

Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art

Fascicule 33 | Ponts métalliques et mixtes



Octobre 2017

Guide technique

Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art

Fascicule 33 | Ponts métalliques et mixtes

Composition du groupe de rédaction du fascicule 33 :

- Alain DESBORDES (RATP)
- Marie-Joëlle COMBES (RATP)
- Olivier DUMONT (RATP)
- Jean-Luc MARTIN (SNCF-Réseau)
- Véronique BICILLI (DIR Massif Central)
- Pierre CORFDIR (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Lionel ROBERT (DIR Est)
- Laurent GAILLET (IFSTTAR)
- Jean-Michel MOREL (IFSTTAR)
- Fabien RENAUDIN (Cerema Est)
- Adrien HOUEL (Cerema Centre-Est)
- Julien DESILLE (DRIEA)

Composition du comité de pilotage de l'ITSEOA :

- Présidente : Évelyne HUMBERT (CGEDD)
- Rapporteur : Jean-Michel LACOMBE (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Jean-François DOUROUX (RATP)
- Bruno GODART (IFSTTAR)
- Philippe GUIGNARD (Conseil Général de la Gironde)
- Manuel LE MOINE (SNCF-Réseau)
- Bernard PLU (SNCF-Réseau)
- Jean-Marc TARRIEU (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Guillaume TREMBLIN (DIT/GRN/GRT)

Remerciements aux réseaux « ouvrages d'art » des DIR et du RST pour les contributions apportées à ce document.

Sommaire

Avant-propos	5
Chapitre 1 - Champ d'application	7
Chapitre 2 - Généralités sur les ponts métalliques	9
1 - Les ponts métalliques en France	9
2 - Matériau constitutif	12
3 - Produits disponibles	18
4 - Les modes d'assemblage	20
5 - Constitution du tablier métallique	22
6 - Les types de structure	37
7 - Les revêtements anticorrosion	47
Chapitre 3 - Notions sur les causes et la nature des désordres	50
1 - Généralités	50
2 - La corrosion	52
3 - Défauts et altération des peintures	60
4 - La fatigue	64
5 - La rupture fragile	70
6 - Les chocs	71
7 - Les instabilités	72
8 - L'incendie	73
9 - Cas des ponts en fonte	75
10 - Désordre affectant les couvertures	75
Chapitre 4 - Surveillance	81
1 - Généralités	81
2 - Particularités de la surveillance des ouvrages métalliques	82
3 - Actions périodiques de surveillance	83
4 - Inspections	85
5 - Actions préventives	87
6 - Surveillances particulières	87
Chapitre 5 - Entretien	90
1 - Entretien courant	90
2 - Entretien spécialisé	91

Chapitre 6 - Diagnostic et réparation	102
1 - Établissement du diagnostic	102
2 - Réparations	114
Bibliographie	126
Annexe	131
1 - Exemples de mauvaises dispositions constructives	131
2 - Réparation des couvertures métalliques d'ouvrages enterrés RATP	135
3 - Caractéristiques mécaniques des tôles utilisées pour la construction d'ouvrages d'art	139

Avant-propos

Le présent document est l'un des guides techniques constituant le corpus technique de la nouvelle Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA).

La nouvelle Instruction est complétée par les trois premiers fascicules d'application suivants qui lui sont annexés :

- Fascicule 1 : Dossier d'ouvrage
- Fascicule 2 : Généralités sur la surveillance
- Fascicule 3 : Mesures de sécurité - Auscultation - Surveillance renforcée - Haute surveillance

Les autres fascicules qui constituaient la seconde partie de l'ITSEOA de 1979 ne font plus partie intégrante de l'Instruction et sont désormais des guides techniques. La liste de ces guides techniques est la suivante :

- Fascicule 04 : Surveillance topométrique
- Fascicule 10 : Fondations en site aquatique
- Fascicule 11 : Fondations en site terrestre
- Fascicule 12 : Appuis
- Fascicule 13 : Appareils d'appui
- Fascicule 20 : Zone d'influence - Accès - Abords
- Fascicule 21 : Équipements des ouvrages
- Fascicule 30 : Ponts et viaducs en maçonnerie
- Fascicule 31 : Ponts en béton non armé et en béton armé
- Fascicule 32 : Ponts en béton précontraint
- **Fascicule 33 : Ponts métalliques et mixtes**
- Fascicule 34-1 : Ponts suspendus
- Fascicule 34-2 : Ponts à haubans
- Fascicule 35 : Ponts de secours
- Fascicule 40 : Tunnels, tranchées couvertes, galeries de protection
- Fascicule 50 : Buses métalliques
- Fascicule 51 : Ouvrages de soutènement
- Fascicule 52 : Déblais et remblais
- Fascicule 53 : Ouvrages de protection

Ce document a été rédigé par un groupe de travail comportant des membres appartenant aux directions interdépartementales des routes, aux services du réseau des organismes scientifiques et techniques du MEDDE, à la RATP et à la SNCF.

Son contenu a été validé par le comité de pilotage de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art dans lequel sont représentés :

- le ministère (DGITM/DIT) ;
- les directions interdépartementales des routes (DIR) ;
- les collectivités locales ;
- le réseau scientifique et technique (Cerema, IFSTTAR) ;
- des maîtres d'ouvrage d'infrastructures ferroviaires (SNCF-Réseau, RATP).

Il a fait l'objet d'une relecture auprès de représentants du réseau des organismes scientifiques et techniques, de services de l'État et de collectivités territoriales.



Chapitre 1

Champ d'application

Les ouvrages métalliques et mixtes sont une partie importante des ponts de France, encore plus pour les voies ferrées que pour les voies routières. Leur bonne gestion revêt donc une importance majeure. La maîtrise des aléas à l'origine des désordres a progressé au fil du temps avec les progrès techniques (prise en compte de la rupture fragile après la seconde guerre mondiale, prise en compte de la fatigue dans les années 1980, etc.). Les ouvrages ont des faiblesses particulières liées à leur conception et aux matériaux utilisés pour leur construction. Dans tous les cas, leur durabilité est très fortement liée à la qualité des opérations de maintenance. Les deux ennemis principaux que sont la corrosion et la fatigue du métal sont maîtrisables, sauf erreur de conception initiale manifeste, dès lors qu'ils sont correctement pris en compte dans les opérations de maintenance, et les ouvrages peuvent alors s'inscrire dans la durée, certainement bien au-delà de la durée de vie théorique de 100 ans sous-jacente à la réglementation relative à la conception des ouvrages neufs.

Le présent fascicule vise à aider les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre à optimiser la gestion de leur patrimoine au travers de bonnes pratiques professionnelles. Les opérations d'expertise, d'entretien et de réparation des ouvrages métalliques requièrent un savoir-faire exigeant que ce soit pour la connaissance des matériaux en place, la conception et la réalisation des interventions. Des opérations comme le soudage ou la mise en œuvre de peinture, font l'objet, l'une et l'autre, de qualifications professionnelles strictes, tant pour le matériel que pour les exécutants.

Le fascicule concerne les ossatures métalliques en alliage de fer, fonte, fer puddlé, et acier, utilisées dans les ponts et passerelles pour leurs tabliers, qu'ils soient entièrement métalliques ou combinés à d'autres matériaux comme le béton et la maçonnerie : le fascicule aborde ainsi le cas des ponts à ossature mixte acier-béton comme celui des ponts à poutrelles enrobées.



Illustration 1 : Inspection d'un ouvrage

Pour des structures particulières, comme les tabliers de ponts suspendus ou haubanés, les ponts de secours, les ponts-canaux ou les ponts mobiles, les passerelles piétonnes, on pourra utilement s'inspirer de ce document, mais les singularités de ces structures (câbles, brochage entre éléments, attaches de suspentes, pièces mécaniques, sensibilité aux effets dynamiques, etc.) ne sont pas abordées ici. Des fascicules complémentaires, les fascicules 34-1 et 34-2 sur les ponts suspendus et les ponts à haubans et le fascicule 35 sur les ponts de secours complètent le présent document pour ces ouvrages. On se reportera également utilement le cas échéant aux documents suivants :

- pour les piles et pylônes, au fascicule 12 ;
- pour les buses métalliques, au fascicule 50.

Les alliages légers à base d'aluminium et les aciers inoxydables ne seront pas évoqués.

La révision de l'ancien fascicule 33 de 1990 était nécessaire pour prendre en compte l'évolution du parc d'ouvrages, mettre à jour les connaissances, et suivre les évolutions normatives sur de nombreux sujets.

Pour le chapitre 2 « généralités », les mises à jour concernent principalement :

- les connaissances sur les aciers et les procédés de soudage ;
- la présentation et l'illustration de nouveaux types de structure, en intégrant pleinement les ouvrages de type bipoutres à ossature mixte acier-béton et les ponts à poutrelles enrobées ;
- la présentation plus détaillée des différents types de couvertures utilisées notamment pour les ponts mixtes (dalles orthotropes, dalles Robinson, dalles en béton précontraint, dalles sur consoles métalliques en encorbellement, etc.).

Pour le chapitre 3 « causes et nature des désordres », les améliorations visent principalement à :

- étoffer le paragraphe dédié au phénomène de fatigue en présentant la sensibilité des différents types d'assemblages utilisés et les méthodes de détection de fissures qui peuvent être employées ;
- évoquer davantage les instabilités élastiques avec les défauts géométriques qui les amorcent ;
- évoquer la rupture fragile.

Le chapitre 4 « surveillance » aborde les développements en cours sur les inspections ciblées, qui sont des inspections visuelles complétées par des mesures physiques et dont l'objectif est d'améliorer la gestion de l'ouvrage en régulant la périodicité de la surveillance ou en déclenchant des expertises de manière pertinente.

L'ancien chapitre 5 « réparation » est désormais décomposé en deux chapitres, l'un consacré à l'entretien, le chapitre 5, et l'autre, le chapitre 6, dédié au diagnostic et à la réparation. On explicite plus largement les opérations de remise en peinture des ouvrages, la problématique de gestion des déchets et les techniques permettant d'améliorer la durabilité des assemblages soudés vis-à-vis du phénomène de fatigue (parachèvement des soudures).



Chapitre 2

Généralités sur les ponts métalliques

1 - Les ponts métalliques en France

1.1 - Rapide historique des ponts métalliques

Les ponts métalliques se sont développés au XIX^e siècle sous la conjonction des progrès rapides de la sidérurgie et du développement du réseau ferroviaire, très gourmand en franchissements, petits et grands. Les ponts métalliques élargissent alors beaucoup la panoplie des solutions de franchissement offertes par les ouvrages en maçonnerie dont les portées demeurent assez limitées. Dès cette époque, on voit donc la mise au point de structures métalliques très diverses et maintenant très classiques comme les ponts en arc, les ponts suspendus, les ponts à poutres sous tablier et les ponts à poutres latérales.

Les premiers ouvrages métalliques sont des arcs en fonte qui travaillent essentiellement en compression. Le premier pont métallique de Paris fut la passerelle des Arts qui datait de 1804 et était constituée de 9 arches circulaires de 17 m de portée en fonte. Elle fut démontée en 1980 après avoir subi un effondrement partiel sous le choc d'un bateau. Deux de ses arches furent remontées en 1992 au port de Nogent-sur-Marne où elles sont toujours en service. Un autre ouvrage de référence est le pont du Carrousel (3 arches de 47, 67 m d'ouverture) construit à Paris en 1833. De nombreuses variantes de conception ont ensuite été employées, certaines ont permis de grands franchissements. Quelques ouvrages sont encore en service.



Illustration 2 : Le pont St Thomas à Strasbourg (arc en fonte)

Les ponts suspendus font un grand progrès avec l'adoption d'une suspension à câbles de préférence aux chaînes (procédé de Marc Seguin de 1825). Cependant ces ouvrages, s'ils s'avèrent peu onéreux, restent trop souples. Des accidents, comme celui du pont d'Angers en 1850, condamnent provisoirement ce type de structure. La conception moderne de ces ouvrages est l'œuvre de Ferdinand Arnodin qui introduit des poutres de rigidité métalliques et améliore les câbles porteurs (câbles torsadés, suspensions réglables). Les ponts suspendus trouvent alors un essor important à partir de 1874 pour les grands franchissements routiers.

Les ouvrages à poutres se développent rapidement au cours du XIX^e siècle. Les compagnies de chemins de fer utiliseront même au début la fonte pour des poutres dans le cadre des faibles portées. L'usage en traction de la fonte est interdit par le règlement de 1915 et disparaît avec le XX^e siècle sauf pour quelques éléments spécifiques comme des appareils d'appui ou des palées. L'essor des ponts à poutres est réellement permis par les progrès de la sidérurgie qui commence à produire du fer en grande quantité dans la seconde moitié du XIX^e siècle. On utilise des poutres constituées de l'assemblage d'éléments comme les plats et les cornières.



Illustration 3 : Pont sur l'Yonne en fer puddlé

La poutre laminée en I apparaît en France vers 1845 dans de petits formats pour développer progressivement une gamme très complète. Les ponts à poutres sont la conception de référence des franchissements, sauf pour les grandes portées, soit avec des poutres sous chaussées, soit avec des poutres latérales. Les poutres treillis, poutre Howe (brevet de 1840), Pratt (brevet de 1844) et Warren (brevet de 1848) offrent des conceptions pratiques et efficaces.



Illustration 4 : Pagny-sur-Meuse - pont Callender

La conception générale des structures porteuses évolue peu avant la mise au point des poutres à ossature mixte acier-béton dans les années soixante. Les progrès portent essentiellement sur la qualité des matériaux et l'étendue de la gamme des produits offerts. Dès 1870, le fer a quasiment remplacé la fonte et dès le début du XX^e siècle, l'acier a remplacé le fer.

Les ponts métalliques ont été fortement concurrencés par les ponts en béton armé à partir du début du XX^e siècle tant pour les ponts en arc que pour les ponts à poutre de petites portées, puis par les ponts en béton précontraint dans les années soixante et soixante-dix pour le domaine des moyennes et grandes portées. Le renouveau des ponts métalliques démarre dans les années quatre-vingts grâce à l'industrialisation des processus de fabrication des structures de type bipoutre mixte acier-béton. Une part importante des ouvrages construits actuellement sont des ouvrages mixtes.

1.2 - Importance des ponts métalliques

L'ensemble des ouvrages qui permettent à une voie de communication de franchir un obstacle, classés en ponts-routes, ponts-rails et ponts-canaux, sont au nombre d'environ 260 500 (chiffre 2010) en France.

Gestionnaire	Nombre de ponts (tous types) d'ouverture supérieure à 2,00 mètres
État	12 000
Départements	95 000
Communes	115 000
Sociétés concessionnaires d'autoroutes	6 500
SNCF Réseau	32 000
Total	260 500

Tableau 1 : Principaux patrimoines de pont en France

Pour le réseau routier national

Le réseau des routes nationales non concédées comportait, au 31 décembre 2010, environ 12 000 passages inférieurs de portée ou d'ouverture supérieure à deux mètres.

Les ouvrages métalliques ou mixtes représentent aujourd'hui en nombre 5 % du patrimoine des ouvrages et, en surface, 15 %. Les ouvrages métalliques ou mixtes construits avant 1976 représentent eux un peu moins de 150 ouvrages et seulement 2,5 % du patrimoine en surface, mais leur taille moyenne avoisine 1 000 m².

Ces données montrent la part croissante des ouvrages métalliques dans le patrimoine et l'importance stratégique de ces ouvrages dédiés aux franchissements d'importances moyenne et grande.

Pour le réseau ferré national

Les ouvrages métalliques sont une part très importante du patrimoine du réseau ferré national, tant au travers d'ouvrages anciens, que modernes. Ce réseau comprend environ 4 600 ponts-rails à ossature métallique et 7 500 ponts-rails à poutrelles enrobées d'ouverture supérieure à 2 m sur un total de 32 000 ponts-rails. Les ouvrages métalliques représentent 38 % du patrimoine, tant en nombre qu'en surface. Enfin, plus de 60 % des structures à ossature métallique ont plus d'un siècle, ce qui montre l'importance des opérations de maintenance pour ce patrimoine.

Pour le réseau de la RATP

Le patrimoine de ponts métalliques et mixtes de la RATP pour les réseaux RER et Métro est d'environ 360 ouvrages métalliques, dont 48 ponts à poutrelles enrobées, 70 travées de stations aériennes et 205 travées courantes de viaduc du métro aérien. Son patrimoine de couvertures mixtes enterrées est d'environ 120 000 m², tous réseaux confondus. L'essentiel des ouvrages métalliques du métro de Paris a été construit durant les vingt premières années du XX^e siècle.

Pour le réseau des canaux

Il existe aussi quelques ponts-canaux. Pour les ponts-canaux, on trouve d'utiles conseils dans la notice VN95.03 de novembre 1995 publiée par le STCPMVN⁽¹⁾.



Illustration 5 : Pont canal de la Thumenau

1 STCPMVN : Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables, actuelle Cerema Eau, mer et fleuves.

2 - Matériau constitutif

Actuellement, le matériau constitutif des ossatures métalliques est essentiellement l'acier. Les plus anciens ouvrages peuvent cependant être constitués de fonte ou de fer puddlé. Les caractéristiques essentielles de ce matériau sont :

- la limite élastique σ_e et la limite à rupture σ_r ;
- la ductilité caractérisée par l'allongement sous charge maximale (A_{gt}) et par l'allongement à rupture (A) ;
- la ténacité, qui caractérise la capacité d'un matériau à supporter une charge ou à se plastifier en présence d'une fissure. Elle est corrélée pour les aciers modernes à la valeur de l'énergie qui est obtenue par l'essai de flexion par choc dit « essai Charpy » ;
- la soudabilité.

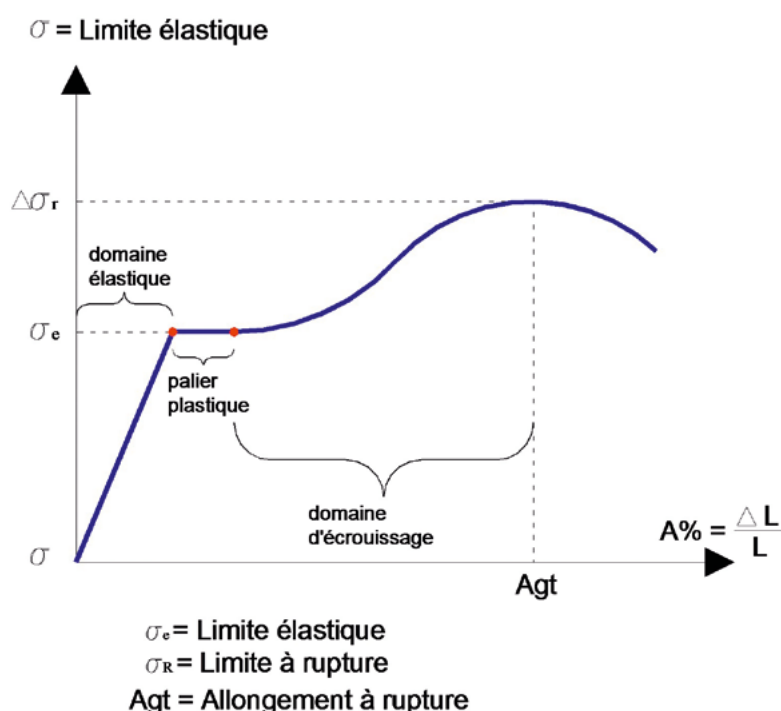


Illustration 6 : Courbe contrainte nominale/déformation de l'acier lors d'un essai de traction

La composition chimique de l'acier associée à son mode de fabrication donne ses caractéristiques. L'acier est composé de fer (plus de 95 %) et de carbone (0 à 2 %) ainsi que d'impuretés (phosphore, soufre principalement) ou d'éléments ajoutés intentionnellement pour améliorer ses caractéristiques, manganèse et silicium principalement mais aussi niobium, vanadium, chrome, etc., suivant les caractéristiques recherchées pour l'acier.

Le taux de carbone définit le type de structure métallographique obtenue, il joue donc un rôle déterminant dans les caractéristiques finales. Au-delà de 2 % on ne parle plus d'aciers mais de fontes, car les fontes ont une structure et des caractéristiques totalement différentes. Compte tenu des caractéristiques attendues pour la construction métallique, les aciers de structure modernes ont des teneurs voisines de 0,10 à 0,20 % de carbone. À procédé de fabrication équivalent, plus la résistance de l'acier augmente, plus sa ductilité diminue, tout l'art réside dans l'équilibre entre ces deux qualités.

Il est possible de distinguer les grandes périodes suivantes :

Du début du XIX^e siècle à 1850 environ, la fonte constitue, en France, les parties principales des ouvrages métalliques, les organes d'assemblage étant en fer forgé.

Vers 1830 environ, le fer puddlé fait son apparition et connaît tout de suite un développement rapide ; l'acier fait également son apparition vers 1860, et il y a coexistence des trois matériaux jusqu'à la disparition de l'utilisation de la fonte vers 1890.

Que ce soit du point de vue des caractéristiques mécaniques, des modes d'assemblages ou de l'évolution des processus industriels, la technologie de l'acier va progresser tout au long du XX^e siècle, en particulier à la fin des années soixante – début des années soixante-dix, avec l'apparition de la coulée continue, d'aciers « facilement » soudables en forte épaisseur ou des aciers thermomécaniques. De ce fait, on appelle dans ce document les aciers produits avant cette période, « aciers anciens » et ceux produits ultérieurement, « aciers modernes ».

Les productions de fer puddlé et d'acier se sont chevauchées pendant quelques décennies.

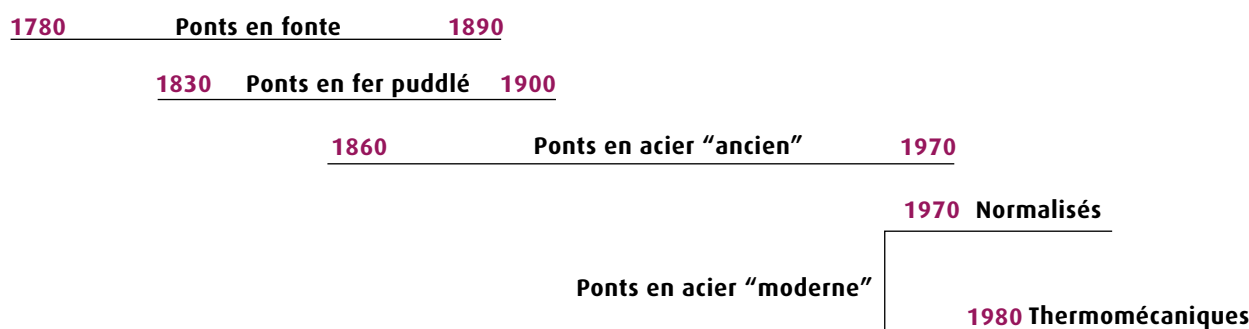


Illustration 7 : Principales évolutions techniques

L'acier s'impose progressivement du fait de ses qualités et des exigences administratives. Dès 1915, le fer n'est plus employé. Les principales évolutions réglementaires sont récapitulées dans la figure ci-dessous.

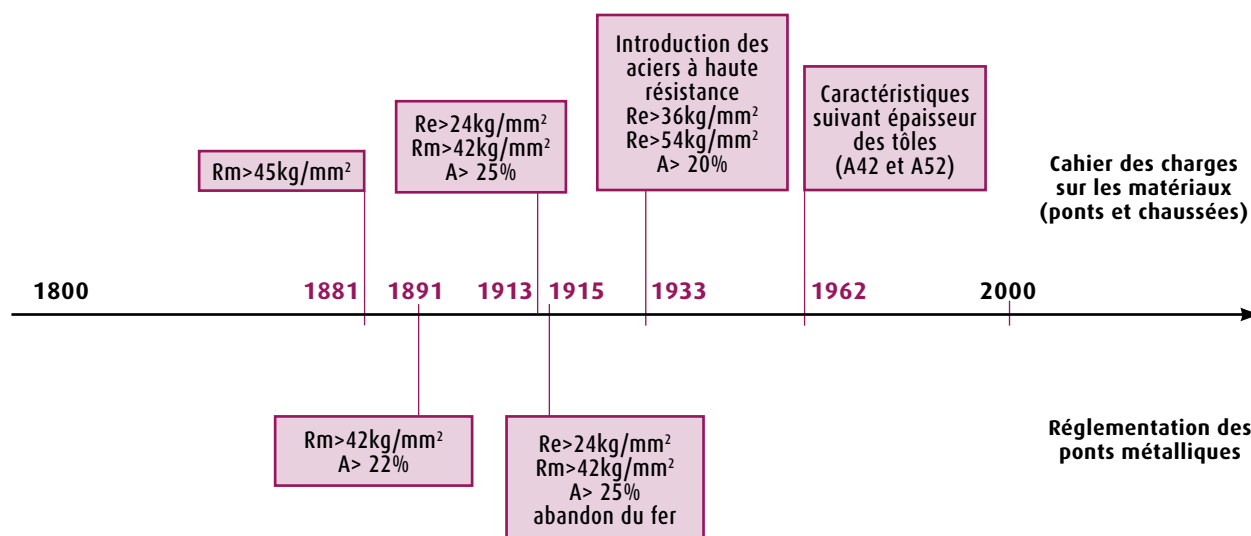


Illustration 8 : Principales évolutions réglementaires : R_m est la résistance à rupture, R_e est la limite élastique et A est l'allongement à rupture. Les caractéristiques R_m et R_e sont aussi notées suivant les textes σ_r et σ_e ou f_u et f_y .

