction mixte acier-béton, SIA 269/5-Construction en bois, SIA 269/6-Maçonnerie, SIA 269/7-Géotechnique*

### Articles de diverses revues

#### Annales de l'ITBTP

- « À propos de la solidité des ouvrages de bâtiments » - André Coin - Septembre 2001
- « Renforcement et remise en peinture des ponts du Dancourt » - Jacques Berthelémy - O. Cros - BT2013500 N° 5 de Novembre 2013

#### Revue travaux

- n° 562 « Réparation du pont suspendu de Serrières » de 1982
- n° 619 « Démolition et reconstruction du tablier du pont Vauban à Strasbourg » de 1987
- n° 619 « Un pont à géométrie variable. Réaménagement des fondations du viaduc de Charmaix (Savoie) »
- n° 639 « La réparation du pont de Cadenet sur la Durance » de 1989
- n° 639 « Etudes et travaux de renforcements sous circulation d'un pont par précontrainte additionnelle » de 1989
- n° 653 « Restauration de l'ancien pont basculant de Montceau-les-Mines (Saône-et-Loire) » de 1990
- n° 653 « Réparation du pont suspendu d'Elbeuf (Seine-Maritime) » de 1990
- n° 692 « Remise en état du pont de la RD 220A sur le canal d'aménée de la chute de Bourg-lès-Valence » de 1993
- n° 719 « Reconstruction du pot du Vercors sur le Drac à Grenoble » de 1996
- n° 719 « La maintenance des ponts routiers - Cas des routes nationales » de 1996
- n° 722 « Comment élargir un viaduc dit « non élargissable » - Cas du viaduc de St-Isidore sur l'A8 » de 1996
- n° 749 « Rajeunissement de haubans en Argentine » de 1999
- n° 752 « La réparation du pont de Châlons-en-Champagne » d'avril 1999
- n° 816 « Remplacement de la suspension du pont d'Aquitaine »
- n° 813 « Élargir sous trafic autoroutier des viaducs à poutres précontraintes »
- n° 813 « Réhabilitation du pont de Floirac »
- n° 813 « Deux restaurations d'ouvrages de montagne »

- n° 839 « Le Mans : renforcement du tablier du pont de l'Huisne » de 2007
- n° 849 « Réparation du viaduc de Fozières » de 2008
- n° 849 « RD 142 – Réfection des trois ponts des Aires de la ville de Pons en Charente-Maritime » de 2008
- n° 851 « La réparation du viaduc de Woippy sur l'autoroute A4 » de 2008
- n° 860 « Comment entretenir un patrimoine Génie civil vieillissant ? » de 2009
- n° 870 « Ouvrages d'Art : construire, entretenir, réhabiliter » de 2010
- n° 873 « EMCC vole au secours du pont du Larivot en Guyane » de 2010
- n° 882 « Diagnostic et réhabilitation d'un ouvrage sensible sur le Pipeline Sud-européen » de 2011
- n° 882 « Patrimoine d'Ouvrages d'Art : une situation critique » de 2011
- n° 884 « Expertise et réparation d'un viaduc à Santiago du Chili après un séisme » de 2011
- n° 886 « Le pont Jeanne d'Arc à Rouen renforce son tablier » de 2012

#### **Bulletin ouvrages d'art du Sétra**

- BOA 16 « Réparation du pont de Blagnac », P. Barras - bulletin ouvrages d'art n° 16 de novembre 1993 – Sétra
- BOA 18 « Renforcement d'ouvrages en béton précontraint », B. Bouvy, F. Tavakoli - bulletin ouvrages d'art n° 18 de juillet 1994 – Sétra
- BOA 19 « Viaduc de l'île d'Oléron - Renforcement par précontrainte additionnelle », G. Delfosse, G. Perez - bulletin ouvrages d'art n° 19 de novembre 1994 – Sétra
- BOA 20 « Pont de Chateaufort sur Loire, changement de la suspension », B. Bouvy, J. Clavier, J. Dumont - bulletin ouvrages d'art n° 20 de mars 1995 – Sétra
- BOA 20 « Pont de Pont d'Ain, renforcement par précontrainte additionnelle », F. Tavakoli - bulletin ouvrages d'art n° 20 de mars 1995 – Sétra
- BOA 30 « Réparation de l'ouvrage sur le quai Deschamps à Bordeaux », P. Barras - bulletin ouvrages d'art n° 30 d'août 1998 – Sétra
- BOA 31 « La méthodologie des expertises et des réparations », D. Poineau - JM. Lacombe - bulletin ouvrages d'art n° 31 décembre 1998 – Sétra
- BOA 35 « Conseils pour la vérification des armatures passives dans les projets de renforcement des ouvrages avec des matériaux composites », D. Poineau, F. Legeron, E. Bouchon - bulletin ouvrages d'art n° 35 d'août 2000 – Sétra et réaction des lecteurs R. Lacroix, B. Lecinq, Baruch Gedalia, bulletin ouvrages d'art n° 36 décembre 2000
- BOA 36 « Renforcement du pont sur la Saône à Lyon », F. Tavakoli - bulletin ouvrages d'art n° 36 de décembre 2000 – Sétra
- BOA 52 « Renforcement du pont de Gagnac », R. Fournier, M. Boy - bulletin ouvrages d'art n° 52 de juillet 2006 – Sétra
- BOA 57 « Viaduc de St Cloud – Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs », P. Charles, E. Humbert 1<sup>re</sup> partie - bulletin ouvrages d'art n° 57 de mars 2008 – Sétra
- BOA 58 « Viaduc de St Cloud – Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs », P. Charles, E. Humbert 2<sup>e</sup> partie - bulletin ouvrages d'art n° 58 de juin 2008 – Sétra
- BOA 61 « Travaux de mise en sécurité du pont Charles de Gaule à Besançon », C. Aubagnac, H. Cannard, A. Balliere, S. Bouteille, P. Gudefin, L. Genty - bulletin ouvrages d'art n° 61 de juillet 2009 – Sétra
- BOA 65 « Pont du Larivot en Guyane – réparation de la pile 13 », K. Ben Amer, JM. Lacombe, M. Le-François – bulletin ouvrages d'art n° 65 de décembre 2010 - Sétra