Compte tenu de son importance, la construction métallique fait l'objet d'une abondante réglementation visant à assurer la sécurité des usagers :

- 1858 : circulaire du 26 février 1858 relative aux épreuves des ponts métalliques supportant les voies de chemin de fer ;
- 1869 : circulaire du 15 juin 1869 relative aux épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinées aux voies de terre ;
- 1877 : circulaire du 9 juillet 1877 relative à la révision des circulaires du 26 février 1858 et du 15 juin 1869 relatives aux épreuves des ponts métalliques ;

- 1891 : circulaire du 29 août 1891 : révision de la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877 – Nouveau règlement relatif aux épreuves des ponts métalliques – Instructions pour l'application de ce règlement ;
- 1915 : circulaire du 8 Janvier 1915 : Règlement pour le calcul et les épreuves des ponts métalliques ;
- 1927 : circulaire du 10 Mai 1927 : Règlement pour le calcul et les épreuves des ponts métalliques ;
- 1946 : circulaire série A n° 21 du 30 Avril 1946 : Instruction pour le calcul des charpentes et ponts en acier avec assemblages soudés à l'arc électrique ;
- 1960 : fascicule V « Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier », du fascicule n° 61 « Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art » dans ses différentes éditions : circulaire n° 65 du 19 août 1960, circulaire n° 84 du 25 novembre 1962, circulaire n° 70-18 du 4 février 1970, décret n° 72-667 du 4 juillet 1972, circulaire n° 73-150 du 7 Août 1973, circulaire n° 78-33 du 18 février 1978 ;
- 1966 : circulaire d-10944 du 25 Mars 1966 : Règlement de calcul des ouvrages mixtes de portée moyenne ;
- 1981 : circulaire n° 81-63 du 28 juillet 1981 : Règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton ;
- 2010 : retrait des normes nationales en contradiction avec les eurocodes (EC 3 et 4).

2.1 - La fonte [1780~1890]

La fonte est le premier matériau ferreux à avoir été obtenu en quantité de manière industrielle. Elle est ainsi devenue le premier matériau métallique utilisé pour la structure d'ouvrages d'art. Son utilisation couvre tout le XIX^e siècle mais dès l'apparition du fer puddlé, son utilisation régresse rapidement.

La fonte incorpore une quantité importante de carbone, de l'ordre de 3 %, qui la rend cassante et non soudable.

Les caractéristiques de ce matériau sont médiocres comparées à celles des aciers modernes :

- | | |
|----------------------------|---|
| • limite d'élasticité | $\sigma_e = 50 \text{ à } 100 \text{ MPa}$ |
| • résistance à la traction | $\sigma_r = 100 \text{ à } 150 \text{ MPa}$ |
| • allongement à la rupture | $A_{gt} = 1 \text{ à } 8 \%$ |
| • ténacité | quasi nulle |
| • soudabilité | quasi nulle |

Du fait de ses caractéristiques, la fonte était quasi exclusivement utilisée en compression pour laquelle sa résistance est évaluée entre 500 et 700 MPa. Elle présente en revanche les avantages d'être faciles à mettre en œuvre par moulage et très peu sensibles à la corrosion.



Illustration 9 : Pont sur le Lot à Cahors

2.2 - Le fer

Le fer est un matériau dont les caractéristiques mécaniques sont peu élevées :

- limite d'élasticité $\sigma_e = 180 \text{ MPa}$
- résistance à la traction $\sigma_r = 240 \text{ MPa}$

Cependant, il présente l'avantage de posséder un grand palier plastique A_{gt} de l'ordre de 30 %.

Matériau peu sensible à la corrosion, on ne le rencontre pas sous forme laminée, mais sous forme fondue ou forgée. Il n'a pas été utilisé dans les pièces principales de charpente, mais il fut employé pour des pièces secondaires (tirants, organes d'assemblage).

2.3 - Le fer puddlé [~1830--1900]

À partir de 1830, la technique du puddlage fait son apparition. Cette technique visait à éliminer une partie du carbone contenu dans la fonte en l'oxydant à l'aide de scories. Cette opération était accompagnée d'un brassage (en anglais : to puddle) visant à favoriser le phénomène. La température atteinte dans les fours ne permettant pas d'obtenir le fer sous forme liquide, la pâte obtenue contenait une quantité importante d'oxydes qui étaient éliminés ensuite en battant le fer (le cinglage).

Du fait de la présence d'oxydes en quantité importante, le fer puddlé présente de fortes hétérogénéités sous forme d'une structure grossière en bandes alternées de ferrite et d'oxydes divers. L'évolution des techniques de puddlage, notamment sa mécanisation, a permis d'améliorer la qualité du fer puddlé. Les meilleurs fers puddlés sont ainsi très proches des premiers aciers doux.

Les premiers fers puddlés sont peu ductiles, ne sont pas soudables, alors que les meilleurs fers puddlés présentent une plus grande plage de déformation plastique et peuvent être soudés en adaptant le mode opératoire. Les premiers fers puddlés sont très sensibles à la corrosion feuilletante résultant de la forte anisotropie du matériau.

Les caractéristiques mécaniques observées sur ce matériau sont les suivantes :

- limite élastique $\sigma_e = 200 \text{ à } 300 \text{ MPa}$;
- résistance à la traction $\sigma_r = 250 \text{ à } 400 \text{ MPa}$;
- allongement $A = 5 \text{ à } 25 \%$ dans le sens longitudinal, très faible dans le sens transversal voire quasi-nul pour les plus anciens fers puddlés ;
- ténacité très faible à faible ;
- soudabilité difficilement soudable.

Il a définitivement disparu au début du XX^e siècle.



Illustration 10 : Viaduc de Garabit sur la Truyère

2.4 - L'acier moulé (~1900)

L'acier moulé a été utilisé de façon exceptionnelle pour la réalisation de structures d'ouvrages. En revanche, des pièces massives, en particulier les appareils d'appui, les selles d'infléchissement des câbles sur les ponts suspendus, ont été, et sont encore, couramment constituées d'acier moulé. La structure d'ouvrage en acier moulé la plus connue est celle du pont Alexandre III construit en 1900 à Paris.



Illustration 11 : Pont Alexandre III

2.5 - L'acier

Le carbone est un élément très bénéfique pour les caractéristiques mécaniques en traction du métal lorsqu'il est efficacement incorporé dans la matrice ferreuse. Cependant, cela nécessite que l'acier soit obtenu sous forme liquide, ce que les techniques du début du XIX^e siècle permettaient difficilement. Seules de faibles quantités d'acier pouvaient ainsi être obtenues.

À partir de 1850, la mise au point de nouvelles techniques de traitement de la fonte va permettre la production d'acier en quantité industrielle à un coût réduit et ainsi ouvrir la voie à son utilisation dans les ouvrages d'art. Les procédés Bessemer, Siemens-Martin ou Thomas voient ainsi successivement le jour.

La proportion d'acier dans les ouvrages d'art progresse très rapidement jusqu'à supplanter définitivement la fonte et le fer puddlé au début du XX^e siècle. Cependant, si le principe d'élaboration reste le même, le matériau va beaucoup évoluer tout au long de ce siècle dans le but d'améliorer la régularité des caractéristiques, les performances mécaniques, les dimensions des produits disponibles, ainsi que la soudabilité.

Parmi les évolutions techniques importantes qui ont permis d'améliorer la constance des caractéristiques des produits, on peut citer la mise au point de la coulée continue à la fin des années soixante.

La prise en compte systématique de la soudabilité à partir du début des années soixante-dix que ce soit du point de vue technique ou normatif permet de faire une distinction forte sur ce critère entre les aciers élaborés avant ou après cette date vis-à-vis de la soudabilité.

L'ajout de certains composants chimiques permet d'améliorer la résistance des aciers vis-à-vis de la corrosion. Ce sont les aciers dits inoxydables (obtenus par ajout de Chrome et de Nickel), non utilisés en pratique du fait de leur coût, et les aciers dits autopatinables (obtenus principalement par ajout de Cuivre et de Chrome).

2.5.1 - Les aciers anciens (~1860--1970)

Ce type d'acier était assemblé à l'origine exclusivement par rivetage. Seules les caractéristiques mécaniques essentielles, limite à rupture ainsi que l'allongement étaient recherchées. Ces aciers sont généralement dénommés par leur limite à rupture (en kg/mm²).

Avant 1913, l'usage de l'acier était simplement évoqué par le règlement de 1891 (nouveau règlement relatif aux épreuves des ponts métalliques du 29 août 1891). La qualité de ces aciers était beaucoup moins normalisée qu'aujourd'hui. On peut considérer qu'entre 1913 et 1970, l'essentiel des ouvrages a été construit avec des aciers de type A42 (limite élastique ($R_e > 235 \text{ MPa}$) pour ce qui concerne la résistance.

Le cahier des charges général de 1956 distingue deux nuances: l'Ac42 et l'Ac54. Une différence est faite entre les aciers assemblés par rivetage et ceux destinés à être soudés, notamment du point de vue de la résilience puisque les premières garanties de résilience UF sont spécifiées à 0°C .

Le fascicule 4 titre III de 1962 distingue deux aciers : l'A42 et l'A52, mais la différence majeure provient d'un renforcement des exigences en matière de résilience puisque les aciers soudables doivent présenter des garanties de résilience (valeurs d'énergie Charpy) KCU à 20°C , KCV à 0°C ou KCV à -20°C suivant la qualité de l'acier. Les aciers rivés doivent également présenter une garantie de résilience KCU à 20°C .

Les caractéristiques mécaniques de cet acier sont :

- limite élastique $\sigma_e = 240 \text{ à } 400 \text{ MPa}$;
- résistance à la traction $\sigma_t = 420 \text{ à } 550 \text{ MPa}$;
- allongement $A = \text{plus de } 20 \%$;
- ténacité faible à moyenne ;
- soudabilité variable suivant la qualité de l'acier.

2.5.2 - Les aciers modernes (à partir des années soixante-dix)

L'amélioration des procédés de sidérurgie, notamment les procédés à l'oxygène, a permis d'obtenir des aciers de meilleure qualité pouvant être plus facilement soudables.

Par ailleurs, une autre filière s'est développée en parallèle, la filière électrique, qui permet de recycler les ferrailles. Cette filière est réservée aux produits longs compte tenu des impuretés contenues dans les ferrailles, en particulier du cuivre.

Au-delà des procédés à l'oxygène, l'amélioration de la soudabilité des aciers va passer par le remplacement d'une partie du carbone équivalent par des éléments ajoutés en très faibles quantités, les dispersoïdes, niobium et vanadium notamment ; c'est l'apparition des aciers microalliés normalisés. Dans un second temps, dans les années quatre-vingts, il devient possible, par l'évolution des techniques de laminage, de jouer sur la structure du grain pour améliorer les caractéristiques mécaniques sans modifier la chimie, c'est l'apparition des aciers thermomécaniques. Ces aciers sont obtenus grâce à une succession de passes de laminage contrôlées en temps et en température. Les aciers thermomécaniques sont plus facilement soudables que les aciers normalisés ou bruts de laminage à caractéristiques mécaniques équivalentes.

Les nuances des aciers modernes sont désignées par leur limite élastique. Les nuances les plus utilisées sont le E36 et le E355, qui sont renommées S355 K2+N et S355N à la faveur de l'harmonisation européenne.

Les qualités des aciers modernes utilisés étaient à l'origine dénommées R et FP2. Ces qualités correspondaient respectivement à des garanties de 60 joules à 0°C et 50 joules à -40°C . Ces niveaux de résilience ont évolué à l'occasion de l'harmonisation européenne vers les qualités N (40 joules à -20°C) et NL (27 joules à -50°C). Les principales caractéristiques sont :

- limite élastique $\sigma_e = 355 \text{ à } 460$;
- résistance à la traction $\sigma_t = 470 \text{ à } 540 \text{ MPa}$;
- allongement $A = \text{plus de } 20 \%$;
- ténacité importante à très importante (les aciers à grains fins atteignent facilement plus de 100 joules à -20°C) ;
- soudabilité les aciers modernes sont plus aisément soudables que les aciers anciens. Les aciers thermomécaniques sont par ailleurs plus facilement soudables que les aciers normalisés à caractéristiques mécaniques équivalentes.

Nota : Les valeurs garanties des limites élastiques et résistances mécaniques diminuent avec l'épaisseur du produit.

2.5.3 - Les aciers autopatinables

À partir de la seconde moitié des années soixante, les aciers à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique dits « autopatinables » ont été utilisés en France. Grâce à une composition chimique garantie sur la teneur en cuivre et en chrome, ces aciers ont la particularité de former, dans certaines conditions atmosphériques, une couche d'oxyde stable à leur surface contrairement à la rouille qui se dégrade. Ce matériau s'autoprotégeant, les ouvrages mettant en œuvre cet acier ont la particularité de ne pas être mis en peinture, sauf parfois au droit des abouts du tablier.

Seule une quarantaine d'ouvrages a été construite avec cet acier entre 1968 et 2012. Ces aciers ont fait l'objet d'une circulaire du 26 septembre 1985 donnant des recommandations pour leur utilisation dans les ouvrages d'art. Elle est maintenant remplacée par la note d'information du Cerema parue en avril 2015 (note d'information Ouvrages d'Art n° 2 du Cerema). Depuis 2012, l'emploi de ce type d'acier connaît un regain significatif, car le maître d'ouvrage espère une maintenance facilitée. Cependant, l'acier autopatinable est sensible à la présence de débris végétaux et d'eau stagnante et il faut apporter un grand soin aux opérations de nettoyage (about de l'ouvrage, descente d'eau, etc.). La note du Cerema donne notamment toutes les indications nécessaires à l'évaluation de la qualité de la patine protectrice.



Illustration 12 : Passerelle de Jæuf

3 - Produits disponibles

Les produits en fer puddlé et en acier ont initialement été produits sous forme de plats et de produits longs avant que les développements de la sidérurgie permettent d'obtenir des tôles de plus en plus grandes dimensions.

Avant le début des années quatre-vingts et l'obtention de tôles suffisamment épaisses, les variations d'épaisseur des semelles épaisses des poutres étaient obtenues en empilant des plats ou des larges plats ou des tôles et en les assemblant par rivetage avant les années cinquante puis par soudage. Dans ce dernier cas, la semelle additionnelle est soudée en angle sur son pourtour.

À présent, la variation d'épaisseur est obtenue directement en soudant bout à bout les deux tôles d'épaisseur différentes. La semelle la plus épaisse présente un débardage (variation d'épaisseur) à son extrémité pour rattraper progressivement l'épaisseur de la semelle la plus fine.

Au début des années quatre-vingts, des tôles profilées en long ont été développées. Ces tôles ont la propriété d'avoir une épaisseur qui varie longitudinalement. Ceci permet d'obtenir des semelles de poutres qui suivent la courbe des moments le long de l'ouvrage sans avoir recours au raboutage de tôles d'épaisseurs différentes. Quelques ouvrages mettant en œuvre ces produits ont été construits en France.

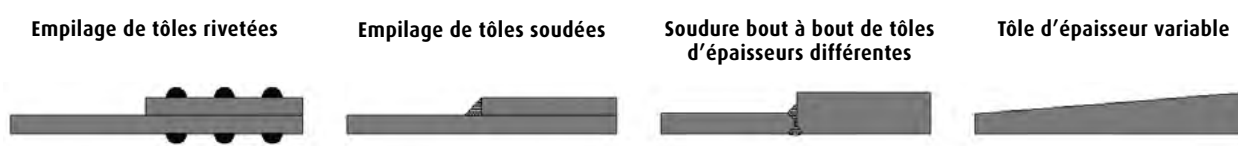


Illustration 13 : Évolution des techniques permettant les changements d'épaisseur de tôle

Les profilés et poutrelles

Les premiers profilés sont apparus en France vers 1845 et, dès 1911, il est possible d'obtenir des profilés d'un mètre de hauteur. L'évolution des techniques de production porte en particulier sur la diminution des rapports entre hauteur et largeur de la section ainsi que le rapport entre l'épaisseur de l'âme et celle des ailes. Par ailleurs, l'évolution vise à améliorer la planéité et le parallélisme des âmes et des membrures. L'évolution du matériau constitutif proprement dit est la même que pour les produits plats.



Illustration 14 : Laminage d'un profilé

Le tableau suivant donne quelques repères de période de fabrication pour les profilés les plus anciens en fonction des rapports épaisseur d'âme / épaisseur aile et hauteur / largeur de la section.

	1845-1870	1870-1930	Après 1930
Rapport des épaisseurs âme/aile	> 0,80	0,60 à 0,80	< 0,60
	1845-1880	1880-1930	après 1930
Rapport Hauteur/Largeur	> 1,50	1,00 à 1,50	< 1,00

Tableau 2 : Évolution géométrique des profilés

Bien que les poutrelles représentent l'immense majorité des produits longs mis en œuvre sur les ouvrages, d'autres types de produits ont également été utilisés comme les « rails Barlow » et les « fers Zorès » pour les couvertures. Des rails de voies ferrées ont également pu être utilisés pour la structure de petits franchissements.

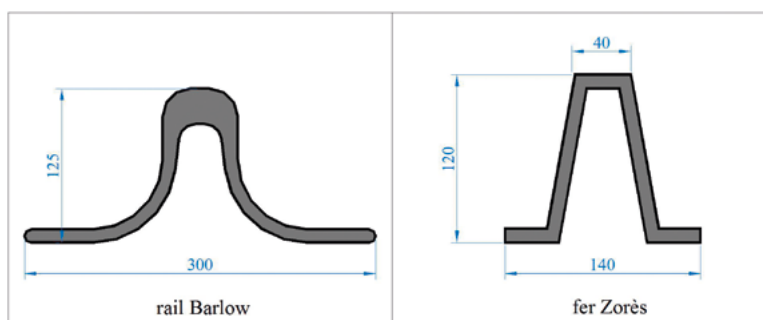


Illustration 15 : Profils particuliers comme le rail « Barlow » et le fer « Zorès »



Illustration 16 : Viaduc de Garabit : platelage en fer Zorès

4 - Les modes d'assemblage

Hormis pour les ouvrages en fonte, les pièces constitutives des ouvrages construits jusqu'au milieu du XX^e siècle sont essentiellement assemblées par rivets, même si les règlements autorisent les boulons. Ces pièces fonctionnent principalement au cisaillement. Les règlements anciens prévoyaient cependant qu'ils pouvaient fonctionner de deux manières différentes, soit à l'arrachage de la tête, c'est-à-dire, en reprenant un effort parallèle à l'axe de la tige, soit au cisaillement de la tige, c'est-à-dire en reprenant un effort perpendiculaire à l'axe du rivet. Le soudage se développe en atelier après la seconde guerre mondiale, puis il se généralise sur chantier dans les années soixante-dix.



Illustration 17 : Soudage en cours

Enfin, vers 1965 apparaît un nouveau type de joint, l'assemblage par boulons à haute résistance, qui pince les pièces assemblées pour permettre la transmission des efforts par frottement. Ce procédé est aujourd'hui peu employé sauf pour la réparation.

4.1 - Assemblage des ouvrages en fonte ou en acier moulé

La fonte se prête bien au moulage, donc à la réalisation de formes complexes ; par ailleurs, elle est utilisée essentiellement en compression. Les différents éléments peuvent donc être ajustés les uns aux autres et n'être reliés que par des organes de maintien supportant peu d'effort. On trouve ainsi, dans les ouvrages d'art, des joints du type tenon et mortaise, languette et rainure, clavette et logement qui sont classiques dans la construction mécanique. Les voussoirs peuvent comporter des nervures servant à les assembler les uns aux autres au moyen de boulons. Ces mêmes boulons peuvent servir également d'axes pour la fixation de pièces de contreventement ou des tirants en fer forgé, du type « barres à œil ».

4.2 - Assemblage par boulons ordinaires

Le principe du boulon, composé d'une vis filetée et d'un écrou, était déjà connu au XIX^e siècle lors de la construction des premiers ponts métalliques. Les règlements prévoyaient qu'ils soient calculés comme des rivets.

Pour pouvoir rentrer la tige de la vis dans les trous percés dans les pièces, un léger jeu est nécessaire. Pour mettre en contact le bord du trou de la pièce et la tige de la vis, il faut donc un déplacement des pièces entre elles. Ce principe est peu acceptable pour les ponts métalliques soumis à des effets dynamiques. Pour éviter le desserrage des écrous, on a pu avoir recours au matage, aux contre-écrous, et aux rondelles à ressort.

L'utilisation des boulons ordinaires est maintenant interdite pour la structure des ouvrages d'art (depuis 1978).

4.3 - Assemblage par rivets [~1850--~1960]

Le rivet, sorte de broche munie d'une tête première en général hémisphérique, est chauffé à haute température. La tige, d'un diamètre légèrement inférieur à celui du trou des pièces à assembler, est rentrée dans celui-ci. L'autre extrémité est forgée à chaud pour former la seconde tête pendant que le rivet est encore chaud. Lors du forgeage, il y a refoulement du métal du corps du rivet qui remplit alors complètement le trou.

Le refroidissement du rivet entraîne une légère précontrainte de l'assemblage qui améliore son fonctionnement. Les rivets peuvent travailler au cisaillement, voire à l'arrachement des têtes. Ce mode étant cependant moins préférable, les têtes de rivets restent le point de fragilité de ce type d'assemblage.



Illustration 18 : Pose d'un rivet à chaud

4.4 - Assemblage par boulons précontraints à serrage contrôlé (Après 1960)

Dans les années soixante, la production d'acier à forte résistance a permis la mise en œuvre sur les ouvrages d'un nouveau type d'assemblage : les boulons à serrage contrôlé dits HR (Haute Résistance).

Ces boulons sont serrés pour créer une forte précontrainte dans la tige, qui plaque les pièces assemblées les unes contre les autres. L'effort à transmettre d'une plaque à l'autre se fait par frottement à l'interface entre les plaques qui bénéficient d'une préparation de surface pour offrir une rugosité minimale.

Ce type d'assemblage a continué à être utilisé après la généralisation du soudage sur site mais de manière de plus en plus confidentielle et il est généralement réservé aux cas pour lesquels le recours au soudage est difficile ou peu économique.

4.5 - Assemblage par soudage

Le soudage ne s'est généralisé qu'après la seconde guerre mondiale. Pourtant, le soudage oxyacétylénique était connu depuis 1901 et la première électrode enrobée fut fabriquée en 1907. Cette opération est cependant très complexe car les caractéristiques des matériaux peuvent être fortement modifiées.

La maîtrise du soudage et l'amélioration de la qualité des aciers ont permis le recours à cette technique pour les ouvrages d'art à partir des années trente (réparations d'ouvrages de la RATP, premier pont ferroviaire soudé en 1936). La technique s'est rapidement développée en atelier après la seconde guerre mondiale, puis sur chantier dans les années soixante soixante-dix.

Le soudage des structures se fait dès le début à l'arc électrique. Le métal d'apport se présentait au départ exclusivement sous forme d'électrodes enrobées ; cette technique a laissé place progressivement aux procédés à fils fusibles qui présentent l'avantage d'être plus facilement automatisables. L'évolution des procédés a permis d'augmenter la productivité et la qualité des soudures.

L'opération de soudage vise à assurer la continuité du matériau et de ses caractéristiques entre deux éléments. Pour cela, on a recours à la fusion locale des deux éléments avec ajout d'un métal d'apport.

La haute technicité de cette méthode est liée au fait qu'il est indispensable de bien connaître les éléments à assembler, notamment la chimie, puisqu'il s'agit d'une opération métallurgique. On distingue deux zones distinctes avec des propriétés différentes dans la soudure : la zone fondue dont la composition est un mélange de métal de base et de métal d'apport et la zone affectée thermiquement, qui a connu un échauffement important, sans atteindre le point de fusion.

Deux principaux types d'assemblages sont réalisés à l'aide du soudage : la soudure en angle et la soudure en bout à bout. Dans les deux cas, les soudures peuvent être à pénétration partielle ou à pleine pénétration. Pour réaliser la pleine pénétration, qui reconstitue la pleine continuité mécanique des éléments, il est nécessaire de chanfreiner l'extrémité des tôles à assembler. Ce chanfrein peut prendre différentes formes suivant les dispositions constructives et les conditions dans lesquelles est réalisée la soudure.

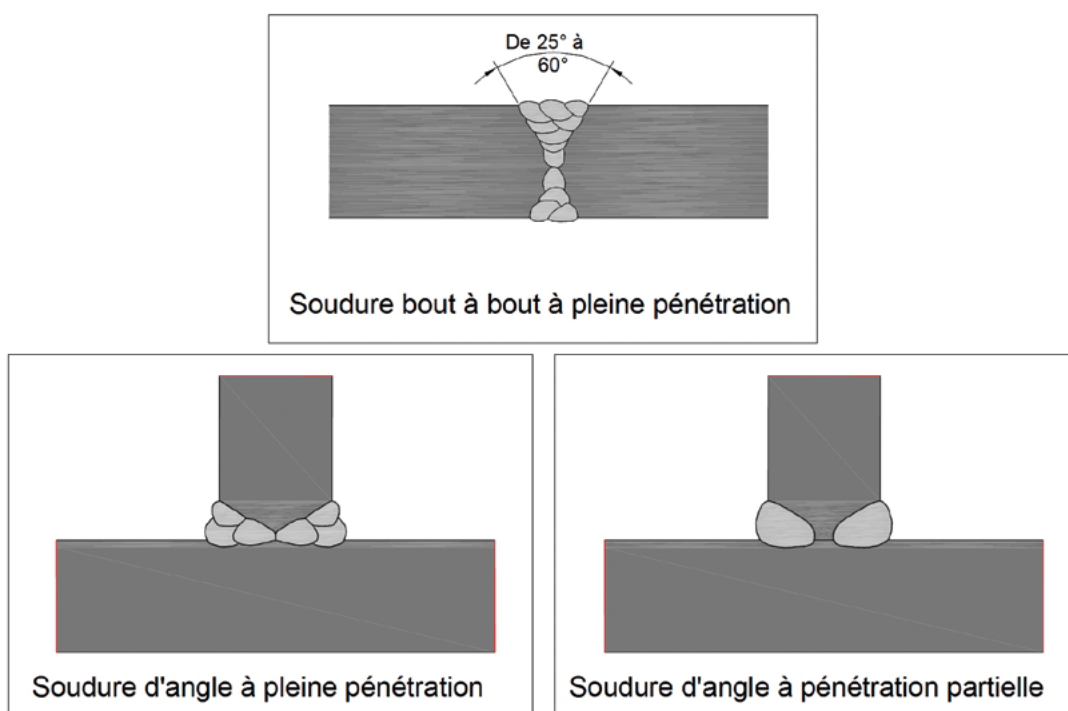


Illustration 19 : Différents types de joints soudés

Les lunules (ou trous de souris) sont des évidements qui permettent d'assurer la continuité d'un cordon de soudure dans des rabotages de semelles de poutre, le cordon bout à bout devant passer à travers l'âme sans être discontinu.

Ce type de disposition est moins utilisé depuis les années quatre-vingt-dix, car il présente un risque inutile vis-à-vis de la fatigue. Le risque de fatigue lié à la lunule est toutefois bien maîtrisé en utilisant la classe 71 conformément aux exigences de l'EC3-1-9.

5 - Constitution du tablier métallique

5.1 - Constitution des poutres

Les profilés en I

Au XIX^e siècle, les produits de laminage disponibles étaient restreints et pour former des poutres en I, il fallait avoir recours à l'assemblage de plats, larges plats et cornières. L'assemblage de pièces bout à bout se faisait à l'aide de couvre-joints. Les cornières permettaient la constitution de poutre en I à partir de tôles planes. La continuité des cornières se faisait également par des couvre-joints, grâce à des cornières épousant la forme du profil intérieur de la cornière.

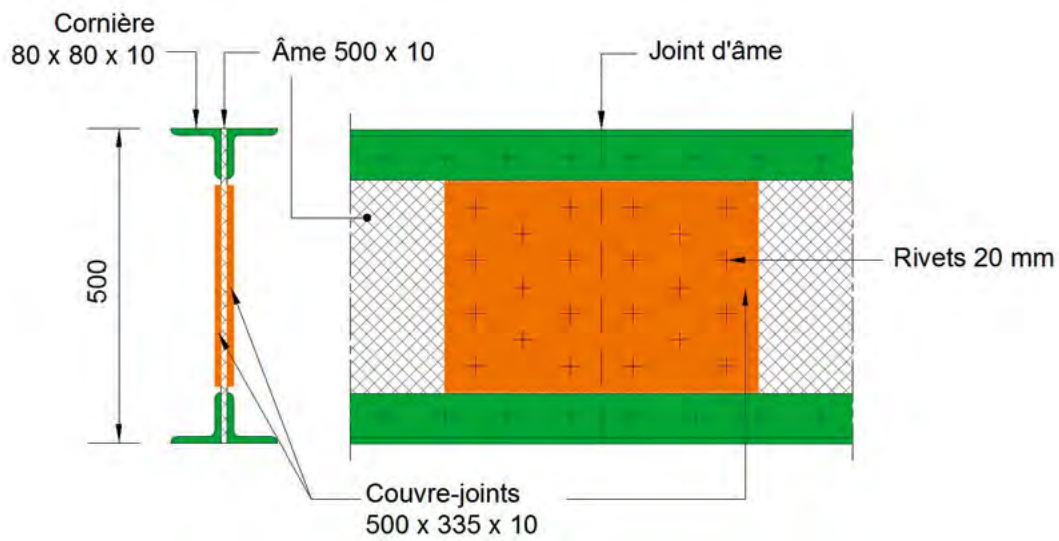


Illustration 20 : Exemple d'un couver-joint d'âme

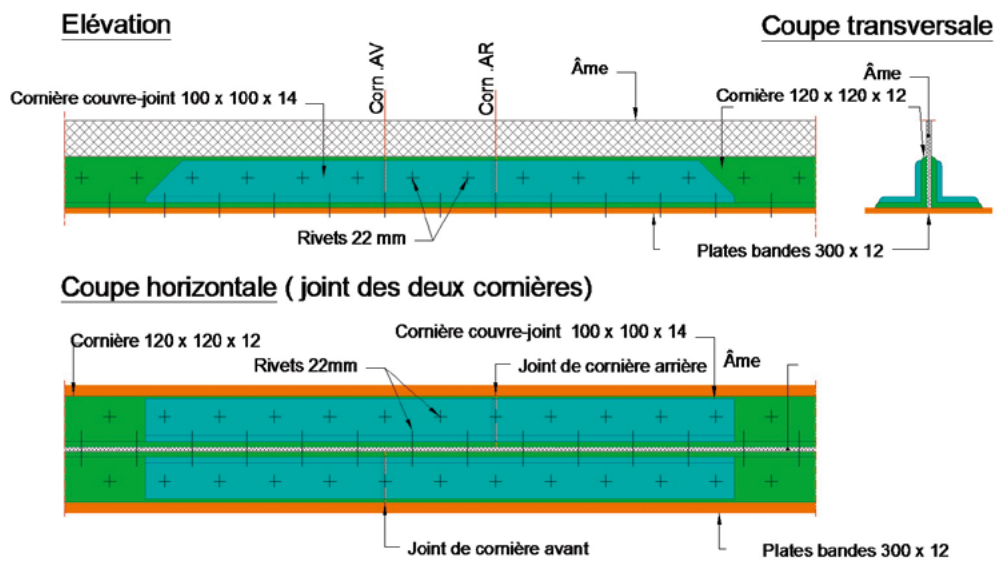


Illustration 21 : Exemple de couver-joints de cornières



Illustration 22 : Couver-joint de semelle

L'assemblage par cornières ou couvre-joints crée des zones sensibles à la corrosion à l'interface des surfaces. La règle des pincés mise en œuvre à partir du début des années mille neuf-cents a permis de contrôler ce risque en limitant l'espace entre rivets et entre les rivets, le bord de tôle, en évitant ainsi les interstices entre les éléments pincés. Ces zones sont difficiles à inspecter.



Illustration 23 : Corrosion à l'interface d'un assemblage

Le recours au soudage dans la construction des ouvrages métalliques a fait ensuite apparaître une nouvelle façon de concevoir les Profilés Reconstitués. En effet, les tôles des semelles étaient alors assemblées l'une à l'autre par l'intermédiaire d'un cordon de soudure sur le pourtour de la semelle additionnelle.

Le recours à des tôles de plus forte épaisseur a permis de simplifier la section des Profilés Reconstitués puisqu'il suffit de quatre cordons de soudure aux jonctions âme-semelle pour les constituer.

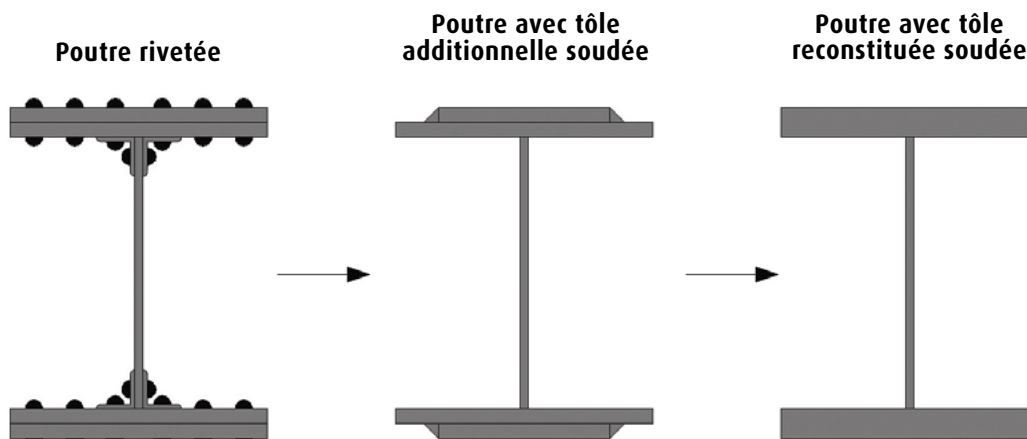
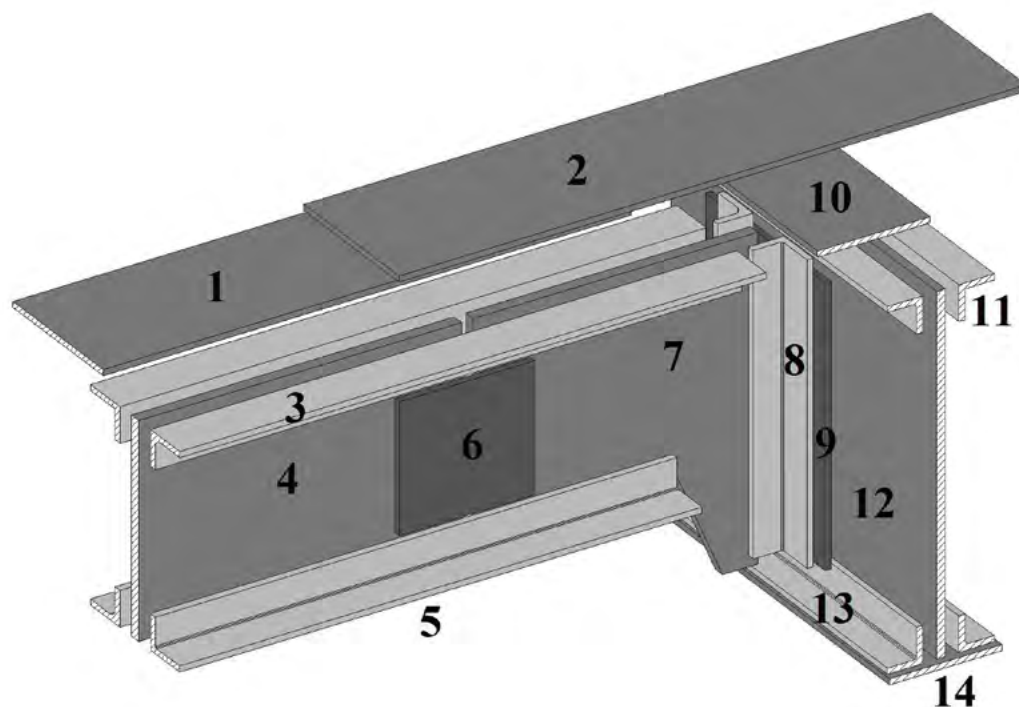


Illustration 24 : Schéma de l'évolution des profilés

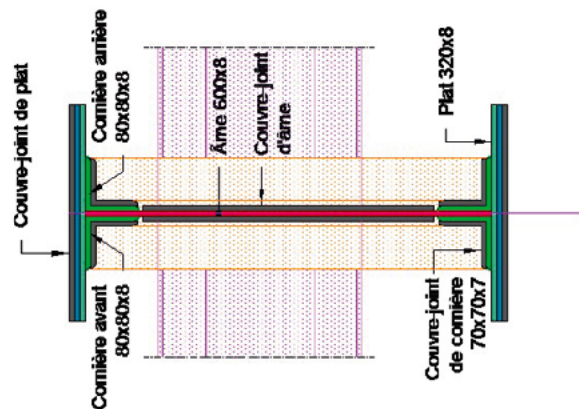
La figure suivante présente la vue éclatée d'une attache de longeron sur une pièce de pont. Une lecture soignée des plans des ouvrages rivetés est toujours nécessaire pour bien comprendre le rôle des différents éléments.



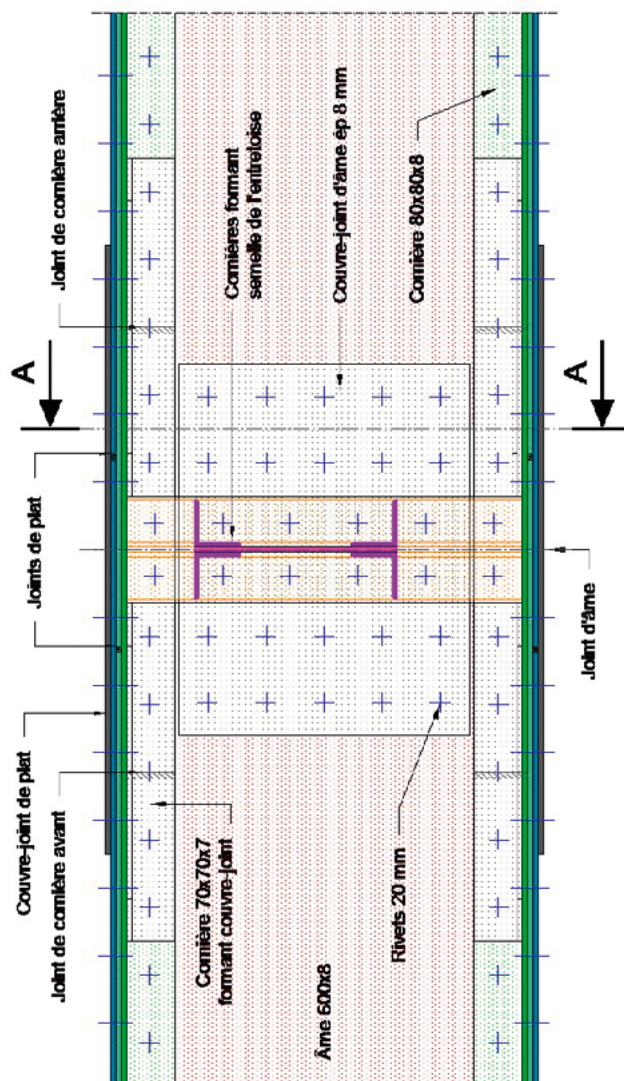
1	Semelle supérieure du longeron	8	Cornières d'attache entre l'âme du longeron et l'âme de la pièce de pont
2	Plat de continuité couvrant l'extrémité du longeron, la pièce de pont et l'extrémité du longeron contigu	9	Fourrures compensant l'épaisseur des cornières formant membrures des pièces de pont
3	Cornières formant la membrure supérieure du longeron	10	Semelle supérieure de la pièce de pont
4	Âme du longeron	11	Cornières formant une partie de la membrure supérieure de la pièce de pont
5	Cornières membrure inférieure du longeron. Ces cornières ne sont pas attachées à la pièce de pont.	12	Âme de pièce de pont
6	Couvre-joint d'âme du longeron	13	Cornières formant une partie de la membrure inférieure de la pièce de pont
7	Âme du longeron, avec son gousset d'attache du longeron sur la pièce de pont via les cornières 8. Ce gousset permet de donner à l'âme du longeron la même hauteur qu'à celle de la pièce de pont. Nota : les plats 4, 6 et 7 forment l'âme du longeron	14	Semelle inférieure de la pièce de pont

Illustration 25 : Typologie des pièces constituant un assemblage par rivets (schéma SNCF)

Coupe transversale AA



Elévation



Coupe horizontale

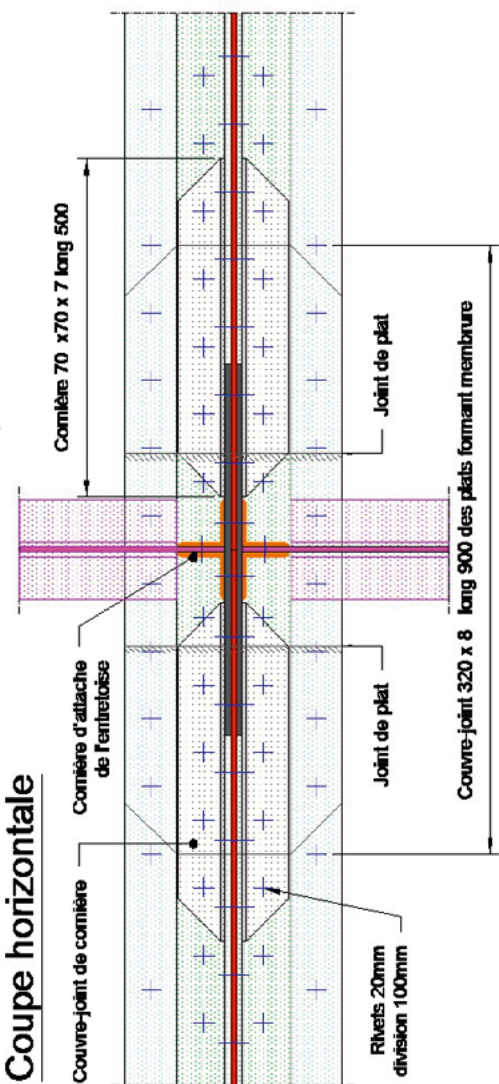


Illustration 26 : Exemple d'assemblage par rivets

Les poutres treillis permettent la fabrication de poutres en luttant contre les problèmes d'instabilité et en optimisant la matière mise en œuvre. Elles sont composées d'un nombre important d'éléments permettant à partir de cornières et de plats de constituer les membrures et les âmes des poutres et des pièces de pont.

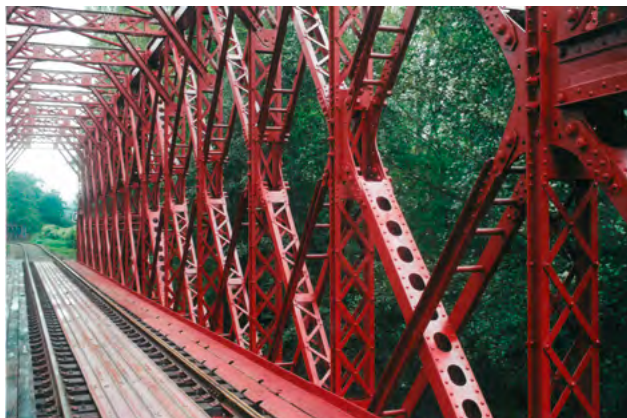


Illustration 27 : Poutre treillis

Au XIX^e siècle, même les poutres de faible hauteur étaient constituées de treillis métalliques. Aujourd'hui, seules les poutres de grande hauteur sont concernées.

Au XIX^e siècle, l'âme des poutres était constituée soit de plats pour les faibles hauteurs, soit de cornières, de U ou de H pour les plus grandes hauteurs. Leurs assemblages pouvaient prendre également différentes formes.

Poutre de faible hauteur avec une épaisseur de fer entre cornières

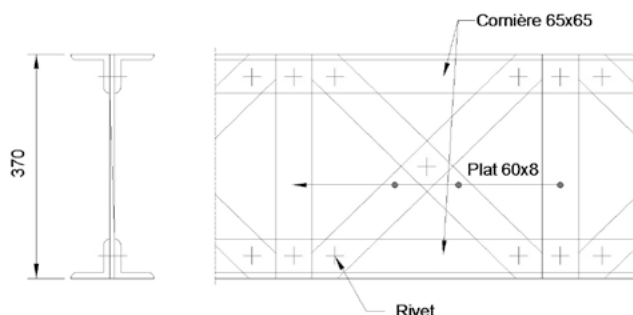


Illustration 28 : Poutre treillis de faible hauteur (exemple n° 1)

Poutre de faible hauteur avec deux épaisseurs de fer entre cornières

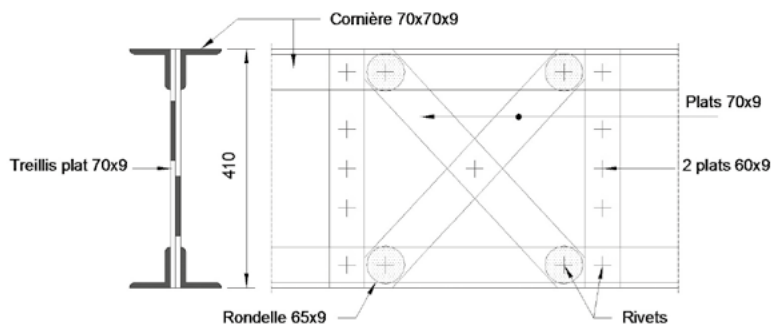


Illustration 29 : Poutre treillis de faible hauteur (exemple n° 2)

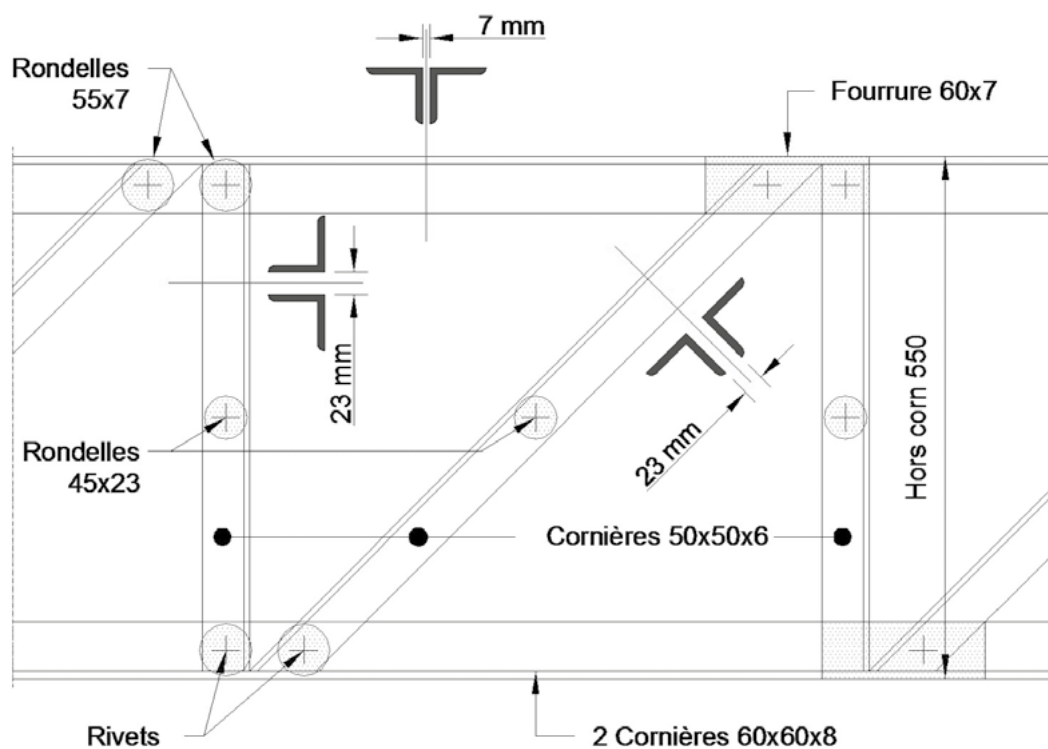


Illustration 30 : Nœud supérieur d'une poutre de hauteur moyenne (exemple)

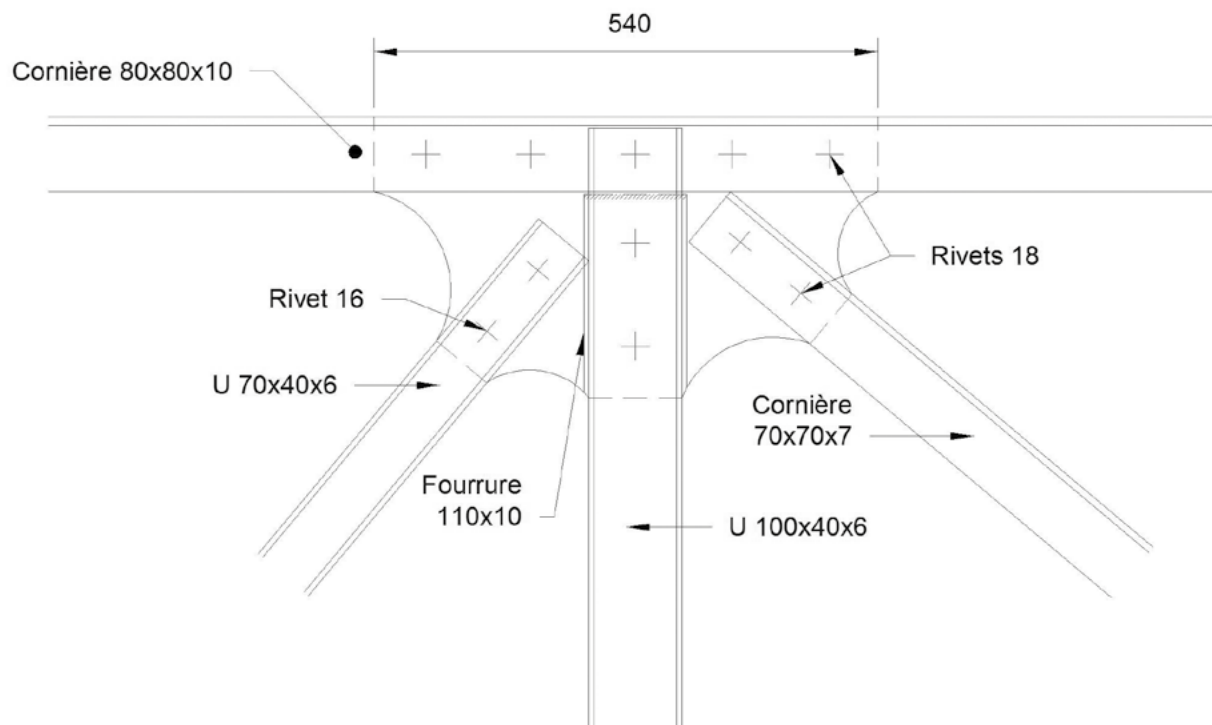


Illustration 31 : Nœud supérieur d'une poutre de grande hauteur (exemple)

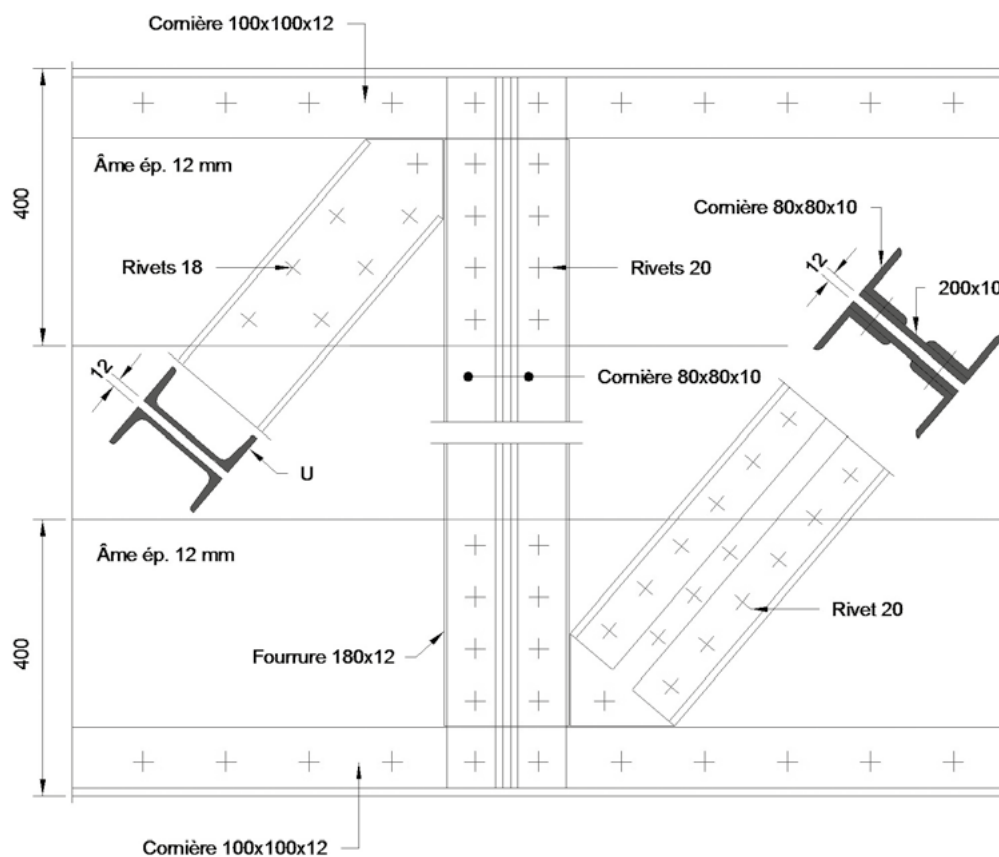


Illustration 32 : Principales dispositions constructives mises en œuvre sur les poutres treillis (exemple)



Illustration 33 : Exemple d'assemblage au niveau d'un montant



Illustration 34 : Exemple de fourrure

5.2 - La structure secondaire

La structure secondaire des ponts à poutres est constituée d'éléments d'entretoisement qui permettent d'assurer la liaison transversale des poutres.