#### **Bulletin Ponts Métalliques de l'Otua**

- n° 3 (1972)
  - « Note sur des examens et essais d'assemblages soudés ayant subi des efforts importants »
  - « Résumé des dispositions concernant la protection contre la corrosion des ponts métalliques »

- n° 4 (1972)
  - « Commentaires sur les recommandations de l'Institut International de la Soudure pour la classification des aciers utilisés en constructions soudées »
- n° 5 (1973)
  - « Détails d'exécution, dalle orthotrope »
  - « Évolution des techniques sidérurgiques. Incidence sur le choix des solutions en matière de produits destinés à la Construction métallique »
- n° 6 (1975)
  - « Application de la théorie des états-limites au calcul des poutres mixtes »
  - « Ouvrages d'art mixte – Comparaison des règlements concernant les ponts mixtes »
- n° 8 (1982)
  - « Les aciers d'aujourd'hui pour les ouvrages d'art métalliques »
  - « Les aciers pour ouvrages d'art métalliques »
  - « Conseils pour le soudage des aciers de construction métallique »
  - « Tendances actuelles dans la construction des ponts en acier »
- n° 9 1983
  - « La capacité portante des ponts rails »
  - « Comportement à la fatigue du métal constituant les ponts rails anciens »
  - « Principales défauts rencontrés sur les ponts rails métalliques et modes de réparation »
  - « Réparation du pont rail sur la Garonne à Bordeaux »
- n° 10 (1984)
  - « Boulons à serrage contrôlé »
  - « Tôles fortes à épaisseur variable »
  - « La résistance à la fatigue des assemblages soudés à l'arc en acier de construction métalliques »
  - « La protection anti-corrosion des ouvrages métalliques – Évolution technique et réglementaire »
  - « La protection anti-corrosion des ponts métalliques à la SNCF »
  - « Enquête de l'Otua concernant la protection contre la corrosion des ouvrages maritimes et portuaires »
  - « Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé »
- n° 11 (1985)
  - « L'entretien des ouvrages métalliques souterrains du métro de Paris »
  - « Conception et calcul des éléments transversaux dans les ponts routes mixtes »
- n° 13 (1989)
  - « Effondrement du pont suspendu de Sully-sur-Loire »
  - « Résilience et rupture fragile »
  - « Réhabilitation d'un ouvrage d'art métallique ancien. Pont en arc sur le grand bras de la Seine – Liaison ferroviaire Vallée de Montmorency – Ermont - Invalide »
- n° 14 (1990)
  - « Les ouvrages d'art métalliques – Les matériaux constitutifs »
  - « Réparation par soudage des ouvrages métalliques anciens – Etude de la soudabilité des aciers »
- n° 15 (1992)
  - « Le calcul des ponts métalliques et les règlements européens – La situation début 1992 »
- n° 16 (1993)
  - « Durabilité des dalles de ponts mixtes »
  - « Étude de la fissuration de la dalle du viaduc de la Violette »
  - « Ponts mixtes – Faut-il revenir aux errements de la circulaire du 15 mars 1966 ? »

- n° 17 (1994)
  - « De nouveaux aciers pour la construction métalliques – Les aciers thermomécaniques S355 et S460 » 1994
- n°18 (1997)
  - « Étude des montants des cadres d'entretoisement des bipoutres à entretoises »
- n° 20 (2000)
  - « Deux siècles de ponts métalliques : une vue d'ensemble »
  - « Les ponts en arc »
  - « Les ponts suspendus »
  - « Les ponts rails métalliques »
  - « Les ponts à poutres »
  - « Les ponts et viaduc du métro de Paris »
  - « Règlements de calcul des ponts métalliques »
  - « Matériaux pour ouvrages d'art métalliques : évolution des règlements et des normes »
  - « Des aciers pour les ponts »
  - « La fabrication des ponts métalliques »
  - « Gestion, entretien et réparation des ponts métalliques »
  - « La protection anticorrosion des ponts métalliques »
  - « La construction des ponts au XIX<sup>e</sup> siècle : la suprématie technique du métal »
  - « Les ouvrages d'art en acier : historique et architecture »
- n° 21 (2001)
  - « Les ponts suspendus : passé, présent, futur »
  - « Rénovation du Pont du 25 avril sur le Tage à Lisbonne »
  - « Les platelages métalliques en dalle orthotrope »