Ces éléments sont appelés pièces de pont si elles participent à la résistance du hourdis directement ou par l'intermédiaire de longerons et prennent le nom d'entretoises dans le cas contraire.

La structure métallique secondaire sous hourdis peut être de trois types :

- entretoises triangulées ;
- entretoises simples en poutre en I ;
- pièces de pont avec ou sans longerons et avec ou sans consoles.

Les ouvrages à entretoises triangulées ont été utilisés pour les structures multipoutres jusque dans les années soixante-dix. Les entretoises simples en profilés du commerce ont ensuite pris le pas.

Les pièces de pont associées à des longerons se retrouvent sur les ouvrages à poutres latérales. Les longerons peuvent être placés sur la semelle supérieure des pièces de pont ou de manière à ce que les semelles supérieures des pièces de pont et des longerons coïncident.

Les pièces de pont sont également constitutives du tablier des ponts modernes de grande largeur et peuvent être associées à des consoles dans leur prolongement pour accentuer encore cette largeur.



Illustration 35 : Quelques principes de conception

Un type un peu particulier d'éléments secondaires est rencontré sur les ouvrages ferroviaires à poutres latérales de grande largeur. Pour ces structures, les entretoises sont très rapprochées et sont positionnées au niveau de la semelle inférieure des poutres principales et noyées dans la dalle béton. Ce type de hourdis est connu sous le nom de poutrelles enrobées transversales.

La structure secondaire des ponts à poutres est également constituée par les contreventements disposés entre les deux poutres au niveau de la semelle supérieure que l'on retrouve dans les ponts à treillis à poutres latérales de grande hauteur. Dans ce cas, on parle parfois de « pont-cage ».



Illustration 36 : Pont cage

Des raidisseurs verticaux et longitudinaux permettent d'assurer le raidissage des âmes des poutres pour éviter les instabilités élastiques. Les raidisseurs longitudinaux sont constitués le plus souvent de plats. Les raidisseurs en T ou en augets sont réservés aux poutres de grande hauteur.



Illustration 37 : Pont de Poses à Pitres (27)

Les raidisseurs verticaux d'appui sont quant à eux généralement constitués de plats, de T ou d'augets.

Les montants des cadres d'entretoisement sont constitués de plats verticaux ou de T. Pour ces derniers, la semelle du T descendait jusqu'à la semelle inférieure de la poutre mais, depuis le début des années quatre-vingt-dix et la prise en compte des phénomènes de fatigue, ce n'est plus le cas excepté sur appuis. L'extrémité de cette semelle peut présenter différentes géométries.

Les mouchoirs constituent le prolongement des semelles de l'entretoise entre la semelle du montant et l'âme de la poutre.

5.3 - La connexion

Depuis le début des années soixante, pour faire travailler ensemble le béton et le métal, on a eu généralement recours à des connecteurs soudés. Trois grands types de connecteurs ont principalement été utilisés : les arceaux, les cornières et les goujons.

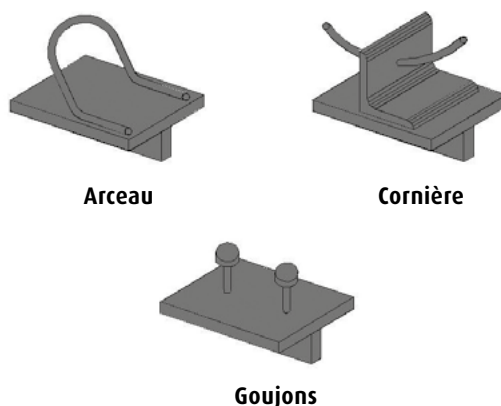


Illustration 38 : Différents types de connecteurs

Les premiers ont été utilisés jusque vers 1980 et les deuxièmes ont pratiquement disparu vers les années quatre-vingt-dix avec la mécanisation des processus de fabrication des poutres. Les goujons constituent quant à eux l'immense majorité des connecteurs soudés sur les ouvrages récents.

D'autres types de connecteurs spécifiques à certains types de structure ont également été mis en œuvre : des plats pliés à 45° sur les dalles mixtes et des plats soudés longitudinalement sur les ponts mixtes précontraints transversalement.

Dans ce dernier cas, le haut des plats présente une géométrie de type sinusoïdale pour permettre le passage des câbles.



Illustration 39 : Pièces de pont avec goudjons connecteurs

5.4 - Les hourdis

5.4.1 - Platelage en bois

Le platelage bois était composé de madriers en chêne disposés longitudinalement sur les pièces de pont et recouverts par un plancher également en bois ou par une chaussée empierrée. La durabilité limitée de ce type de couverture a conduit à sa quasi-disparition des ponts. Elle est aujourd'hui réservée aux passerelles.



Illustration 40 : Pont à platelage en bois

5.4.2 - Voûtains en brique

Les briques sont assemblées en voûtains reposant sur les longerons ou sur les pièces de pont lorsque celles-ci sont très rapprochées. Les voûtains s'appuient généralement sur la membrure inférieure. Le remplissage entre les voûtains et la chaussée est comblé par différents matériaux, du mortier de chaux, de la pierraille ou plus simplement du tout-venant.

Dans certains cas, les voûtains ont été remplacés par de simples tôles cintrées vers le bas ou vers le haut. Les voûtains ont également été réalisés dans certains cas en maçonnerie de pierre et plus rarement en béton.

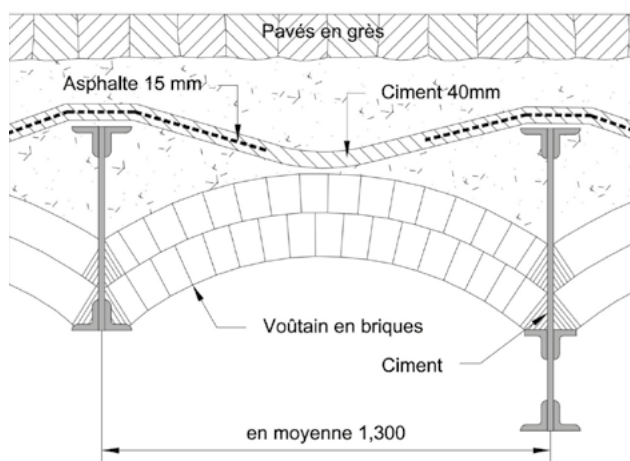


Illustration 41 : Voûtains



Illustration 42 : Voûtains

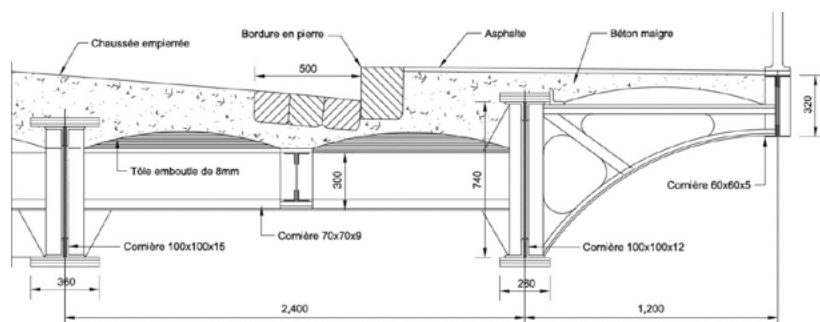


Illustration 43 : Tôles cintrées

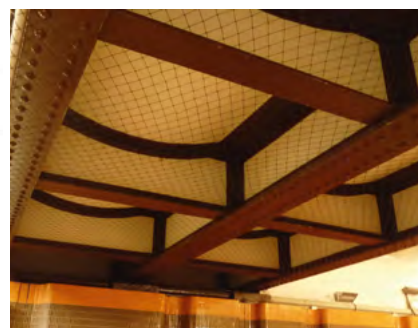


Illustration 44 : Tôles cintrées

5.4.3 - Poutrelles métalliques

Au cours de la seconde moitié du XIX^e siècle et jusqu'au milieu du XX^e siècle la couverture des ouvrages a pu être assurée par différentes poutrelles, les principales étant les fers Zorès et les rails Barlow.

Les premières sont juxtaposées sur les pièces de pont, l'intervalle entre les éléments étant comblé avec des briques. Les fers Zorès ont aussi été disposés avec recouvrement des ailes et fixés aux pièces de pont à l'aide de boulons. La portée de flexion des fers était classiquement de 1,5 m à 2 m. Les rails Barlow sont également juxtaposés, mais l'assemblage des différents éléments est assuré par des plats métalliques. Les rails Barlow ont été progressivement remplacés par de la tôle ondulée de l'ordre de 5 ou 6 mm d'épaisseur.

Dans les deux cas, le remplissage entre les profilés et la chaussée est réalisé de la même façon que pour les hourdis de type voûtains.

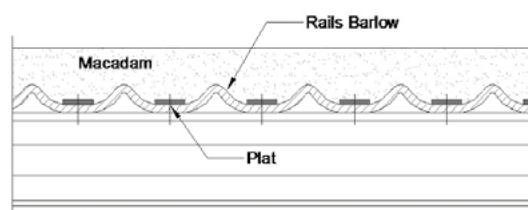
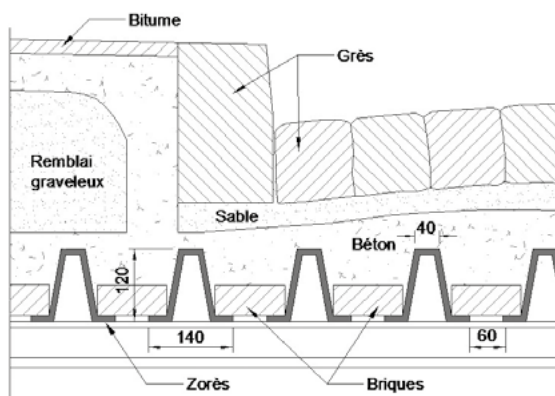


Illustration 45 : Schémas de principe des couvertures à fers Zorès (à gauche) et à rails Barlow (à droite)

5.4.4 - Dalle en béton armé

L'apparition puis le développement du béton armé a permis de remplacer les voûtains par des dalles plus légères, permettant ainsi d'alléger la structure métallique en réduisant le nombre d'appuis pour le hourdis. Les dalles qui étaient de relativement faible épaisseur au départ (environ 15 cm) se sont épaissies (jusqu'à une trentaine de centimètres) permettant ainsi de simplifier la structure secondaire de l'ouvrage.

Les premières dalles en béton armé sont apparues sur les ponts dans les années trente et se sont développées après-guerre.

À partir du début des années soixante, les ouvrages à structures métalliques et hourdis béton sont devenus des structures mixtes dans le sens où la dalle a été solidarifiée à la structure métallique par l'intermédiaire de connecteurs afin d'obtenir un fonctionnement de l'ensemble hourdis-structure.



Illustration 46 : Dalle sur pièces de pont

5.4.5 - Dalles en béton précontraint

Pour certains tabliers larges, la dalle en béton armé peut être remplacée par une dalle en béton précontrainte transversalement. Des connecteurs à friction constitués de plats soudés longitudinalement sur le chant des semelles supérieures permettant d'assurer le fonctionnement mixte de la structure grâce à l'effet de la précontrainte ont pu être utilisés. Les entretoises de ces ouvrages sont plus petites et situées plus bas sur l'âme de la poutre que dans le cas d'un hourdis en béton armé classique pour qu'elles n'absorbent pas l'action de la précontrainte. De par son coût et la complexité de sa mise en œuvre, cette solution a cependant été rarement utilisée en France.

À partir des années quatre-vingts, les dalles coulées en place ont parfois fait place aux dalles préfabriquées clavées sur site. Initialement ces dalles préfabriquées étaient de faibles dimensions et imposaient un joint longitudinal en plus des joints transversaux. À présent les dalles préfabriquées ont la même largeur que le hourdis. Dans les deux cas les goudjons sont regroupés et une réservation dans la dalle permet de connecter les dalles après leur pose.

5.4.6 - Dalles « Robinson »

La recherche de tabliers ayant des épaisseurs plus faibles a amené les concepteurs à imaginer les dalles de couverture mixtes « acier-béton » dans les années trente. Celles-ci étaient initialement constituées de fers Zorès noyés dans le béton. Cependant les applications de cette technique ont été limitées et il a fallu attendre le début des années cinquante pour que celle-ci se développe.

Pendant les années cinquante, la dalle mixte était constituée de tôles cintrées de 6 mm d'épaisseur sur lesquelles était connectée une dalle béton de 50 à 90 mm d'épaisseur. Cependant la faible épaisseur de la dalle et sa variation d'épaisseur posaient des problèmes de mise en œuvre et de durabilité. Aussi, à la fin des années cinquante, les tôles cintrées furent remplacées par une tôle plane et continue associée à une dalle d'épaisseur constante. Ces dalles mixtes sont également appelées « dalles Robinson ».

La dalle mixte de type « Robinson » est constituée d'une dalle de béton armé d'épaisseur 8 à 10 cm coulée sur une tôle d'épaisseur 8 à 10 mm. La distance entre les appuis de la dalle étant au maximum de 1,50 à 2,50 m selon l'épaisseur de la tôle ; les ouvrages recourant à ce type de hourdis sont des ouvrages à poutres multiples ou à longerons avec des pièces de pont très rapprochées.

La connexion est assurée par des connecteurs de type plats pliés à 45° (connecteurs Robinson) pour les ouvrages les plus anciens puis par des connecteurs reliés en tête par des aciers filants.



Illustration 47 : Dalle Robinson

Cette technique a connu son apogée à la fin des années soixante mais elle a continué à être utilisée jusqu'au début des années quatre-vingts. La dalle orthotrope a remplacé cette technique du fait d'une mise en œuvre plus simple.

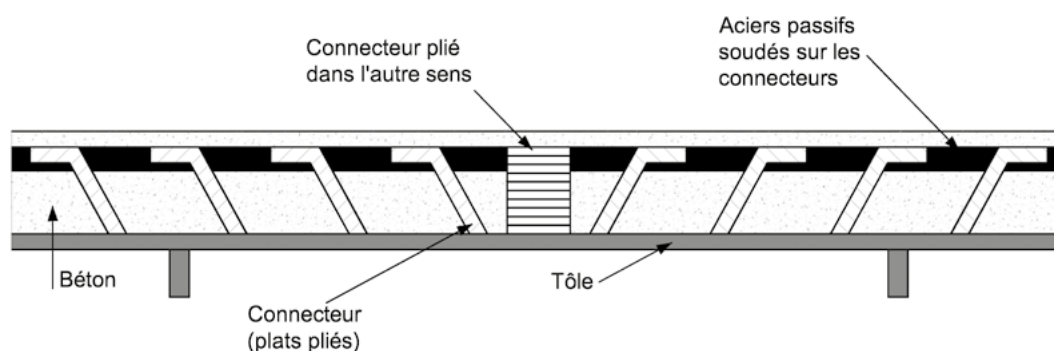


Illustration 48 : Coupe d'une dalle Robinson

5.4.7 - Dalles orthotropes

La dalle orthotrope (dalle ORTHOgonalement anisoTROPE) est composée d'une tôle raidie longitudinalement par des nervures et transversalement par des pièces de pont. Elle constitue l'évolution logique de la dalle mixte dans la recherche de l'allègement, le hourdis étant entièrement métallique. Apparues dès le début des années soixante, il a fallu attendre le milieu de cette décennie pour que la mince couche de béton qui les surmontait initialement disparaisse définitivement.

Les ponts à nervures fermées construits dans les années soixante-dix comportent une tôle de 12 mm d'épaisseur. À partir du tout début des années quatre-vingts, et suite au retour d'expérience sur ces hourdis, des tôles de plus fortes épaisseurs (en général 14 mm) ont été mises en œuvre sur de nombreux ouvrages. Les épaisseurs pouvant atteindre 15 à 16 mm sur certains ouvrages.

Les premières nervures étaient constituées de plats ou de cornières soudés sur le chant. Cependant les déformations engendrées par les cordons de soudure sur la tôle de platelage et la longueur de ces cordons ont conduit à les remplacer par des nervures fermées, le plus souvent des augets de profil trapézoïdal. Ces augets ont généralement une épaisseur de 6 mm mais cette valeur peut être plus élevée sur certains ouvrages.

Les nervures sont en général continues au niveau des pièces de pont, cependant quelques ouvrages y font malheureusement exception, des pathologies graves s'y développant au fil du temps par fatigue (pont de Richemont en Moselle). Pour la plupart des nervures, la continuité au niveau de la pièce de pont est assurée par une découpe de celle-ci, cependant pour de rares cas où les pièces de pont comportent une membrure supérieure, des mouchoirs viennent assurer la connexion entre la tôle, les augets et la pièce de pont.

Cette technique de hourdis a été utilisée avec différents types de structures, notamment les différents types de caisson, les bipoutres, des poutres treillis de type Warren ainsi que les ponts à béquilles ou les bow-strings. Cependant, son coût élevé le réserve principalement aux ouvrages routiers de grandes portées et aux ouvrages mobiles.

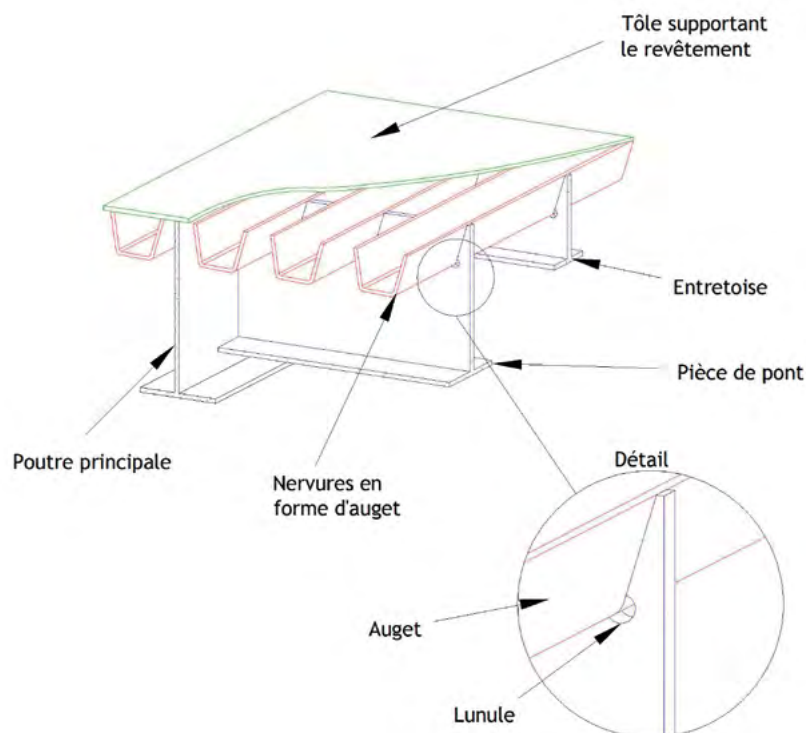


Illustration 49 : Coupe d'une dalle orthotrope avec des raidisseurs en forme d'auget



Illustration 50 : Dalle orthotrope en cours de montage



Illustration 51 : Dalle orthotrope sur caisson

6 - Les types de structure

Les matériaux métalliques ont permis le développement d'une grande panoplie de structures. Chaque nouveau matériau a permis le développement de nouvelles structures valorisant ses nouvelles propriétés mécaniques.

6.1 - Ponts en arc

Les premiers ponts mis en œuvre avec un matériau métallique sont les ponts en arcs. En effet, cette structure peut fonctionner essentiellement en compression, en accord avec les exigences de la fonte.



Illustration 52 : Pont de Coalbrookdale en fonte (GB)

L'arrivée de l'acier et des poutres travaillant en flexion a réservé l'utilisation des arcs au franchissement de brèches larges et hautes mais aussi au franchissement de brèches plus modestes lorsque le respect du gabarit l'exigeait.

Il a été construit peu de ponts en arcs en France depuis les années quarante. Cette structure a été souvent remplacée par les ponts à béquilles, par les ponts à câbles pour les franchissements de larges brèches et par les ponts à poutres de type Warren.

Différentes structures d'arcs existent. Elles sont généralement classées suivant la position du tablier par rapport à l'arc : arc à tablier supérieur, à tablier intermédiaire ou à tablier inférieur.

Les arcs peuvent être également classés par le type d'appui qu'ils mettent en œuvre : arcs encastrés, à doubles articulations (sur les culées) ou à triples articulations (sur les culées et à la clé).

Ces ponts ont permis de réaliser de grands franchissements de vallées partout dans le monde, grâce à un impressionnant montage d'éléments de poutres.



Illustration 53 : Pont d'Austerlitz à Paris. Arc à tablier intermédiaire



Illustration 54 : Pont sur le Douro (Portugal)
Arc à tabliers supérieur et inférieur



Illustration 55 : Pont Raymond Barre à Lyon
Arc à tablier inférieur

6.2 - Ponts suspendus

Les ponts suspendus sont apparus en France dans les années trente-quarante du XIX^e siècle du fait de la possibilité d'obtenir des « fils de fer » de bonne qualité pour les câbles et de la nécessité de franchir de larges cours d'eau pour lesquels la réalisation de fondations profondes résistant aux affouillements était très difficile (cas du Rhône par exemple).

Ils ont été très utilisés jusqu'au milieu du XX^e siècle, mais les progrès opérés dans la construction des ponts, ainsi que leur relative complexité, les ont confinés aux ouvrages de grandes portées.

La structure du tablier des ponts suspendus est généralement constituée de poutres à treillis, plus rarement de poutres latérales à âmes pleines.



Illustration 56 : Passerelle Saint-François à Tréguier



Illustration 57 : Pont du Teil

6.3 - Ponts à poutres

Les poutres porteuses peuvent être placées sous la chaussée, c'est le cas le plus fréquent, ou placées en rive, et on parle alors de ponts à poutres latérales.

Jusqu'en 1930 environ, les poutres à âmes pleines restent l'exception et leur hauteur dépasse rarement 1 mètre. C'est le règne de la triangulation avec les poutres treillis, que les poutres soient en rive du tablier ou sous la chaussée. Puis avec les progrès de la sidérurgie permettant la production de tôles de plus en plus grande dimension, les poutres à âmes pleines se développent jusqu'à devenir la généralité après la seconde guerre mondiale. Avec la généralisation

du soudage, les structures se diversifient, les poutres caissons apparaissent, et les structures porteuses s'épurent progressivement grâce à l'augmentation des épaisseurs des tôles. Les ponts à poutres latérales perdent de leur intérêt sauf lorsque le gabarit disponible pour la structure est faible.

Les poutres métalliques porteuses se sont développées grâce aux poutres en treillis pour lesquelles une grande variété de forme a été testée. La panoplie s'est progressivement rationalisée. Leurs fonctionnements diffèrent essentiellement vis-à-vis de l'effort tranchant.

Les principales poutres utilisées en France sont les suivantes :

- treillis multiples : l'âme de la poutre est constituée d'un treillis de plats métalliques. On appelle rang, le nombre de croisements entre les barres du treillis et une ligne ;
- treillis en croix de Saint-André ;
- treillis de type Pratt ;
- treillis de type Howe ;
- treillis de type Warren avec ou sans montants verticaux ;
- treillis de type Daydé dont la géométrie des contreventements est la même que pour la poutre Pratt mais avec une âme de hauteur variable et des membrures supérieures ayant un profil parabolique.



Illustration 58 : Warren sans montant

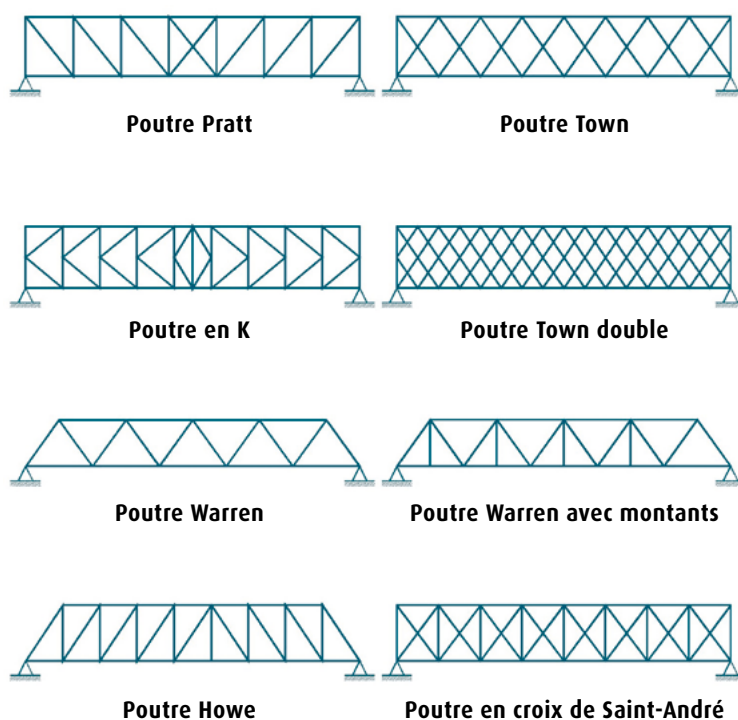


Illustration 59 : Différents types de poutres treillis

Les ponts à poutres Warren avec ou sans montants sont les seuls types de ponts à poutres treillis à avoir subsisté de manière significative après les années quarante. Ils sont principalement utilisés pour des ponts de moyenne portée qui nécessitent de libérer un gabarit important sous l'ouvrage.



Illustration 60 : Pont cage

Beaucoup de ponts du métro parisien sont des ouvrages à travées isostatiques et à poutres treillis de type Pratt à hauteur d'âme variable. La portée usuelle de ces travées est de 22,5 m excepté pour les franchissements des carrefours où la portée peut atteindre 45 m.



Illustration 61 : Pont RATP à poutres latérales de type Pratt

Avec l'avènement des tôles de plus grande largeur, les poutres à âmes pleines se substituent aux poutres treillis dans les années trente. Quelques ponts de faible portée sont construits avec des âmes pleines latérales, mais pour la plupart, les poutres passent directement sous chaussée. L'apparition des ouvrages à fonctionnement mixte à la fin des années soixante ainsi que la production de tôles de plus fortes épaisseurs ont permis de réduire le nombre de poutres et de simplifier la structure pour arriver dans les années quatre-vingts à un type de structure très épurée : le bipoutre mixte que l'on connaît aujourd'hui. Cette structure composée de deux poutres métalliques connectées à un hourdis en béton est de nos jours la structure à ossature métallique la plus couramment utilisée. Deux grandes options de conception existent suivant la largeur du tablier : les ponts à entretoises pour les tabliers peu larges (le hourdis est connecté aux seules poutres principales) et les ponts à pièces de pont, avec ou sans consoles, pour les tabliers les plus larges (le hourdis est connecté aux poutres principales et aux pièces de pont).



Illustration 62 : Ouvrage de type bipoutre à entretoises



Illustration 63 : Pont à pièces de pont et consoles



Illustration 64 : Ouvrage de type bipoutre à pièces de pont

6.4 - Ponts à caissons

Le caisson comporte généralement deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant une semelle inférieure.

La nature et la conception de la semelle supérieure dépendent du hourdis : une demi-semelle sur chaque âme dans le cas d'un hourdis béton et le hourdis en lui-même dans le cas d'un hourdis métallique. La tôle de fond est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux qui sont le plus souvent de simples plats, des T ou des augets trapézoïdaux. Pour les caissons mixtes, un système de contreventement est nécessaire en phase provisoire tant que le hourdis béton n'est pas réalisé.

Ce type d'ouvrage est utilisé pour les grandes portées ou pour les ouvrages courbes pour des raisons de rigidité en torsion, dès lors qu'ils offrent un profil fermé. Il peut également être mis en œuvre pour obtenir un meilleur élancement de l'ouvrage. Les ponts caissons peuvent être constitués d'un caisson, d'un double caisson ou être multicellulaire.

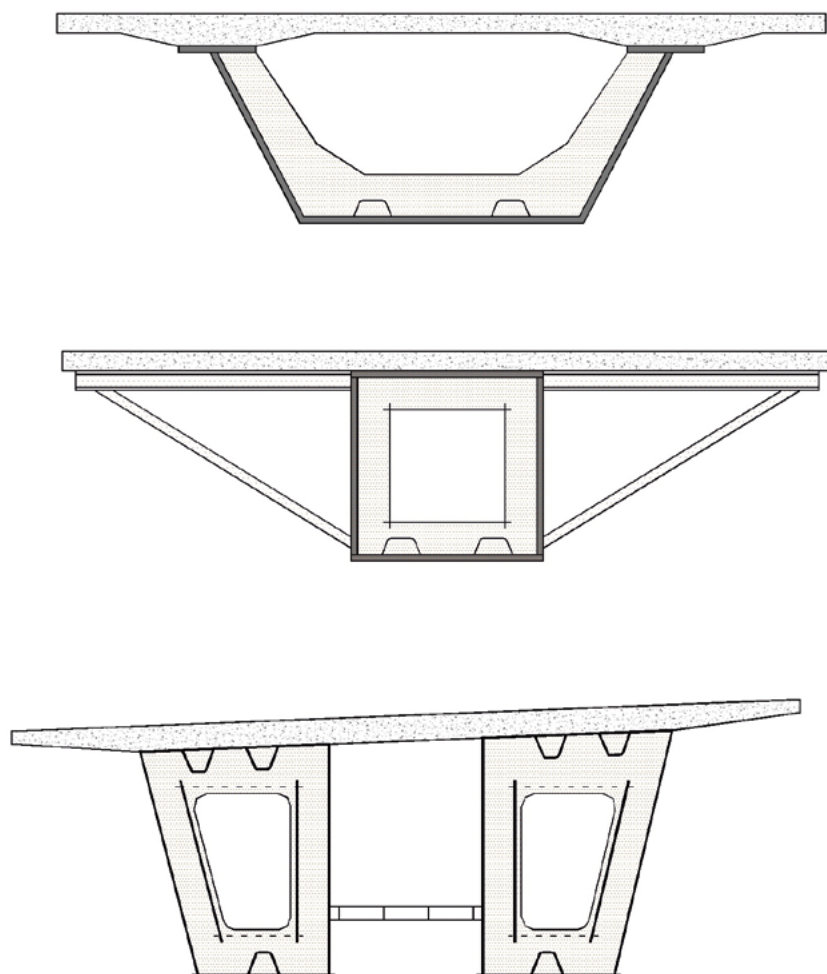


Illustration 65 : Différentes conceptions de ponts-caisson

Les caissons peuvent, de manière plus exceptionnelle, être associés à des bracons pour autoriser une largeur de hourdis plus importante.



Illustration 66 : Encorbellement avec des bracons



Illustration 67 : Pont caisson

Les éléments de raidissage des caissons sont les mêmes que pour les ponts à poutres.

6.5 - Ponts à béquilles

Les ponts à béquilles ont un tablier supporté par les culées ainsi que deux appuis intermédiaires obliques : les béquilles.

La structure longitudinale des ponts à béquille est généralement de type caisson, mais on peut également rencontrer des structures à poutres.

Les ponts à béquilles s'apparentent par leur fonctionnement aux ponts en arcs et ils en ont repris pour partie le domaine d'emploi : franchissement à grande hauteur de larges brèches en une seule travée lorsque les sols sont de bonne résistance mécanique.



Illustration 68 : Pont à béquilles

6.6 - Ponts à poutrelles enrobées

Ce type d'ouvrage a été imaginé dès la fin des années dix, mais le béton n'était alors pas considéré comme participant à la résistance du tablier. Dans ces premiers ouvrages, les poutrelles étaient entièrement enrobées de béton.

Les ponts à poutrelles enrobées (PPE) ont connu un réel essor à partir des années soixante-dix, période au cours de laquelle la mixité de la section a été prise en compte.

Ces ponts à poutrelles enrobées intègrent souvent des dalles au niveau des semelles inférieures des profilés servant de coffrage perdu pour la réalisation de la dalle proprement dite. Beaucoup des vieilles dalles sont en amiante-ciment, ce qui pose des problèmes pour leur gestion.

Ils sont souvent construits au-dessus de voies à fort trafic, voies ferrées et autoroutes, du fait de la faible épaisseur du tablier, de la rapidité de construction, et de leur durabilité.

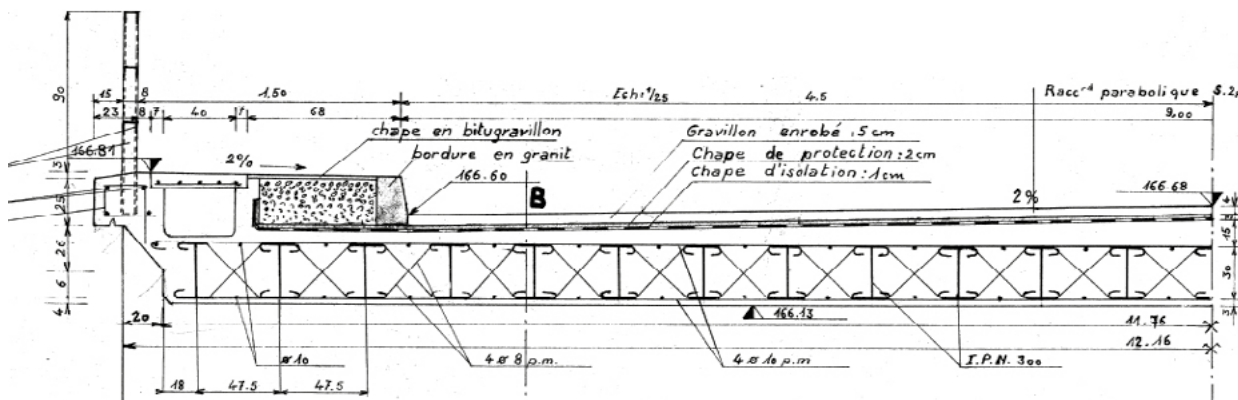


Illustration 69 : PPE ancien calculé en ne considérant que la résistance du métal



Illustration 70 : PPE avec un fonctionnement mixte acier/béton et des poutres corrodées

Nota : Des ponts à poutrelles enrobées d'un type un peu particulier ont été mis en œuvre exceptionnellement dans les années quarante : les poutrelles étaient remplacées par des rails de chemin de fer.

6.7 - Ponts à haubans

Les ponts haubanés sont relativement anciens puisque le pont de Cassagne par exemple date de 1909, mais il y a eu très peu de réalisations entre les années 1900 et 1950.

À partir de 1950, les ponts haubanés ont repris le domaine d'emploi des ponts suspendus pour les grandes portées et ils se sont réellement développés à partir des années soixante-dix.

Le tablier est à poutres treillis pour les ponts les plus anciens et généralement de type caisson pour les plus récents.

Il existe relativement peu de ponts de ce type en France, les plus emblématiques étant le pont de Normandie et le viaduc de Millau.

6.8 - Bow-string

Il s'agit d'un arc autoancré, c'est-à-dire que les extrémités de l'arc sont fixées dans les extrémités du tablier : les efforts de compression de l'arc sont repris en traction par le tablier. Les suspentes qui relient l'arc au tablier peuvent être de différentes natures : câbles, profilés, tubes, barres, etc.

Les premiers ouvrages datent du début du XX^e siècle, mais ils restent rares du fait de la relative complexité de mise en œuvre.

Leur domaine d'utilisation est le même que celui des ponts à poutres Warren auxquels ils sont aujourd'hui souvent préférés pour des considérations esthétiques.



Illustration 71 : Ouvrage de type bow-string

6.9 - Ponts portiques

Ce type de structure a été utilisé assez fréquemment avant les années cinquante. Le soubassement est alors en maçonnerie ou en béton et le portique est articulé par une rotule en pied, les rotules étant apparentes. Certains ont pu bénéficier de tirants reliant les pieds pour éliminer les poussées sur les appuis.



Illustration 72 : Pont portique

6.10 - Ouvrages ferroviaires

On peut distinguer dans le patrimoine essentiellement deux grandes familles : les ouvrages anciens (avant 1910) et les ouvrages modernes (après 1970). Peu d'ouvrages métalliques ont été construits entre ces deux périodes.

Les ouvrages anciens sont entièrement métalliques. Les rails reposent directement sur la structure métallique par des systèmes de longerons et de pièces de pont, ce qui engendre des phénomènes de fatigue. Les rails reposent parfois sur la structure par l'intermédiaire d'un platelage métallique riveté sur son pourtour. Ces ouvrages sont dits « à pose directe ».

Les ponts à poutres jumelles sont un type particulier d'ouvrages anciens. Chaque rail repose, par l'intermédiaire d'un blochet en bois, sur une entretoise qui relie les deux poutres porteuses. Les deux systèmes porteurs sont eux-mêmes reliés par une entretoise. Cette structure présente l'avantage d'offrir une épaisseur de tablier très faible, mais s'avère légère et sensible aux phénomènes de fatigue. L'entretien vis-à-vis de la corrosion est également difficile. Cette conception a été employée pour des franchissements de petites portées (10 mètres environ).

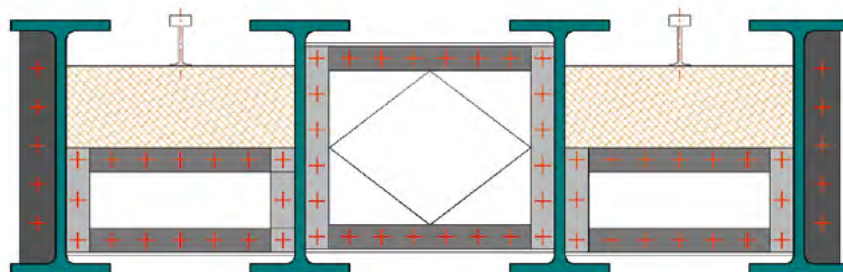


Illustration 73 : Pont à poutres jumelles

Les ouvrages modernes se composent d'ouvrages classiques tels que les ponts mixtes, les ponts à dalles orthotropes et les ponts à poutrelles enrobées. Les services de la SNCF ont conçu des ouvrages spécialement adaptés à certaines contraintes : ce sont les ponts-Rails A Poutres Latérales (RAPL) et les ponts de type RAPU (Rail à Poutres en U) soit entièrement métalliques (M), soit rigidifiés par une enveloppe en béton (B), appelés respectivement RAPUM et RAPUB. Ces ouvrages permettent de remplacer des ouvrages anciens en conservant l'épaisseur initiale du tablier tout en offrant une assise ballastée. Les ponts de type RAPU ont une portée pouvant atteindre 20 mètres (classiquement de 10 à 15 mètres) tandis que les ponts de type RAPL sont adaptés aux portées plus élevées, jusqu'à 70 mètres avec des poutres à âmes pleines.



Illustration 74 : Pont de type RAPUM

6.11 - Couvertures du métro parisien

Les couvertures enterrées du métro parisien construites entre les années 1900 et 1915 sont très proches des ponts construits dans les mêmes années de par les matériaux utilisés et les modes de mise en œuvre. Ces ouvrages sont constitués de poutres principales métalliques rivetées, liées entre elles par des pièces de pont. Le hourdis était majoritairement constitué de voûtains en briques, mais il a également pu être constitué de dalles en béton armé.

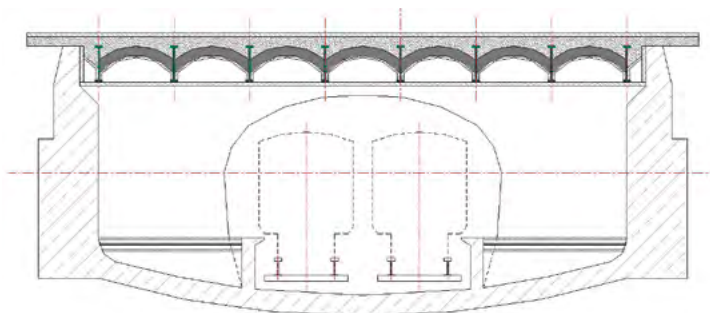


Illustration 75 : Coupe type d'une couverture au droit d'une station



Illustration 76 : Couverture de la station Passy

6.12 - Ouvrages d'Alsace et de Moselle

En Alsace et en Moselle, les vieux ouvrages métalliques ont été conçus et exécutés à partir des règles allemandes ; ceci concerne les périodes d'occupation de 1871 à 1918 et de 1940 à 1945. Pour l'évaluation de ces ouvrages, on trouvera des indications très intéressantes dans le tableau 15 du rapport de recherche n° 271 « Alte Stähle und Stahlkonstruktionen » du Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) publié en 2005 et disponible sur internet. L'unification des exigences des différents États fédéraux allemands ne démarre vraiment qu'avec la mise en place en 1917 de l'institut de normalisation allemand (DIN 1000 de 1921 sur l'état de livraison des aciers, DIN 1612 de 1925 sur les qualités d'acier, DIN 1050 de 1934 sur les calculs, etc.). Auparavant des exigences plus disparates existaient. Quelques particularités peuvent être mises en évidence :

- l'utilisation de poutres en treillis de type Pauli ou Schwedler ;
- la grande prudence, suite aux travaux de Wöhler, concernant l'emploi d'éléments pouvant travailler en traction ou en compression ;
- avant les normes DIN, à côté des standards publiés par les États, ceux de Prusse étant particulièrement importants, il faut aussi souligner l'importance de certains cours publiés, par exemple, dans le Zeitschrift für Bauwesen de Berlin ou le Zeitschrift für Baukunde de Munich.



Illustration 77 : Pont de type Schwedler

7 - Les revêtements anticorrosion

Avant les années soixante-dix, la protection des ouvrages d'art métalliques était assurée après un sablage sur site par deux systèmes différents suivant les zones exposées :

- pour les parties vues : 5 couches de peinture à l'huile avec une couche primaire au minium de plomb et des couches intermédiaires à l'oxyde de fer micacé ;
- pour les parties non vues : 4 couches des mêmes peintures ou 2 ou 3 couches de brai de houille ou de bitume de pétrole.

Pour les ouvrages les plus exposés, on utilisait la métallisation au zinc protégé par 3 ou 4 couches de peintures glycérophthaliques dont la première était réactive pour colmater la métallisation.

Progressivement, les peintures à l'huile ont été remplacées par des peintures glycérophthaliques. Les brais de houille ont parallèlement été abandonnés au profit des brais-époxy plus efficaces.

Les systèmes de peinture appliqués entre les années 1970-1975 étaient le plus souvent composés de ces systèmes : 5 couches de peinture de la famille chimique des glycérophthaliques avec primaire au minium de plomb.

Depuis les années 1980-1985, les systèmes ont évolué vers une diminution du nombre de couches et les progrès dans la connaissance des polymères thermodurcissables ont entraîné des formulations de systèmes avec 2 à 3 couches de type époxyde / polyuréthane et un primaire riche en zinc.

Pour le cas particulier des éléments de suspension et de câblerie des ponts suspendus (haubans, suspentes, câbles et torons) qui ne sont pas traités dans ce document, les systèmes sont composés de 2 à 3 couches de peinture de type brai-époxyde jusque dans les années quatre-vingt-dix environ puis de type brai-vinylique. De l'amiante pouvait être incorporé dans ces produits pour leur conférer de meilleures propriétés rhéologiques.

Ces systèmes ont pu par ailleurs être utilisés sur des structures immergées ainsi que sur les parties non exposées aux ultraviolets des ouvrages suspendus (dessous du tablier).

Certains éléments utilisés dans les peintures anciennes sont nocifs pour la santé (amiante, plomb, etc.) et leur présence doit être recherchée avant toute intervention.

7.1 - Les systèmes de peinture

Une peinture est composée de différents éléments ayant chacun une fonction précise :

- le liant, qui lie les pigments et les charges, détermine pour une grande part les propriétés du feuil (pellicule obtenue par application d'une couche du système de protection), son adhésion, ses caractéristiques physiques (cohésion, flexibilité, imperméabilité et dureté) ;
- les composés volatils qui permettent de solubiliser le liant et/ou de fluidifier la peinture pour son application. On parle de solvant s'il sert à dissoudre le liant et de diluant s'il est seulement rajouté au moment de l'application pour faciliter celle-ci ;
- les pigments, des solides finement divisés, qui sont répartis dans le liant. Ils assurent plusieurs fonctions dont les plus importantes sont l'opacité, la couleur et le brillant du revêtement. Ils peuvent également avoir pour fonction d'augmenter la dureté, la résistance à l'abrasion ou de diminuer la perméabilité du revêtement ;
- les charges, solides finement divisés, dont la fonction principale est d'ajuster les propriétés rhéologiques de la peinture. Elles peuvent également ajuster le brillant et les propriétés mécaniques du revêtement ;
- les additifs, agents introduits en faibles quantités, souvent comme catalyseurs, mais qui peuvent également faciliter la mise en œuvre de la peinture (agents anti-mousse, anti-sédimentation, anti-peau, etc.).

En fonction de sa composition, une peinture a des propriétés bien spécifiques. Dans le cas d'une protection anticorrosion, les propriétés attendues ne sont pas exactement les mêmes selon que l'on se trouve à l'interface métal-peinture, au cœur de la peinture ou à l'interface peinture-milieu extérieur.

Afin de s'adapter au mieux à ces besoins, il est fait appel à des systèmes de peinture qui sont des combinaisons spécifiques de couches de peinture ayant des formulations différentes dans le but d'obtenir un ensemble cohérent appelé système de protection anticorrosion. Les systèmes actuels permettent de s'adapter à l'agressivité de l'environnement où est implanté l'ouvrage (humidité, teneur en ions chlorures, teneur en dioxyde de soufre).

Les différentes couches d'un système peuvent être regroupées en trois groupes :

- le primaire qui assure l'adhésion au support et un rôle de protection ;
- l'intermédiaire qui assure une protection par effet barrière ainsi qu'une bonne compatibilité avec le primaire et la finition ;
- la finition dont le rôle est d'obtenir un bel aspect de la surface (couleur, brillance) et certaines caractéristiques spécifiques (résistance aux UV notamment).

7.2 - Les autres types de protection

La métallisation et la galvanisation

La peinture assure la protection anticorrosion de l'acier par effet barrière en empêchant les agents agressifs de l'atteindre. Ce procédé ne doit pas être confondu avec la protection galvanique qui protège l'acier en le mettant en contact avec un métal qui se corrode à sa place. Dans le domaine des ouvrages d'art, deux techniques de protection mettant en œuvre la protection galvanique existent : la galvanisation et la métallisation. La première technique consiste à plonger les pièces dans un bain de zinc en fusion et n'est pas utilisée pour les parties structurales des ouvrages d'art du fait de leur taille. La seconde technique est la métallisation par projection d'un métal en fusion. Un opérateur fait fondre à l'aide d'un pistolet un fil de zinc ou d'alliage zinc-aluminium par l'intermédiaire d'un arc électrique ou d'un plasma. La métallisation n'est jamais utilisée nue, elle est toujours recouverte de peinture. Contrairement à la galvanisation, cette technique est adaptée aux pièces de grandes dimensions. Cependant son coût la réserve à des structures se trouvant en atmosphère particulièrement agressive ou pour lesquelles les difficultés de remise en peinture sont importantes. Ainsi on la rencontre fréquemment sur la semelle inférieure de poutrelles enrobées.



Illustration 78 : Métallisation

Les revêtements intumescent

Si les matériaux ferreux ont la propriété de ne fondre qu'à très haute température, leurs propriétés mécaniques se dégradent pour des températures beaucoup plus faibles. Les revêtements intumescent ont la propriété de protéger la structure contre des échauffements trop importants lors d'un incendie en plus de la protéger de la corrosion. Ils sont utilisés par exemple dans certains ouvrages souterrains (métro, etc.).

Il s'agit de produits thermoplastiques qui gonflent sous l'action de la chaleur pour former une mousse poreuse isolante. Ces produits sont intégrés dans un système composé d'un primaire d'accroche jouant également le rôle de protection anticorrosion, de la peinture intumescente en tant que telle et éventuellement d'une finition. La cohésion des revêtements épais peut être assurée par des armatures en tissu polyester ou en fibres de carbone.



Chapitre 3

Notions sur les causes et la nature des désordres

1 - Généralités

La dégradation des ouvrages métalliques peut s'expliquer principalement par les défauts de conception et les défauts d'usage (condition de service et d'entretien).

1.1 - Les défauts de conception

Ce sont des défauts que l'on rencontre surtout sur les ouvrages anciens.

- sur les ouvrages rivés, il est souvent observé un défaut de rivure avec un espacement trop important des rivets de bordure de semelles, ce qui laisse pénétrer l'humidité et engendre une corrosion avec foisonnement ;



Illustration 79: Foisonnement



Illustration 80: Défaut de pince

- l'assemblage longeron-pièce de pont peut être problématique avec des rivets supérieurs d'attache des longerons soumis à des contraintes d'arrachement et de possibles débuts de fissuration. On observe aussi parfois une déconsolidation avec une diminution de la section de la tige du rivet et une ovalisation du trou du fait d'une usure par frottement. L'origine de ce défaut est souvent une mauvaise appréciation du comportement mécanique avec un calcul en poutre isostatique de ces pièces qui ignore les moments d'encastrement. Un autre défaut courant est la mauvaise conception de l'assemblage pièce de pont/poutre principale, par exemple, lorsque que seule l'âme de la pièce de pont est liée à la poutre principale ;
- pour les tabliers ferroviaires à poutres jumelles, on constate une déconsolidation des rivets d'attache entre les poutres et les entretoises sous rails par fissuration de fatigue dans l'âme de l'entretoise. La flexion différentielle entre poutres au passage des trains (battement des appuis des poutres) accentue le défaut sur les entretoises d'about ;
- dans tous les cas, les zones mal aérées ou permettant l'accumulation de déchets, les points triples de contact métal/béton/air, favorisent la corrosion, notamment en partie basse des poutres. Les zones particulièrement touchées sont les abouts de poutre au voisinage des appareils d'appui, les pièces de pont d'extrémité, les goussets horizontaux ou verticaux d'assemblage, les zones de contact acier/béton, les nœuds d'assemblage des poutres à treillis. On note également pour ceux-ci des défauts de concours des axes des pièces qui convergent aux nœuds, ce qui induit des flexions parasites dans les nœuds d'attache ;
- la mauvaise prise en compte des phénomènes de fatigue dans la conception des ouvrages a pu conduire à des choix de dispositions constructives peu favorables vis-à-vis de ce phénomène ;
- enfin, il ne peut être exclu qu'un ouvrage métallique comporte une erreur de conception se traduisant par un sous-dimensionnement d'un élément ou d'une pièce métallique. Ce type de défaut est particulièrement difficile à remarquer lors d'une inspection et il convient d'être vigilant à détecter des déformations anormales, même faibles, des éléments, surtout si ceux-ci semblent sous-dimensionnés par rapport aux pièces voisines. Ce déboire est arrivé au pont de l'I-35 sur le Mississippi à Minneapolis, construit en 1967, et qui s'effondra en 2007. La cause de la ruine était une épaisseur deux fois trop faible d'un gousset d'attache de diagonales sur la membrure supérieure d'une des deux poutres principales, conjuguée à un stockage provisoire d'éléments en béton au droit du gousset sur un pont en cours de réparation.



Illustration 81 : Fissure de platelage sur ouvrage ferroviaire

1.2 - Les conditions de service et de maintenance

L'environnement et les conditions de service agissent sur la durabilité de la structure à travers plusieurs paramètres d'influence qui sont :

- le trafic : l'intensification du trafic, l'accroissement de la charge par essieu et l'augmentation des vitesses au fil du temps ont des impacts négatifs sur la durée de vie (résistance à la fatigue), voire le niveau de service ;
- les exigences socioéconomiques : l'importance prise par le trafic routier rend les opérations de maintenance difficiles, car le maintien du trafic est une attente sociétale forte. Le maintien d'une exploitation hivernale par l'utilisation d'un salage intensif se révèle tout particulièrement agressif pour la pérennité des structures. De plus, ces actions de maintenance sont aussi à conduire pour partie à partir de zones n'appartenant pas au gestionnaire. Ces actions se révèlent ainsi d'une grande complexité ;
- le « microclimat » qui règne dans l'environnement de l'ouvrage : les sites abrités du vent ou de courants d'air, exposés au brouillard, ou maintenus à l'ombre, les zones ou les sites exposés aux chlorures favorisent particulièrement la corrosion.