#### **Bulletin Ouvrages Métalliques de l'Otua**

- n° 2 (2002)
  - « Deux siècles de passerelles métalliques »
  - « Les viaducs démontables pour passages surélevés provisoires »
  - « Le projet national MIKTI »
- n° 3 (2004)
  - « Les ponts mobiles français aux XIX<sup>e</sup> et XX<sup>e</sup> siècles »
  - « Le projet de rénovation du pont Hercilio-Luz, Brésil »
- n° 4 (2004)
  - « Restauration du pont au Double à Paris »
- n° 6 (2010)
  - « Réhabilitation des ouvrages métalliques à la RATP »
  - « Les tôles fortes à hautes performances »
  - « Le contexte normatif et réglementaire »

## Annexe 3 : Liste prévisionnelle des annexes électroniques

Le présent document sera complété par des annexes disponibles uniquement sous forme électronique et téléchargeable gratuitement sur le site de la DTecITM du Cerema.

La liste prévisionnelle de ces annexes électroniques est la suivante :

### **Annexe A : Évolution des règlements et des matériaux**

- A.1 Évolution des règles de charges des ponts routes
- A.2 Évolution des règlements des ponts en béton armé ou précontraint
- A.3 Évolution des règlements des ponts métalliques ou mixtes
- A.4 Évolution des matériaux et de certains procédés
- A.5 Évolution des caractéristiques des aciers de construction métallique
- A.6 Valeurs indicatives des coefficients de relaxation des anciens câbles de précontrainte
- A.7 Abaques vis-à-vis du déversement des semelles comprimées des ponts mixtes

### **Annexe B : Fiches d'exemples de réparation ou de renforcement**

Diverses fiches relatives aux différents types de réparation et de renforcement.

### **Annexe C : Exemples de calculs de dimensionnement**

Diverses fiches relatives aux calculs de dimensionnement des différents types de réparation et de renforcement.







© 2015 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, créé au 1<sup>er</sup> janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en œuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Pascale Varache**

Mise en page › **Studio Ogham - 2-4, rue de l'industrie - 31320 Castanet-Tolosan**

Illustration couverture › © Cerema

Illustrations et graphiques intérieurs › © Cerema - © Conseil Général 54 - © DIR Est - © DRIEA - © SNCF-Réseau

Impression › **Graph Imprim - France Repro - 9-11, rue Sinclair - 94000 Créteil - Tél : 01 48 93 85 85**

*Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF). L'imprimerie Graph Imprim est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétale, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.*

Achevé d'imprimer : **février 2016**

Dépôt légal : **février 2016**

ISSN : **2276-0164**

ISBN : **978-2-37180-180-0**

Prix : **69 €**

Pour toute correspondance › **Cerema - DTecITM - Bureau de vente - BP 214 - 77487 Provins Cedex**  
ou par mail › **bventes.dtecitm@cerema.fr**

**www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »**



## La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoirs-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

## Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art

Le présent guide, rédigé par un groupe de travail constitué de membres du Cerema et des directions interdépartementales des routes (DIR) expose les pratiques en vigueur dans le MEDDE en matière de conception de réparations structurales et de renforcements des ouvrages d'art.

Il propose une adaptation des règlements et règles de l'art utilisés pour le calcul des ouvrages d'art neufs au cas des ouvrages existants.

Il rappelle la démarche générale d'élaboration d'un projet de réparation et traite du « calcul et de la modélisation » du projet, en proposant des réponses aux questions récurrentes auxquelles sont confrontés les projecteurs :

- Quel règlement de calculs et quel règlement de charge utiliser ?
- Quels coefficients de sécurité retenir ?
- Comment prendre en compte la connaissance de l'existant et notamment le résultat des mesures et instrumentations ?
- Quelles caractéristiques retenir pour les matériaux ?
- Comment tenir compte des pathologies observées ?
- Quels sont les aménagements et dérogations possibles par rapport à un ouvrage neuf ?
- etc.

Il est complété par des annexes techniques téléchargeables sur le site de la DTecITM du Cerema.

## Sur le même thème

- Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants - Note d'information n° 35 - Pratiques en vigueur dans le RST, Sétra, 2012
- Maîtrise des risques - Application aux ouvrages existants - Guide méthodologique, Sétra, 2013
- Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants - Guide méthodologique, Cerema, 2015
- Résistance à l'incendie - Évaluation des ponts routiers - Guide méthodologique, Cerema, 2016
- Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP - Guide méthodologique, Cerema, à paraître

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Prix 69 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-108-0



9 782371 801080

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - [www.cerema.fr](http://www.cerema.fr)

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30