1.3 - Les désordres des parties métalliques

Les désordres des parties métalliques, qui résultent des conditions ci-dessus, se répartissent suivant trois catégories principales :

- ceux liés à une action physicochimique, principalement la corrosion ;
- ceux liés à une action mécanique, comme la fatigue, la désorganisation d'assemblages boulonnés ou rivés, les voilements ou déversements, etc. ;
- ceux liés aux propriétés intrinsèques du matériau métallique, comme la sensibilité à la rupture fragile ou les manques de ductilité, etc.

Le présent chapitre aborde successivement ces principaux processus dont la cinétique dépend principalement de la nature du matériau, de la conception d'ensemble et de détail, et des conditions de vie de l'ouvrage.

On se reportera utilement au « Catalogue des défauts apparents des ouvrages d'art métalliques » édité par LCPC- Sétra.

2 - La corrosion

L'origine de la corrosion est liée à la présence d'eau ou d'éléments corrosifs (par exemple dans les fumées des locomotives à vapeur), mais aussi à des défauts de conception accentués par une maintenance insuffisante.



Illustration 82 : Corrosion

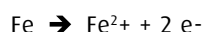
Les structures comportant des pièces de petite section sont tout particulièrement sensibles. Des phénomènes de fissuration (corrosion fissurante sous tension), de rupture fragile (effet d'entaille, etc.) peuvent être déclenchés par des corrosions localisées. Les déjections des oiseaux, notamment les pigeons peuvent conduire à des corrosions localisées.

Les alliages métalliques susceptibles de se corroder sont les aciers fer-carbone mais également d'autres alliages présents dans les ouvrages comme les aciers inoxydables, galvanisés ou autopatinables.

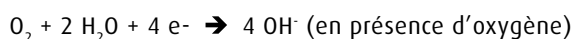
2.1 - Généralités

La corrosion est la dégradation spontanée de métaux exposés à un environnement. Comme la plupart des réactions de corrosion est de nature électrochimique, ceci revient à la formation d'une cellule de corrosion reposant sur une anode, une cathode et un électrolyte (milieu aqueux conducteur). Le courant passe de la cathode à l'anode à l'aide des ions présents dans l'électrolyte et les électrons de l'anode à la cathode à travers le métal. La réaction anodique fournit des électrons à l'anode (réaction d'oxydation) qui sont consommés à la cathode par une réaction de réduction.

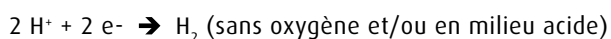
Réaction anodique :



Réaction cathodique :



Ou



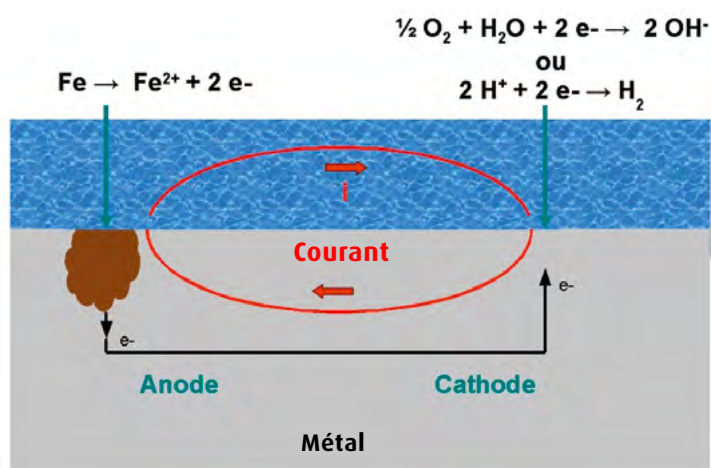
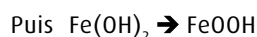
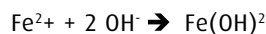


Illustration 83 : Représentation simplifiée des réactions anodique et cathodique se produisant en surface du métal

Il se forme un hydroxyde de fer qui se transforme lui-même en d'autres produits de corrosion.



Le composé FeOOH est un mélange complexe de différentes phases cristallines et amorphes d'oxydes et d'hydroxydes de fer.

La vitesse de corrosion est gouvernée par les vitesses des réactions anodique et cathodique et par d'autres facteurs liés au transport des espèces et aux réactions d'interface. Les réactions de corrosion peuvent être prédites d'un point de vue thermodynamique par les diagrammes de Pourbaix des éléments chimiques présents qui représentent le potentiel du métal en fonction du pH de la solution. La figure suivante illustre le diagramme de Pourbaix pour le fer avec les trois principales régions : l'immunité, la corrosion active et la passivation. Ces diagrammes de Pourbaix ont leur limite, car ils ne tiennent pas compte de l'aspect cinétique des réactions et de la complexité des systèmes électrochimiques et alliages métalliques.

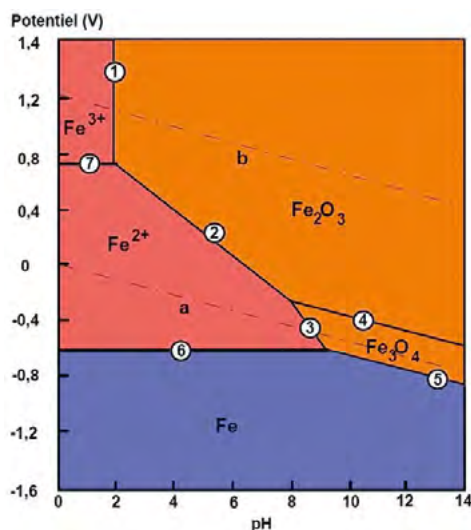


Illustration 84 : Diagramme de Pourbaix (E-pH) à 25 °C et $[\text{Fe}] = 10^{-6} \text{ mol/l}$. Rose = corrosion, Bleu = Immunité, Orange = passivation

2.2 - Différentes formes de corrosion

La corrosion peut se présenter sous diverses formes suivant le milieu environnant et le mécanisme mis en œuvre. Les principaux mécanismes sont la corrosion générale ou uniforme et la corrosion localisée qui se présente elle-même sous différentes formes.

2.2.1 - Corrosion générale

La corrosion uniforme, forme la plus simple et connue, correspond à une attaque générale de toute la surface du métal. Comme le matériau et son environnement sont homogènes, il y a formation de nombreuses zones anodiques et cathodiques qui se déplacent sur la surface. Cela se traduit par une perte d'épaisseur uniforme de la pièce au cours du temps. Les principaux paramètres d'influence sont les polluants contenus dans l'air (SO_2 , NO_2 , Cl^-) et le degré d'humidité relative de l'air ambiant (cycle d'évaporation/condensation sur la surface métallique). Le phénomène de condensation entraîne la formation de gouttes de solution aqueuse (électrolyte) à la surface du métal.

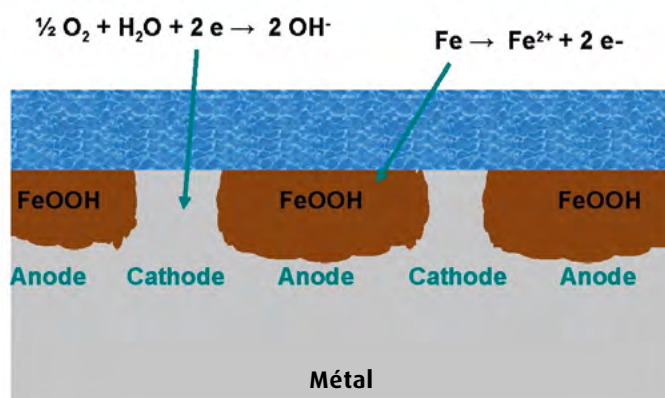


Illustration 85 : Représentation schématique de la corrosion uniforme



Illustration 86 : Exemple de corrosion uniforme sur ouvrage

Le niveau de corrosivité du milieu environnant peut-être caractérisé par quelques paramètres comme la durée d'exposition à l'humidité (durée pendant laquelle l'humidité relative est supérieure à 80 % et la température supérieure à 0 °C), la teneur P en dioxyde de soufre (SO_2) et la teneur S en ions chlorure (Cl^-). Cela permet de classer le milieu dans différentes catégories suivant les valeurs de ces 3 paramètres.

La norme NF EN ISO 12-944-2 de septembre 1998 relative à l'« anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture – classification des environnements » fait référence à 6 catégories de corrosivité atmosphérique (de C1 « très faible » à C5-M « marine très élevée ») et à 3 catégories distinctes pour les structures immergées ou enterrées (Im1 « eau douce » à Im3 « sol »).

Le fascicule 56 du CCTG « protection des ouvrages métalliques contre la corrosion » ne retient que 6 classes d'environnement parmi celles évoquées précédemment. Les ouvrages aériens sont classés dans les catégories C2 « corrosivité faible » à C5M « corrosivité élevée (marine) » en se limitant pour cette catégorie à une corrosivité correspondant à une perte de masse d'acier inférieure à 950 g/m²/an. Les ouvrages immergés dans l'eau, y compris les zones de marnage et éclaboussures, sont classés dans les catégories Im1 « eau douce » et Im2 « eau de mer et eau saumâtre ».

2.2.2 - Corrosion localisée

Corrosion par formation de piqûres

La formation de piqûres est une forme de corrosion localisée qui repose sur l'existence de petites zones anodiques associées à une grande zone cathodique. Ces zones anodiques proviennent d'hétérogénéités à la surface du métal, de pertes locales de passivation (rupture du film passif de surface). Ce mécanisme implique deux étapes, un amorçage par rupture locale de la passivité puis une croissance (ou propagation) de la piqûre. Cette croissance rapide en profondeur avec l'abaissement du pH est due à l'hydrolyse du Fe en fond de piqûre. Cette forme de corrosion est difficile à détecter (peu de produit de corrosion formé en surface) et sa cinétique est relativement rapide.

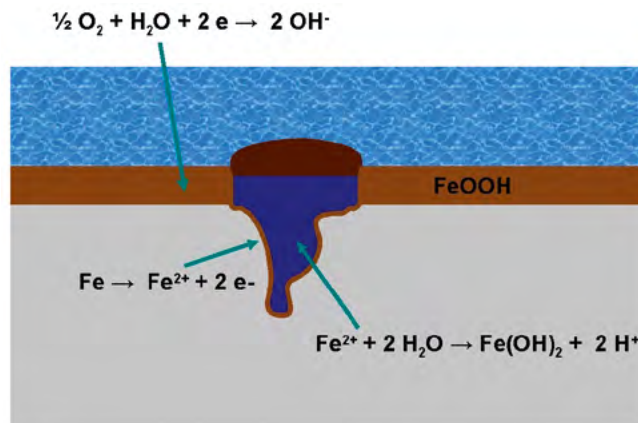


Illustration 87 : Représentation schématique de la corrosion localisée par piqûres

Corrosion par effet de crevasse

Une forme proche est la corrosion caverneuse où les mêmes mécanismes sont mis en jeu dans des zones confinées avec un milieu stagnant (entre joints, au niveau des trous du rivetage, boulonnage, zones sous dépôts, etc.). Elle se déroule en deux étapes :

- une phase d'incubation avec un appauvrissement de l'oxydant (oxygène) par réduction et une réaction anodique qui conduit à une accumulation d'ions ;
- une arrivée d'ions électronégatifs (comme les chlorures) dans la crevasse qui mettent les surfaces à nu (rupture du film passif) et une hydrolyse des ions métalliques qui augmente l'acidité dans la crevasse.

Les principaux facteurs d'influence sont le rapport de surface extérieure/intérieure, la géométrie de la caverne, les propriétés métallurgiques du matériau. Cette forme de corrosion peut prendre différents noms suivant la géométrie de la zone confinée : caverneuse, par crevasse, sous joint ou sous dépôt.

Ces deux formes de corrosion (par piqûres ou par effet de crevasse) touchent principalement les métaux ou alliages aptes à la passivation dont la tenue dépend de la stabilité du film passif comme par exemple l'aluminium et les aciers inoxydables. Ces films passifs sont en effet instables en présence de concentration élevée en Cl^- et en milieu acide. Un milieu chloruré aura tendance à détruire l'alumine de l'aluminium ou le film passif de l'acier inoxydable. Cependant, en ce qui concerne les aciers inoxydables, la résistance à la corrosion caverneuse dépend beaucoup de la qualité de la nuance d'acier inoxydable choisie.

Corrosion galvanique

La corrosion galvanique est la création d'une pile électrochimique entre deux zones (anodique et cathodique) du métal. Ces deux zones peuvent être dues à une différence de potentiels électrochimiques entre deux matériaux dans le même électrolyte ou à l'existence de deux milieux différents en contact avec le même matériau.

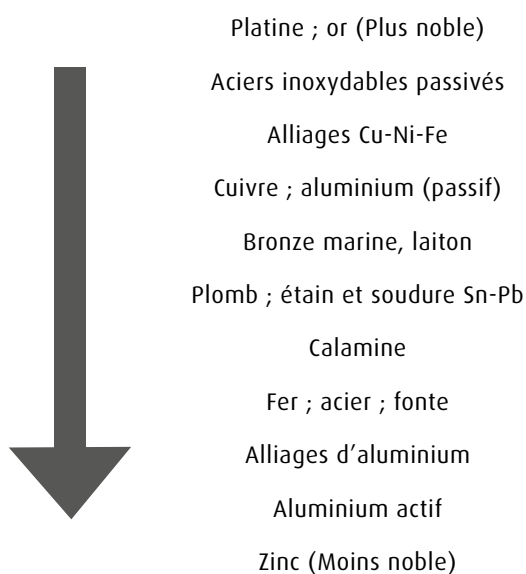
Dans le cas de matériaux différents, le matériau le moins noble (potentiel de corrosion le moins élevé) devient l'anode et le plus noble la cathode. Les paramètres d'influence sont la différence de potentiel, les caractéristiques du milieu environnant et la relation géométrique entre les pièces. Cette corrosion peut être prévue en étudiant les échelles de potentiel que prennent les divers métaux dans un milieu donné. À partir de ce classement, il est possible de prévoir le sens de la pile de corrosion qui sera créée si l'on couple les deux matériaux.

Cette forme de corrosion se produit donc entre deux métaux différents mais également au niveau des hétérogénéités d'un même matériau :

- entre les diverses couches de ferrite et d'oxydes dans le fer ;
- entre les diverses zones d'un acier partiellement recouvert de calamine (oxyde) ;
- entre les rivets et le métal constitutif de l'ossature dans un ouvrage rivé ;
- entre le métal de base et le métal d'apport dans un ouvrage soudé (rarement).

À ce titre, il est donc important de réfléchir lors de la conception d'une réparation aux éléments d'ajout qui pourraient créer une pile électrochimique.

Plus la valeur absolue de son potentiel de corrosion est faible, plus un métal est dit noble. Les différents métaux se classent ainsi comme suit :



Dans le cas du fer puddlé, les hétérogénéités se répartissent en lits ou en couches qui conduisent à une corrosion ayant un aspect feuilleté. On parle de corrosion feuilletante. Cette corrosion souvent présente sur les éléments métalliques est très expansive et peut désorganiser à cœur les pièces concernées ou détruire des assemblages.



Illustration 88 : Exemple de corrosion feuilletante d'une poutre en fer puddlé



Illustration 89 : Exemple de corrosion galvanique entre écrous en inox et rondelles en acier galvanisé

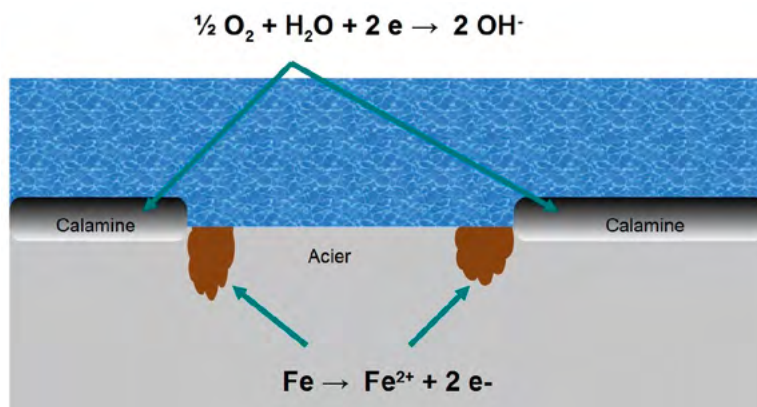


Illustration 90 : Représentation schématique de la corrosion galvanique entre l'acier et ses oxydes

L'hétérogénéité qui crée une pile électrochimique entre deux zones (anodique et cathodique) peut provenir également du milieu environnant. Lorsque le rôle de l'oxygène est majeur, on parle de corrosion par aération différentielle. Lorsqu'on dépose une goutte d'eau salée sur une pièce métallique (figure ci-dessous), on observe la présence de corrosion dans la zone centrale peu aérée (faible concentration en oxygène) et une absence d'attaque dans les zones périphériques bien aérées.

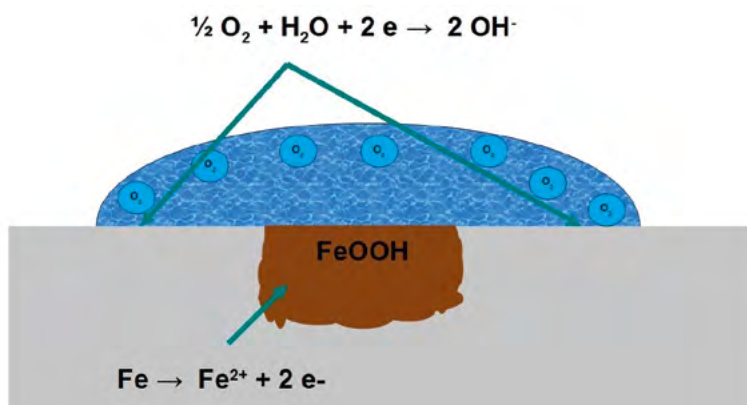


Illustration 91 : Représentation schématique de la corrosion galvanique dite par aération différentielle

2.2.3 - Autres formes de corrosion

Corrosion intergranulaire

La corrosion intergranulaire correspond à une attaque localisée des joints de grains due à une différence de potentiel électrochimique entre les défauts présents dans ces zones (précipités, inclusions, etc.) et l'intérieur des grains. Cette forme se produit pour certains alliages comme les aciers inoxydables qui ont été préalablement « sensibilisés » (montée en température lors du soudage).

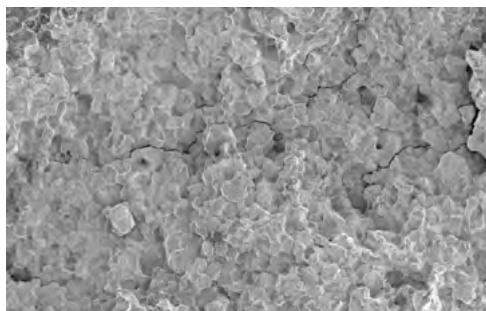


Illustration 92 : Exemple d'une fissuration liée à une corrosion intergranulaire sur un alliage d'aluminium

Corrosion fissurante sous tension

La corrosion fissurante sous tension (également appelée corrosion sous contrainte) se produit lorsqu'une pièce est soumise à l'action conjuguée d'une corrosion et d'une sollicitation mécanique importante ($> 50\%$ de R_m). Elle se manifeste par l'apparition de fissures qui peuvent conduire à la rupture brutale de la pièce. Ce mécanisme agit seulement dans des conditions environnementales particulières. Les surfaces de rupture présentent un aspect fragile et la perte de matière est généralement très faible. Les câbles de précontrainte, les tiges d'ancrages et les boulons HR sont particulièrement exposés à cette forme de corrosion.

La nature et la microstructure (phases, taille de grains, inclusions) du matériau jouent également un rôle majeur dans ce mécanisme. L'application d'un traitement électrochimique, type protection cathodique, peut influencer ce mécanisme à cause de réactions cathodiques de déchargement de l'hydrogène. Deux formes reposent sur le même principe :

- la fatigue-corrosion (application d'un chargement cyclique) qui résulte d'une aggravation du phénomène de fatigue à cause de la corrosion ;
- la fragilisation par hydrogène conduisant à une rupture fragile par pénétration d'hydrogène dans le matériau et forte réduction de la ductilité. L'origine de cet hydrogène provient majoritairement de réactions électrochimiques. On note une sensibilité particulière des aciers au carbone à hautes caractéristiques mécaniques. Cette sensibilité est également vraie pour les câbles et barres d'ancrages.

Corrosion par désalliage

Le désalliage est une forme de corrosion galvanique qui repose sur l'oxydation sélective d'une phase de l'alliage constituant la pièce laissant une microstructure poreuse avec des propriétés mécaniques dégradées. Cette forme de corrosion concerne principalement les fontes. Dans le cas des fontes grises (alliage Fe-C $> 2.1\%$ de carbone qui se trouve dans la matrice sous la forme de graphite lamellaire ou sphéroïdal), on emploie le terme de graphitisation (disparition du fer). Cette graphitisation est accentuée dans les milieux légèrement acides et les eaux stagnantes.

Biocorrosion

L'activité microbiologique peut influencer la vitesse de corrosion. L'activité bactérienne qui dépend de la présence d'oxygène, peut accélérer les mécanismes ou créer les conditions favorables à l'apparition des phénomènes. Lorsque les bactéries se fixent à la surface du matériau, elles créent un biofilm. Les bactéries sulfato-réductrices (BSR) peuvent engendrer une corrosion en absence d'oxygène. Les bactéries sulfato-oxydantes (BSO) oxydent les composés sulfurés en acide sulfurique abaissant le pH et favorisant la corrosion. Les bactéries utilisant le fer dans leur métabolisme créent des cellules d'aération différentielle en modifiant les zones anodiques par oxydation des ions Fe II en Fe III. Les pieux et les buses métalliques sont sensibles à cette forme de corrosion.



Illustration 93 : Exemple de biocorrosion sur pieu métallique (Photo. C. Dagbert)

La corrosion marine ne sera pas décrite dans le cadre de ce document mais le lecteur peut se reporter au Guide CETMEF « Manuel des bonnes pratiques pour la protection contre la corrosion en site portuaire ».

Corrosion par courants vagabonds

Un courant vagabond est défini comme un courant électrique (courant continu dans la grande majorité des cas) qui circule le long d'un chemin imprévu (milieu conducteur). Lorsque des structures métalliques (canalisations, piles de pont, câbles) se trouvent sur le parcours de ces courants, elles peuvent être sujettes à une corrosion par courant vagabond (effet de pile). Il est cependant à noter que ce type de corrosion touche principalement les canalisations métalliques.

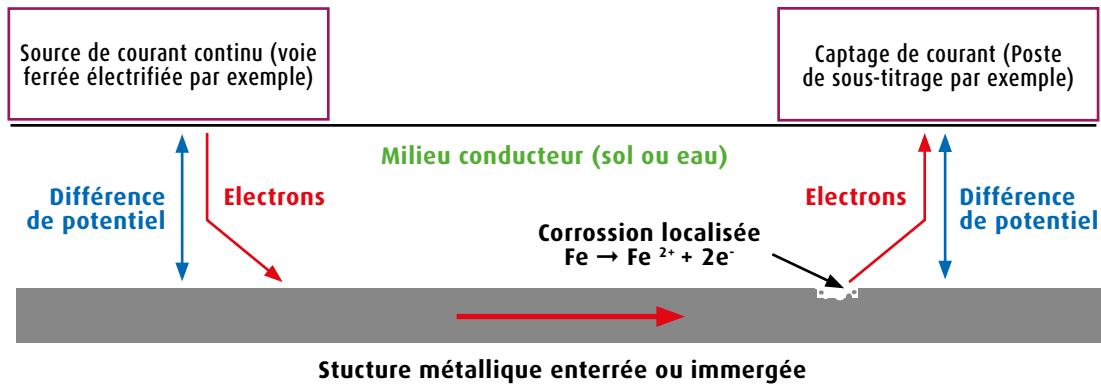


Illustration 94 : Exemple de corrosion par courants vagabonds

Les moyens pour réduire ce type de corrosion sont la mise en place d'un conducteur métallique de faible résistance en parallèle à la structure à protéger, d'une anode sacrificielle que l'on relie à la structure métallique par un excellent conducteur (cuivre), etc.

Dans le cas d'une corrosion par courant vagabond alternatif, la dissolution métallique peut avoir lieu sous certaines conditions.

2.3 - Localisation des principaux désordres de corrosion

Un ouvrage non protégé par un revêtement anticorrosion finit par se dégrader par une corrosion généralisée, mais l'absence d'entretien et le vieillissement de la protection anticorrosion peuvent créer des zones anodiques de corrosion (zones de rétention d'eau, de forte humidité, zones de condensation). Pour tous les ouvrages, la corrosion galvanique par aération différentielle est la plus répandue.



Illustration 95 : Exemples de dégradation par corrosion d'éléments métalliques

La corrosion est située aux endroits mal conçus vis-à-vis de ce phénomène du fait principalement de défauts d'étanchéité ou de l'absence de dispositifs d'évacuation d'eau : poutres en U formant bac de rétention, pièges à eau divers, contact acier-béton au niveau des trottoirs dans les ponts à poutres latérales par exemple, contact maçonnerie-ossature dans les ponts à voûtains, etc. Dans les anciens ouvrages rivetés, la multiplicité des pièces accolées (cornières, semelles, fourrures) favorise ce phénomène. L'eau s'infiltre dans les interstices et les produits de corrosion foisonnent, avec

une forte expansion. La mise en œuvre de réseaux accrochés sur des ouvrages métalliques peut également engendrer des désordres de corrosion importants. Les zones d'about sont souvent corrodées du fait de défauts d'étanchéité au droit des joints de chaussée.

La corrosion galvanique peut se rencontrer dans les ouvrages rivetés au niveau des assemblages et plus particulièrement à la périphérie des rivets. Le phénomène dépend de l'espacement des rivets. Dans ce cas, c'est l'acier constitutif de l'ossature qui est l'anode et donc se corrode. Cette forme peut être présente dans les ouvrages soudés sur les côtés d'une soudure, favorisée par l'existence de contraintes résiduelles. Elle est rare, mais peut être observée lors de réparations effectuées sans respect des règles de l'art.

Pour les ouvrages boulonnés, la teneur en soufre des écrous nécessaires à leur bon usinage a conduit à leur corrosion accélérée par rapport aux aciers de la vis.

3 - Défauts et altération des peintures

3.1 - Généralités

À l'exception de certains métaux et alliages comme les aciers inoxydables, les aciers autopatinables ou l'aluminium, les métaux doivent être recouverts par une couche protectrice contre la corrosion.

Ce paragraphe n'a pas pour but de citer l'ensemble des défauts pouvant être rencontrés sur une protection anticorrosion mais ne présente que les défauts les plus courants sur ouvrages d'art. De même, pour l'évaluation des dégradations du système de peinture, il faudra se reporter aux normes en vigueur et en particulier à la série de normes ISO 4628 « peintures et vernis – évaluation de la dégradation des revêtements ».

Dans le cadre de ce paragraphe, on entend par protection anticorrosion la protection du subjectile par un film de peinture. Les protections par galvanisation ou métallisation ne sont pas évoquées ici, car leur utilisation pour des structures métalliques d'ouvrages d'art (en dehors des poutrelles enrobées pour la métallisation) reste exceptionnelle.

3.2 - Classement des défauts selon leur origine

La liste ci-dessous définit les défauts suivant leur origine première et ne tient pas compte de la gravité ou non des défauts.

- défauts liés à la nature et la qualité des constituants et/ou à leur formulation : farinage (nature du liant), craquelage (concentration pigmentaire volumique), coulures (viscosité / thixotropie), etc. ;
- défauts liés à la conception du système de peinture : décollement entre couches (incompatibilité), porosité/piqûres, frisage (détrempe), saignement ;
- défauts liés aux conditions de mise en œuvre : craquelage, manques, coulures, porosité, pulvérisation sèche, peau d'orange, bullage, etc. ;
- défauts liés aux conditions d'exposition et de service : cloquage, écaillage, blanchiment, ragage (frottement ayant entraîné des rayures lors de la manutention), matage, etc. ;
- altération liée à une mauvaise conception de l'ouvrage et à l'état du subjectile : corrosion galvanique, corrosion localisée, piqûres de rouille.

3.3 - Classement des défauts selon leur nature

Il convient de distinguer les défauts d'aspect n'affectant que superficiellement le feuillet de peinture, des altérations profondes, plus graves, affectant l'intégralité du feuillet de peinture ou du système de peinture.



(a)



(b)



(c)



(d)

Illustration 96 : Défauts d'aspect : peau d'orange (a), coulures (b), bullage (c) et farinage (d)



(e)



(f)



(g)



(h)

Illustration 97 : Défauts d'altération : Craquelage (e), cloquage (f), piqûres de corrosion (g) et décollement (h)

3.4 - Typologie, causes et remèdes des principaux défauts

Dans la grande majorité des cas, le traitement de la protection anticorrosion n'est pas indispensable, car les défauts n'affectent pas l'efficacité de la protection mais uniquement l'esthétique (défauts d'aspect).

Toutefois, si les défauts sont très prononcés, il peut s'avérer utile de réaliser un essai de porosité du système de peinture afin de s'assurer de l'efficacité de la protection anticorrosion. Dans tous les cas, il convient de savoir si le système de protection anticorrosion bénéficie encore d'une garantie. Le tableau ci-après propose une synthèse des causes et des remèdes pour ces différents défauts.

Nom du défaut	Typologie	Causes	Remèdes	Commentaires
Peau d'orange	Aspect pommelé de la surface du feuil.	Mauvais étalement de la peinture : application défectueuse, solvant inapproprié, « durée de vie » dépassée ou rhéologie de la peinture incorrecte.	Ponçage superficiel et réapplication d'une couche pour rattraper les épaisseurs.	Défaut initial du système. Il n'affecte que les propriétés esthétiques. Il ne justifie pas une reprise en dehors des opérations de peinture.
Coulures	Affaissement de la couche de peinture (gouttes, draperies, festons).	Épaisseur excessive de produit appliqué. Dilution trop importante. Formulation mal adaptée (rhéologie de la peinture). Distance de pistelage incorrecte entre le pistolet et la surface à peindre. Technique d'application inadaptée, buse non appropriée ou pression d'air insuffisante.	Ponçage des zones affectées et réapplication d'une couche pour rattraper les épaisseurs.	Défaut initial du système. Il ne justifie pas une reprise en dehors des opérations de peinture prévues.
Farinage	Formation en surface d'une fine couche pulvérulente non adhérente qui modifie l'aspect (brillant, couleur).	Dénaturation superficielle du liant (époxy) sous l'effet des intempéries et des UV. Concentration pigmentaire volumique mal adaptée. Pigment mal adapté (dioxyde de titane rutile et anatase).	Élimination de la couche pulvérulente par lavage à l'eau sous pression. Réapplication d'une couche de peinture appropriée.	Défaut général non visible lors de l'application. Il s'agit d'une dégradation accélérée de la couche de finition. Il faut s'attendre à une remise en peinture générale anticipée.
Bullage	Formation de bulles dans le feuil pouvant déboucher en surface avec ou sans éclatement (cratères). Phénomène assimilable aux piqûres.	Solvants retenus dans le feuil trop épais. « Dégazage » de la sous-couche ou du support (solvant). Conditions ambiantes mal adaptées (température du support et d'application). Montée en température (et évaporation) trop rapide.	Ponçage de surface, renforcement du feuil par ré-application d'une ou plusieurs couches supplémentaires. Obligatoire si la l'efficacité de la protection est altérée.	Défaut initial généralement local. Le système étant poreux, il se dégrade plus rapidement dans les zones affectées. Il faut prévoir une remise en peinture locale ou générale plus ou moins anticipée en fonction de l'étendue de la zone et de la vitesse de dégradation.

Nom du défaut	Typologie	Causes	Remèdes	Commentaires
Craquelage	Fendillement du feuil de peinture (profond ou superficiel) provoquant des fissures pouvant aller jusqu'au décollement du feuil (écaillage). Assimilable au faïençage mais en plus important. Défaut typique des Zinc Silicate en surépaisseur.	Libération des tensions internes sous l'effet du vieillissement (température, humidité, UV). Ce phénomène est accéléré par une Composition Pigmentaire Volumique mal adaptée, une forte épaisseur du feuil, un manque de souplesse du feuil ou un séchage trop rapide.	Décapage du revêtement. Réapplication d'un système de peinture approprié (souple).	Défaut général. Le système est très altéré dès la fin de son application. Il va vieillir beaucoup plus rapidement que prévu et il est nécessaire de prévoir une remise en peinture générale anticipée.
Cloquage	Déformations convexes du feuil sous l'effet d'une pression sous-jacente.	Présence de contaminants dans le feuil, à l'interface subjectile/feuil ou entre les couches du système de peinture. Les contaminants sont essentiellement : l'humidité, les sels solubles, la rétention de solvants et produits de corrosion.	Élimination du cloquage par décapage du feuil altéré (ou ponçage si superficiel), Reconstitution du revêtement.	Défaut généralement local. Le système s'altère très rapidement. Le niveau de protection se dégrade rapidement. Il est nécessaire de prévoir une remise en peinture locale ou générale plus ou moins anticipée en fonction de l'étendue de la zone et du niveau de cloquage.
Piqûre de rouille	Petits points de rouille à la surface du feuil associés à des porosités du feuil.	Préparation de surface défectueuse. Faiblesse d'épaisseur. Présence de piqûres et de porosité. Défauts du subjectile (écaillage de laminage). Rugosité trop importante. Inclusion de particules métalliques (grenaille, particules de meulage).	Décapage du revêtement. Ré-application d'un système de peinture approprié.	Défaut local s'étendant rapidement. C'est le premier signe que le système n'est plus efficace. Il est nécessaire de planifier la remise en peinture de la structure.
Décollement	Perte d'adhérence entre couches de peinture ou à l'interface feuil/subjectile.	Couches de peinture incompatibles. Pollution superficielle. Préparation de surface insuffisante. Condensation à l'interface. Dépassement du délai de recouvrement.	Élimination de la couche non adhérente (UHP, balayage à l'abrasif). Ré-application d'un système de peinture adapté.	Défaut local. Au moins une couche du système s'est décollée localement et n'est plus efficace. Le niveau de protection est altéré, il est nécessaire de prévoir une remise en peinture locale ou générale plus ou moins anticipée en fonction de l'étendue de la zone et de la localisation du positionnement du décollement dans les couches.

Tableau 3 : Synthèse des principaux défauts sur les systèmes de protection anticorrosion

3.5 - Degré d'enrouillement et garanties

Le fascicule 56 du CCTG « Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion » définit les garanties exigibles et préconise également l'utilisation de systèmes de peintures certifiés ACQPA. Les garanties portent sur les caractéristiques suivantes :

- la tenue du revêtement qui comprend l'efficacité de la protection contre la corrosion et contre l'altération de l'aspect (cloquage, craquelage, écaillage) ;
- la non-altération de la couleur si elle est demandée par le CCTP.

Les durées de garantie sont spécifiques à chaque type de système, chaque type de préparation de surface et chaque catégorie d'ouvrage (ouvrage neuf ou ancien). Les durées de garantie sont spécifiées dans les tableaux 1 à 5 du fascicule 56 du CCTG.

Pour résumer de manière succincte, les durées de garantie sont les suivantes :

- garantie anticorrosion : 7 à 10 ans pour les ouvrages neufs et 5 à 7 ans pour les ouvrages anciens ;
- garantie d'aspect : 4 à 6 ans pour les ouvrages neufs et 3 à 5 ans pour les ouvrages anciens ;
- garantie de couleur : 3 ans hors ouvrages immergés.

En dehors des problèmes d'aspect, une attention particulière est apportée sur le niveau de corrosion de la structure métallique, c'est là qu'intervient la notion de degré d'enrouillement.

À l'instar des autres dégradations, l'enrouillement d'une surface est évaluée selon la norme NF EN ISO 4628-3. Il y est défini suivant la densité des points de corrosion de Ri 0 (pas de corrosion) à Ri 5 (40 à 50 % de la surface corrodée).

La garantie anticorrosion est mise en jeu lorsque le degré d'enrouillement Ri 1, Ri 2 ou Ri 3 selon la norme NF EN ISO 4628-3 est dépassé sur la zone de perception visuelle globale de l'ouvrage ou sur l'élément de référence.

La garantie d'aspect est mise en jeu lorsque l'un des degrés d'altération par cloquage, craquelage ou écaillage, cités ci-dessous, est dépassé sur la zone de perception visuelle globale de l'ouvrage ou sur l'élément de référence :

- cloquage 3 (S3) selon la norme NF EN ISO 4628-2 ;
- craquelage 3 (S3) selon la norme NF EN ISO 4628-4 ;
- écaillage 3 (S3) selon la norme NF EN ISO 4628-5.

Le cumul de ces 3 défauts ne doit pas dépasser 1 % de la superficie de référence.

La garantie de couleur est mise en jeu lorsque le ΔE de la norme NF T 34 554-2 est dépassé sur la zone de perception visuelle globale de l'ouvrage selon les modalités de cette norme. Elle ne s'applique que pour les couleurs certifiées ACQPA ou équivalent.

4 - La fatigue

Bien que plus rares que les désordres dus à la corrosion et limités à des parties d'ouvrages sollicitées mécaniquement ou à des dispositions constructives inappropriées, les désordres dus à la fatigue doivent néanmoins être soigneusement analysés. En effet, ils sont moins repérables, mais peuvent conduire à des ruptures d'éléments vitaux d'une structure s'ils ne sont pas détectés à temps. L'augmentation du trafic routier, en nombre et en poids moyen des véhicules, et le vieillissement des ouvrages accroissent progressivement ce risque. En France, le phénomène de fatigue est mieux pris en compte depuis les années 1980 dans la conception des ouvrages.

4.1 - Mécanisme de rupture par fatigue

Le phénomène de fatigue est un mécanisme d'endommagement cumulé, localisé et permanent résultant de l'action d'un chargement cyclique. Ce dommage cumulé peut engendrer l'amorçage d'une fissure et sa propagation. La durée de vie en fatigue est la durée de vie de la structure sous l'application d'une charge jusqu'à la rupture. On distingue généralement quatre phases dans le processus de rupture par fatigue.

- phase d'amorçage de la fissure. Les fissures de fatigue s'amorcent généralement dans les régions de concentration de contrainte où la contrainte locale dépasse la limite élastique du métal ;

- phase de propagation lente (stade I) qui est la propagation d'une ou plusieurs microfissures. Elles se propagent très lentement et sont souvent arrêtées par les défauts métallurgiques présents dans la microstructure du métal ;
- phase de propagation rapide (stade II) qui est la propagation d'une fissure plus longue lorsque le facteur de concentration de contrainte en fond de fissure dépasse une valeur critique. La fissure se propage par une succession d'émoussesments (par déformation plastique) et de pincements (lors des déchargements). Des stries, caractéristiques de fatigue sont souvent visibles sur les faciès de rupture. Une strie représente généralement un cycle de fatigue ;
- phase de rupture finale lorsque la section résiduelle de la pièce ne peut plus reprendre le chargement appliqué.

Le faciès de rupture est dans la plupart des cas semi-fragile, avec une zone liée à la propagation de type fragile et une zone de rupture finale ductile.

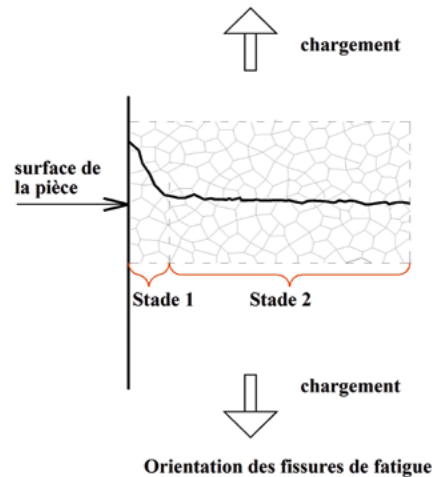


Illustration 98 : Schéma illustrant les différentes phases du mécanisme de fatigue, propagation lente (stade 1), puis rapide (stade 2).

4.2 - Caractérisation de la fatigue

L'essai de fatigue le plus couramment utilisé consiste à soumettre une éprouvette à des cycles de contrainte à une fréquence constante autour d'une valeur de contrainte moyenne σ_m . Plusieurs essais de fatigue sont réalisés à différentes amplitudes de contrainte $\Delta\sigma$ et on mesure le nombre N de cycles requis pour entraîner la rupture de l'éprouvette. On trace en échelle semi-logarithmique une courbe $\Delta\sigma = f(N)$ appelée courbe de Wöhler ou courbe S-N représentant la variation de contrainte appliquée en fonction du nombre de cycles jusqu'à la rupture.

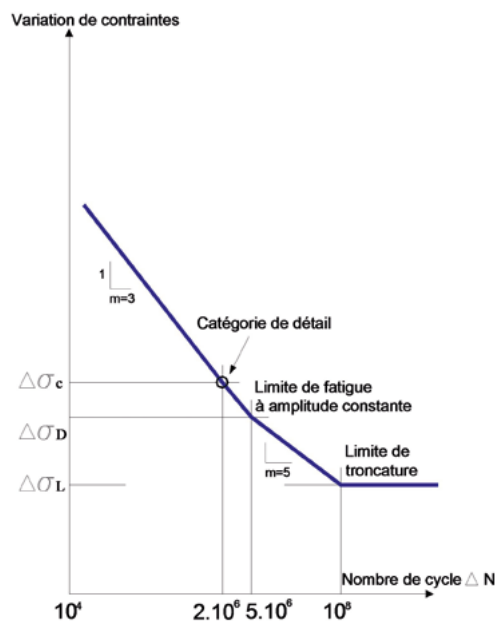


Illustration 99 : Représentation de la fatigue suivant une courbe de Wöhler

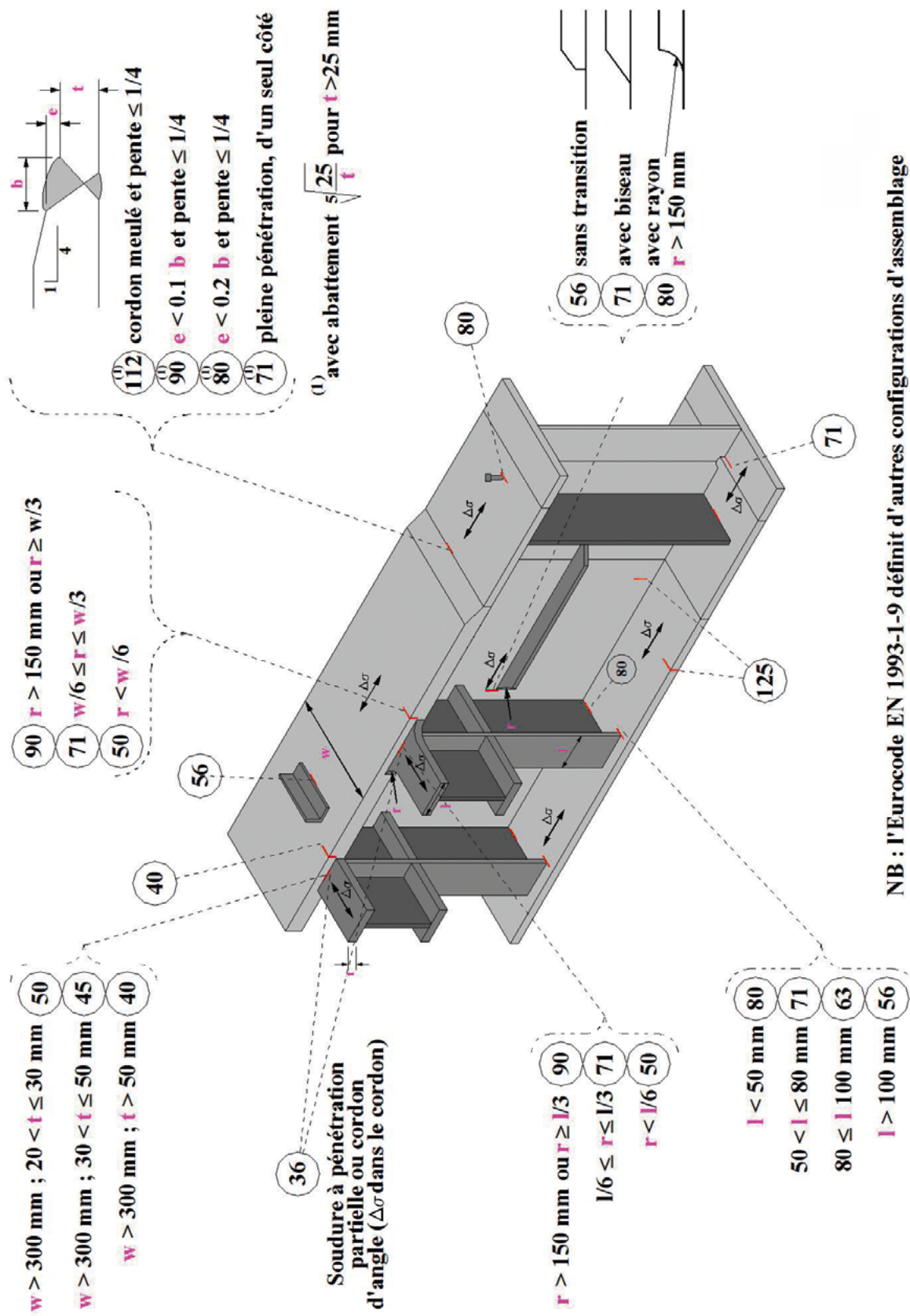
Cette courbe, représentée ci-dessus, est à exploiter avec le formalisme suivant :

- la résistance à deux millions de cycles, $\Delta\sigma_c$, est conventionnellement choisie et appelée catégorie de détail. Cette résistance est le point de référence qui caractérise la courbe. Elle varie de 36 à 125 MPa (160 MPa pour les produits laminés), selon les détails ;
- la résistance à cinq millions de cycles, $\Delta\sigma_5$, mise en évidence par les essais, est appelée limite de fatigue sous amplitude constante. Si tous les cycles de variation de contraintes se situent en dessous de cette valeur, la propagation ne s'amorce pas ;
- la résistance à cent millions de cycles, $\Delta\sigma_{100}$, conventionnellement choisie pour prendre en compte l'endommagement sous amplitude variable, est appelée limite de troncature. Les étendues de contrainte qui se situent en dessous de cette valeur ne créent pas de dommage.

Sur ce type de courbe, 3 domaines sont identifiés :

- une zone de fatigue à faible nombre de cycle, dite oligocyclique pour des variations de contraintes élevées et pour laquelle la rupture se produit après un faible nombre de cycles avec une déformation plastique notable ;
- une zone d'endurance limitée qui est le domaine où la rupture est atteinte après un nombre limité de cycles compris approximativement entre 10^5 à 10^7 . La rupture n'est pas accompagnée d'une déformation plastique d'ensemble mesurable ;
- une zone d'endurance illimitée pour laquelle la rupture ne se produit que pour un très grand nombre de cycles ($> 10^7$) ou ne se produit pas du tout.

L'Eurocode 3 partie 1-9 donne les catégories de détail pour plusieurs détails d'assemblages soudés (voir figure suivante). Plus la classe est faible, plus le détail est sensible vis-à-vis de la fatigue. Malheureusement, on ne dispose pas de ces informations pour tous les assemblages anciens.



NB : l'Eurocode EN 1993-1-9 définit d'autres configurations d'assemblage

Illustration 100 : Catégories de détail des principaux assemblages dans les ponts métalliques et mixtes (Guide Sétra / suivant l'Eurocode3)

Dans le cas d'un assemblage soudé non répertorié 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 [5].

Pour l'évaluation en fatigue des assemblages rivetés, on pourra s'appuyer sur la documentation existante sur le sujet ([1], [2], [3], [4] et [7]). La classe de détail à considérer 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 (cf. figure ci-dessous), les étendues de contrainte étant calculées sur la section nette des pièces. Cette classe de détail couvre tous les types d'assemblage. On trouve dans la littérature des valeurs affinées pour différents types d'assemblage ([8]).

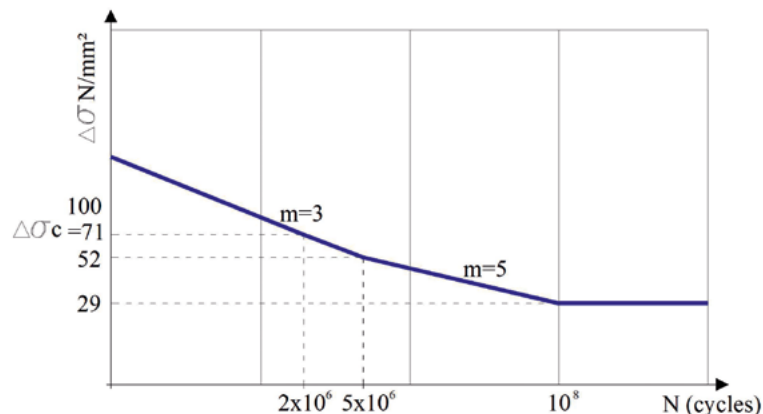


Illustration 101 : Courbe de fatigue S-N pour l'évaluation des ponts rivetés

Pour les ouvrages soumis à un trafic très important, les principaux paramètres influençant la limite d'endurance sont le chargement en contraintes depuis la construction (contraintes moyenne, minimale et maximale, amplitude de variation, fréquence), la corrosion et la géométrie de la pièce ou assemblage (forme, propriétés métallurgiques et mécaniques du métal de base et, de la soudure). Les concentrations de contrainte présentes sont reliées directement au procédé de fabrication, à la géométrie et au détail de la pièce.

Dans le cas le plus fréquent, l'assemblage présente une limite d'endurance (ou durée de vie en fatigue) supérieure à la durée de vie de l'ouvrage, ce qui ne pose pas alors de problème. Par contre, lorsque cette limite d'endurance est faible, il convient d'être vigilant, car la rupture peut se produire pour des contraintes bien inférieures à la résistance maximale à la traction, voire à la limite d'élasticité de l'acier.

4.3 - Localisation des désordres en fatigue

Pour les ponts routiers, les principaux cas de désordres concernent les augets des dalles orthotropes. Plusieurs cas de fissures de fatigue, favorisés par de mauvais détails d'assemblage et/ou une qualité de soudure médiocre sont également recensés sur des structures métalliques orthotropes (dalle de roulement, tôle de fond de caisson). On a également constaté quelques cas pour des poutres treillis.

Globalement, les structures concernées par la fatigue sont celles où l'on trouve des dispositions constructives non adaptées à ce phénomène avec des concentrations de contrainte importantes, qui sont soumises à de nombreux cycles de sollicitation et où la variation de contrainte est importante. Ce sont les parties d'ouvrages les plus sollicitées par des charges lourdes, de construction légère comme les ponts mobiles.

Dans les structures rivées et boulonnées (ponts ferroviaires), les désordres se localisent souvent au niveau des assemblages de liaison entre les différents éléments (longerons/pièces de pont, pièces de pont/poutres principales, diagonales sur gousset dans un pont à poutres latérales) de même que dans les sections où il y a une discontinuité d'éléments entraînant une mauvaise transmission des efforts. La fissuration en fatigue s'amorce généralement dans les angles rentrants des découpes ou à partir des trous pour les rivets ou boulons.

Les structures les plus susceptibles au phénomène de fatigue sont les structures soudées lorsque les dispositions constructives sont inadaptées ou que les cordons de soudure sont mal réalisés. Les zones de fatigue sont celles où il y a une brusque variation du champ de contrainte, soit à l'échelle de la structure (nœud de triangulation), soit à l'échelle d'un élément (variation d'épaisseur). La fissuration s'amorce généralement dans la zone de transition entre le cordon de soudure et le métal de base, le détail d'assemblage le plus sensible étant le cordon frontal perpendiculaire à la direction des efforts. Ces zones de soudure sont des points critiques dus à leur susceptibilité aux concentrations

de contrainte et aux contraintes résiduelles. La soudure induit également des défauts et une hétérogénéité dans la microstructure du cordon. Après l'amorçage de la fissuration, la propagation se produit dans l'élément concerné et les pièces voisines.



Illustration 102 : Exemple d'une fissuration de fatigue au niveau de la liaison auget-pièce de pont

4.4 - Cas des dalles orthotropes

La légèreté des dalles orthotropes induit de la flexibilité et donc une déformabilité importante de la structure sous l'action de charges concentrées que sont les roues des véhicules lourds. Par conséquent, des pathologies sont observées au sein du revêtement généralement bitumineux et au sein de la structure métallique.

4.4.1 - Pathologies dans le revêtement

Plus le revêtement est mince, plus la partie supérieure de la couche de roulement au droit des raidisseurs de la dalle orthotrope (augets longitudinaux et pièces de pont) est fortement sollicitée en traction (flexion négative). Une fissuration par fatigue peut ainsi s'amorcer et se propager de la face supérieure du revêtement jusqu'à la couche d'étanchéité dont le rôle est primordial pour la protection du platelage métallique.

À l'inverse, plus le revêtement est épais, plus les sollicitations en cisaillement à la base de la couche de roulement sont élevées. Un décollement du revêtement de son support métallique peut ainsi être observé. On peut également observer dans ce cas des sollicitations de traction importantes dans la partie inférieure du revêtement. Elles ont pour conséquence la formation de fissures longitudinales situées à mi-distance entre augets s'amorçant à la base du revêtement. Elles apparaissent seulement lorsqu'elles ont traversé totalement le revêtement.

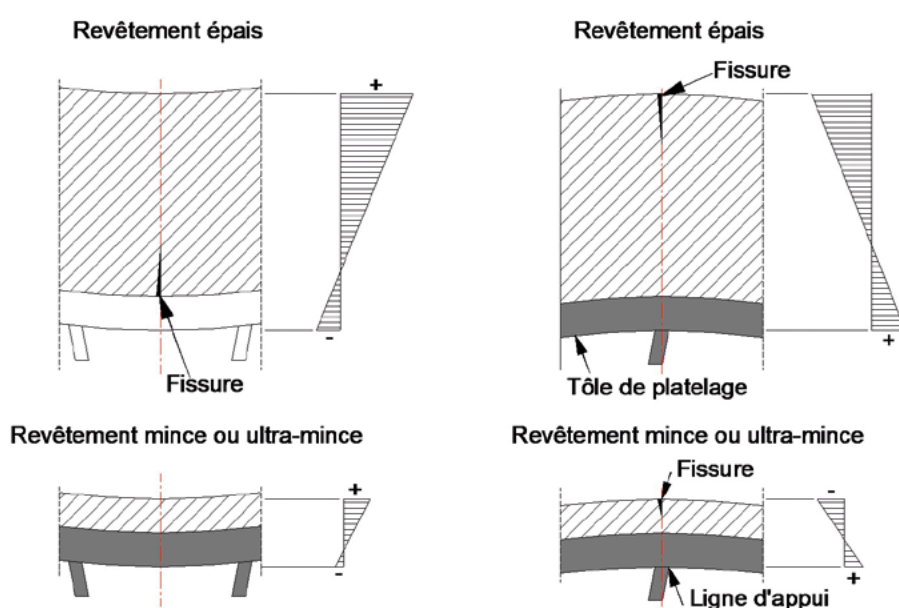


Illustration 103 : Fissuration du revêtement en fonction de son épaisseur et de la sollicitation (Platelages métalliques et revêtements de chaussées. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 111 de 1981)

4.4.2 - Pathologies dans la dalle orthotrope métallique

La grande déformabilité de la structure rend ces ouvrages sensibles au phénomène de fatigue. Ce phénomène peut être très fortement accentué par les dispositions constructives. On observe ainsi généralement ces fissures dans les zones suivantes :

- au niveau de la soudure entre la tôle de platelage et les nervures ou augets, fissures pouvant se propager dans le platelage ou l'auget ;
- au niveau de la soudure auget/pièce de pont, si l'auget est discontinu au niveau des pièces de pont.

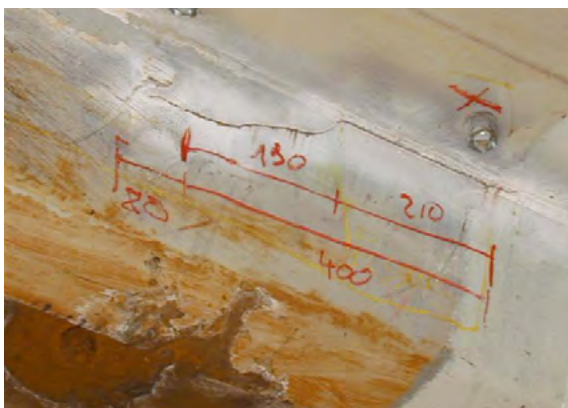


Illustration 104 : Fissure longitudinale dans le cordon de liaison auget/tôle de platelage

Des fissures peuvent aussi apparaître dans la tôle de platelage si son épaisseur est insuffisante ou dans les zones de rabouillage des nervures.

5 - La rupture fragile

La rupture fragile se caractérise par la rupture brutale d'une pièce métallique sans déformation, le plus souvent à basse température.

En effet, les aciers ont un comportement mécanique différent suivant la température à laquelle on les sollicite. Ceci est particulièrement sensible lorsque la vitesse de déformation est importante (essai de chocs). Ainsi, les aciers peuvent présenter lors d'un choc, une rupture ductile à 20 °C mais devenir fragiles à des températures hivernales ($T < 0\text{ °C}$). La transition entre le régime ductile et le régime fragile est donc assez rapide. L'addition des éléments d'alliage dans les aciers faiblement alliés permet d'abaisser la température de transition. Cette sensibilité du matériau à la rupture fragile est fortement influencée par la taille de grains, la présence d'inclusions non métalliques, de fissures et retassures.



Illustration 105 : Rupture fragile d'un ouvrage en fer puddlé : crédit ©SNCF

La ténacité peut être définie comme la capacité d'un matériau à s'opposer à la propagation d'une fissure sous chargement. Les paramètres pertinents permettant de caractériser la ténacité dans les structures métalliques sont le facteur d'intensité de contrainte critique en mode I, K_{Ic} , l'intégrale d'énergie J critique, J_c , le résultat de l'essai CTOD

(Crack Tip Opening Displacement). 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 sur des échantillons normalisés (NF EN ISO 12737). 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 » de la norme NF EN 10025 emploient les valeurs obtenues par essai de flexion par choc sur éprouvette (essai normalisé défini par les normes NF EN ISO 148-1 à 3) pour classer la qualité des aciers. Cet essai de flexion par choc sur des barreaux entaillés est réalisé à l'aide d'un dispositif appelé mouton de Charpy qui vient heurter l'échantillon. Les paramètres mesurés lors de l'essai sont la température d'essai T et l'énergie absorbée lors de l'impact qui est fonction de la température $K_v(T)$. Les résultats sont des indicateurs de la ténacité. Dans la norme NF EN 10025, 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 27 joules ou 40 joules 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 à rupture proposées par Sanz [0] 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 en pratique, le plus souvent, des valeurs d'énergie aux températures d'essai normalisées bien supérieures à celles strictement exigées.

En cas de besoin, la recherche de la sensibilité à la rupture fragile pour des anciens ouvrages passe par des essais de flexion par choc et de ténacité, mais également par des caractérisations métallographiques (microstructure, inclusions) et des analyses chimiques (composition chimique élémentaire) des aciers. Ceci permet d'établir un niveau de risque des aciers examinés.

L'évaluation des ouvrages vis-à-vis de ce phénomène passe généralement par une approche basée sur la mécanique à la rupture.

6 - Les chocs

Les chocs sont principalement dus aux véhicules routiers, mais des cas impliquant des trains ou des bateaux sont aussi recensés. Ces chocs peuvent engendrer la ruine : le Yadkin River Bridge s'est effondré en 1975 par effet en chaîne suite à un choc de véhicule sur la diagonale d'extrémité d'un pont treillis à poutres latérales. De relativement nombreux cas de choc sur la membrure inférieure des poutres ont eu lieu avec des conséquences heureusement souvent moins dramatiques. Dans le cas des ponts franchissant des routes, afin de limiter cet aléa, il est important de s'assurer lors des inspections que des rechargements de chaussée des voies franchies n'ont pas été effectués. On rappelle à ce sujet que les passerelles situées au-dessus du réseau routier national doivent dégager un sur-gabarit de 50 cm (circulaire du 17 octobre 1986). Selon l'Eurocode 1.2, il convient cependant de prendre en compte un choc de véhicule jusqu'à une hauteur libre de 6 mètres pour les ouvrages neufs.

Les chocs de bateau, se révèlent fort dangereux pour les ponts, notamment pour les ponts en arc en fonte, et cela a conduit à des ruptures partielles ou totales.



Illustration 106 : Endommagement suite à un choc

7 - Les instabilités

Les instabilités sont des phénomènes dangereux et difficiles à anticiper, car les signes précurseurs sont souvent limités. On distingue plusieurs formes d'instabilité, le flambement d'une poutre comprimée, le voilement d'une plaque soumise à de la compression ou du cisaillement et le déversement, qui couple flexion et torsion d'une poutre. Ces phénomènes peuvent être locaux ou globaux, avec des zones sensibles assez facilement identifiables :

- voilement d'une âme dans les zones proches des appuis ;
- flambement des éléments comprimés (diagonales comprimées d'un pont à treillis, semelle inférieure des poutres continues dans les zones d'appui) ;
- déversement des ponts à poutres latérales amorcé par le flambement des semelles supérieures comprimées.

7.1 - Le flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité élastique qui concerne les poutres comprimées. C'est un phénomène d'amplification de la déformée lié à une flexion parasite engendrée par le couplage de l'effort de compression et de la déformée. La théorie de la résistance des pièces comprimées est établie par Euler, mais le sujet est très complexe et les travaux modernes ont progressivement amélioré la connaissance de ce phénomène. On peut noter les avancées suivantes :

- le déversement des ponts à poutres latérales non contreventées est étudié par Engesser en 1884 ;
- le flambement élastique en milieu discontinu est étudié par Lazard (1946) ; ces travaux serviront de base en France aux justifications du flambement de semelles de poutres.

Les règlements de calcul ont très tôt pris en compte ce phénomène pour la justification des éléments comprimés, mais avec des approches et des niveaux de sécurité bien différents :

- le règlement de 1891 demande une vérification au « flambage » sans imposer de méthode ;
- le règlement de 1915 est prescriptif, la contrainte étant majorée du facteur $1+N/N_{cr}$ (N est l'effort normal/ N_{cr} , l'effort normal critique) ;
- le règlement de 1927 amène une présentation moderne avec le calcul de la charge critique d'Euler et une sécurité qui dépend du rapport $N_{cr}/N_{élastique}$. Ces coefficients seront modifiés par les règlements suivants ;
- la stabilité sous flexion composée est introduite dans le règlement de 1970, et la flexion composée déviée dans celui de 1972/1973 ;
- les Eurocodes permettent aujourd'hui la justification des cas les plus complexes.



Illustration 107 : Flambement de la poutre de rigidité d'un pont suspendu

7.2 - Le voilement

Le voilement est l'instabilité des plaques (les âmes des poutres notamment) qui se développe lorsqu'elles sont chargées dans leur plan que ce soit en compression ou en cisaillement. Ce phénomène concerne principalement les tôles élancées avec un rapport épaisseur/hauteur petit. Les ouvrages anciens constitués essentiellement d'éléments triangulés sont peu concernés. Cet aléa accompagne le développement des poutres de grande hauteur, et les ponts construits après-guerre sont ainsi les plus concernés.

Les abaques de Klöppel et Scheer publiés en 1960, qui s'appuient sur une approche élastique, offrent une tabulation de nombreux cas et ont été largement utilisées en France. Ces abaques ont cependant leur limite et ne permettent pas de prendre en compte toute la complexité du phénomène (défaut géométrique initial, application des charges non parfaitement planes, dissymétrie du raidissage, etc.). La prise en compte des imperfections géométriques est assurée avec la formule de Winter (1968), mais l'expérience montre que les âmes élancées ont une importante résistance postcritique sous sollicitations de cisaillement (Basler et Thurlimann (1959,1961), puis Rockey (1978)). Ces concepts modernes sont repris par les Eurocodes.

D'un point de vue réglementaire, les justifications vis-à-vis du voilement ont constamment évolué.

- le règlement de 1960 (fascicule 61 titre V, page 58) : la justification de la résistance au voilement se fait à partir de l'évaluation des charges critiques. Le règlement propose les justifications (article 12) pour les cas élémentaires (panneau cisailé, panneau comprimé, panneau sous flexion simple) ;
- le règlement de 1970 : il est beaucoup plus complet et intègre la notion de raidisseurs principaux et secondaires, de raidisseurs souples et rigides, il propose une interaction contrainte de compression et contrainte de cisaillement et mentionne les abaques de Klöppel et Scheer. Les exigences vis-à-vis de la rigidité des raidisseurs sont assouplies ;
- les règlements de 1972/1973 et de 1978 : ils introduisent la vérification des semelles fortement comprimées (festonnage), celui de 1978 fournissant une règle de justification ;
- le règlement européen : les Eurocodes intègrent les imperfections géométriques et les justifications postcritiques ainsi que la stabilité des âmes sous charges concentrées.

Nota : Pour les ponts mixtes, la circulaire de 1981 reprend les principes de justifications sur le voilement du règlement de 1978 et celui de 1966 s'appuyait sur celui de 1960.

7.3 - Le déversement

Le déversement est une instabilité qui couple flexion et torsion d'une poutre fléchie, sa semelle comprimée ayant tendance à flamber dans son plan. Cette instabilité est surtout présente en phase de montage, et il est particulièrement important de s'assurer que les vérifications nécessaires ont été produites. Cette vérification est demandée dans le règlement de 1960, mais les justifications explicites n'apparaissent qu'avec le règlement de 1970. Les Eurocodes permettent aujourd'hui d'aborder de nombreux cas complexes.

8 - L'incendie

Les ouvrages métalliques sont très vulnérables vis-à-vis des élévations de températures importantes.

8.1 - Les caractéristiques mécaniques pendant l'incendie

Les caractéristiques mécaniques des aciers de charpente métallique peuvent diminuer sensiblement pendant l'incendie ce qui peut entraîner l'effondrement de l'ouvrage.

La figure ci-dessous (d'après le tableau 3.1 de l'Eurocode 3.1.2) met en évidence l'effet d'une augmentation de la température sur les caractéristiques de l'acier :

- perte de résistance du matériau ;
- diminution de la limite élastique ;
- diminution du module de déformation ;
- augmentation de la ductilité.

Chaque couleur de courbe représente la loi de comportement contrainte/déformation du matériau à une température donnée pour un acier S355.

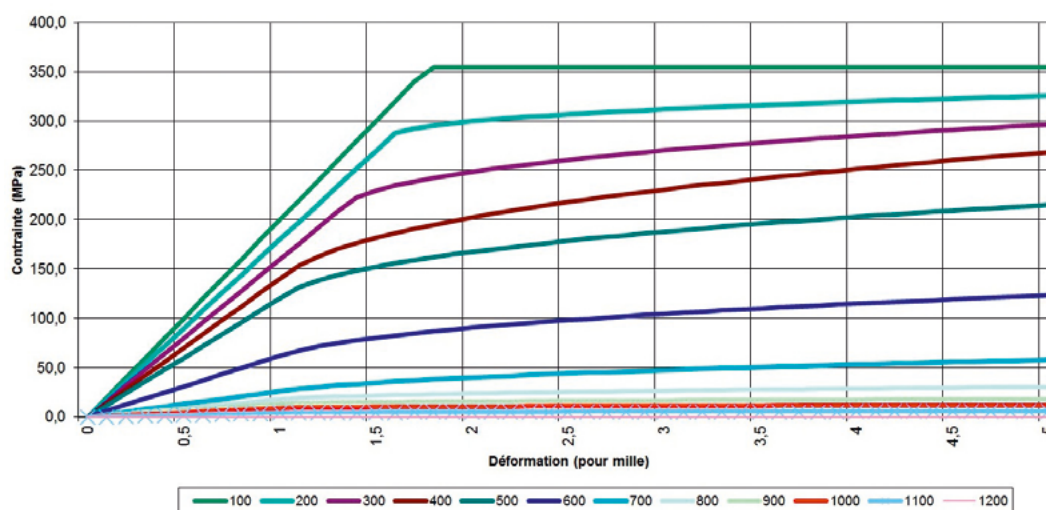


Illustration 108 : Lois de comportement d'un acier de charpente métallique (contrainte en MPa en fonction de la déformation en pour mille) en fonction de sa température (en degrés Celsius)

8.2 - Les caractéristiques métallurgiques après l'incendie

Lors d'un incendie, les caractéristiques métallurgiques de l'acier peuvent être modifiées de façon irréversible. Le diagramme Fer-Carbone ci-après permet de comprendre ces modifications qui sont liées à des changements d'état.

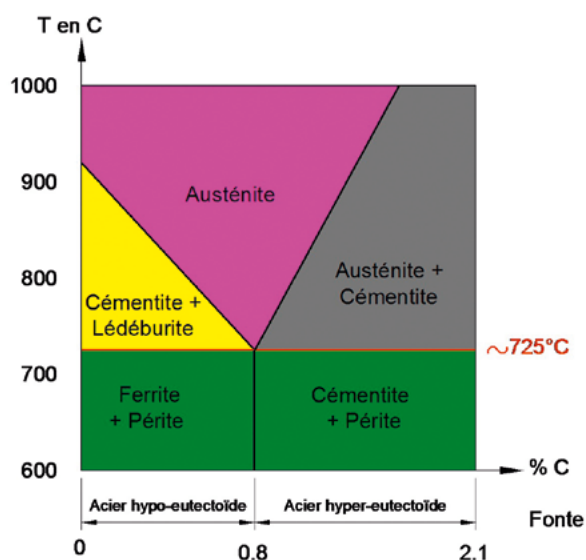


Illustration 109 : Diagramme fer/carbone avec en abscisse le taux de carbone et en ordonnée la température en degrés Celsius

Les aciers de charpente ont un pourcentage de carbone inférieur à 0,8 %. Lors de l'incendie, tant que la température reste inférieure à 725 °C, la structure reste un mélange de ferrite et de perlite. S'il n'y a pas de plastification pendant l'incendie lié à l'abaissement du module d'élasticité, les conséquences pour la structure peuvent être faibles en l'absence de trempe.

En revanche, si la température dépasse 725 °C il y a transformation de la perlite en austénite. Si cette austénite est refroidie rapidement par arrosage, elle donne naissance à un élément dur et fragile, la martensite. Entre 850 et 900 °C, la transformation en austénite est totale sans grossissement de la taille des grains. Si la température dépasse 1100 °C, la taille des grains grossit et un refroidissement rapide entraîne alors la formation de structures encore plus fragiles.

Le risque de perte des caractéristiques mécaniques augmente dans le cas des aciers HLE dont la limite élastique est supérieure à 460 MPa. Les hautes performances de ces aciers obtenues par le contrôle de la température en cours de laminage peuvent être effacées par les effets de l'incendie.

Un guide du Cerema sur le sujet, intitulé « Résistance à l'incendie - Évaluations des ponts routiers », est à paraître.

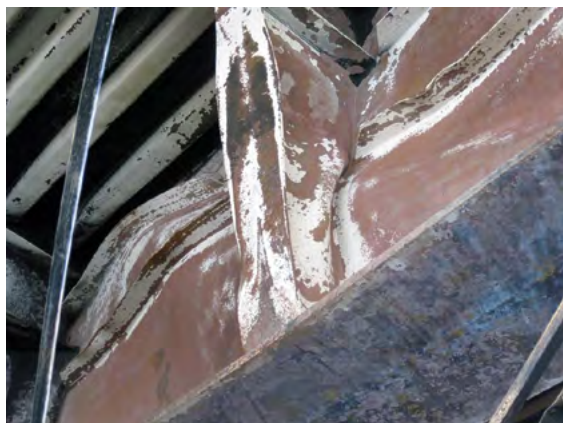


Illustration 110 : Poutre fortement déformée après incendie

9 - Cas des ponts en fonte

La fonte est un matériau peu sensible à la corrosion. En revanche, la fonte est un matériau fragile et l'on assiste fréquemment à des fissurations et à des ruptures d'éléments. Outre les cas de rupture accidentelle par choc, les fissurations de pièces ont des origines qui peuvent être distinguées des phénomènes de fatigue. Leurs causes doivent donc plutôt être recherchées dans l'augmentation de l'agressivité du trafic ; il en résulte des sollicitations pour lesquelles les ouvrages n'ont pas été calculés : majoration dynamique des efforts, déformation différentielle entre les divers arcs constitutifs entraînant des efforts de torsion ou de traction que le matériau n'est pas à même de supporter. En outre, du fait de la fragilité de ce dernier, la vitesse de propagation des fissures est grande et la rupture peut survenir brutalement. Ils doivent bénéficier d'une surveillance particulière. Les colonnes en fonte supportant des ouvrages en acier ou en fer puddlé peuvent subir des déplacements en tête, qui induisent un risque structurel.

10 - Désordre affectant les couvertures

10.1 - Platelages en bois

Les platelages en bois sont généralement utilisés pour des passages piétons et cycles. Leur durée de vie est habituellement estimée entre 15 à 20 ans.



Illustration 111 : Exemple d'un platelage en bois

Ils sont constitués de lattes reposant sur une structure porteuse en bois (lambourdes, solives). Vis-à-vis de leur durabilité, ces éléments doivent répondre à la classe d'emploi 4 suivant les normes NF EN 335-1 et 335-2, s'ils ne bénéficient d'aucune protection vis-à-vis de la pluie. Des essences locales comme le châtaignier, le robinier, le chêne peuvent ainsi être utilisées pour ces éléments, avec ou sans traitement selon l'essence.

Les lattes de bois sont positionnées perpendiculairement au sens du cheminement et sont habituellement rainurées ou munies de bandes antidérapantes afin de sécuriser les déplacements.

Les principaux défauts pouvant apparaître sont la rétention d'eau, le battement des lattes et le grisonnement du bois.

Les éventuelles rétentions et arrivées d'eau sont la principale pathologie des platelages en bois, notamment sur les abouts des lattes et au niveau de fentes et gerces qui peuvent apparaître en service. Lorsque le bois contient plus de 20 % d'humidité, il se développe des attaques fongiques.

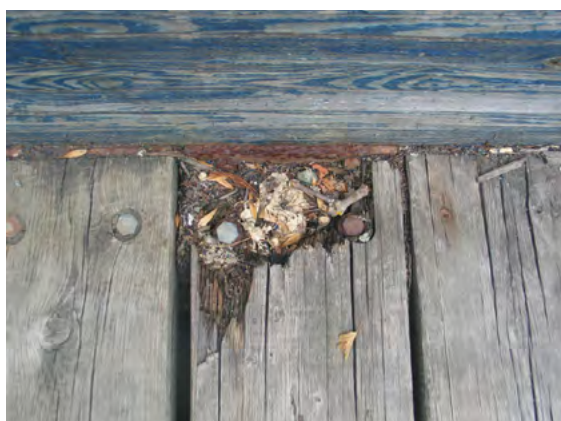


Illustration 112 : Attaque fongique d'une latte de platelage

C'est pour cette raison qu'il est important de respecter un espacement minimal entre les lattes et entre les abouts des lattes et la structure éventuelle en rive, afin d'éviter toute accumulation de saletés entre celles-ci. On note aussi que la structure porteuse (lambourdes, solives, etc.) peut être affectée par cette pathologie en l'absence d'une ventilation adaptée.

Cette pathologie peut être accélérée par la présence de nœuds non adhérents, de gerces, d'aubier et suivant la teneur en humidité à la mise en œuvre, d'où la nécessité de contrôler ces éléments sur des ouvrages neufs.

Le battement des lattes est généralement la conséquence d'un déclouage qui peut être dû à l'action générale du trafic, aux vibrations ou à la dégradation de la boulonnerie.



Illustration 113 : Exemple de battement de lattes

Afin d'éviter un déclouage prématuré, il convient d'utiliser des fixations adaptées, préférentiellement en inox A2 ou A4 en fonction de l'environnement et de prévoir des fixations en deux points sur chaque ligne pour éviter le tuilage et les déformations liés au retrait.

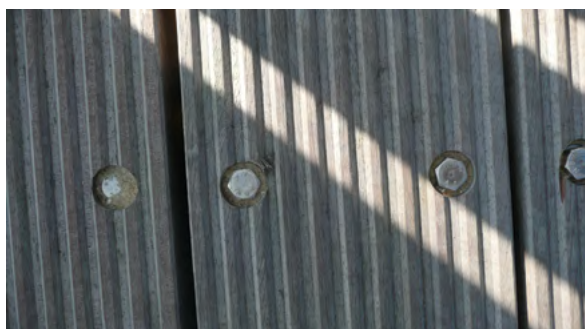


Illustration 114 : Lattes fixées avec vis en acier inoxydable

Sous l'effet des rayons ultraviolets, le bois a une tendance naturelle à grisonner, plus ou moins rapidement en fonction des essences et de l'orientation de la structure. Ce grisonnement est une altération superficielle naturelle du bois et ne remet pas en cause la pérennité de la structure.



Illustration 115 : Exemple de grisonnement du bois exposé à l'air libre

10.2 - Couvertures en voûtes

Les causes des désordres, dans ce type de couverture, sont liées à la conception d'origine :

- dimensionnement insuffisant pour le trafic actuel ;
- absence de chape d'étanchéité.

Il en résulte des dégradations d'origine :

- mécanique : fissuration, rupture d'éléments, effondrement ;
- physicochimique : circulation d'eau, altération des éléments constitutifs ou des joints, corrosion des supports métalliques au niveau des contacts maçonnerie-métal ou à l'intérieur du remplissage, dans des zones inaccessibles, corrosion des tôles supportant le remplissage des chaussées entraînant à leur tour des désordres mécaniques.



Illustration 116 : Étanchéité défaillante

10.3 - Couvertures en béton

10.3.1 - Dalle en béton armé des ponts mixtes

Les ouvrages métalliques modernes bénéficient généralement d'une dalle en béton armé connectée à l'ossature métallique, qui sert de dalle de roulement, et d'une chape d'étanchéité. La dalle est soumise à des efforts de flexion locale et des efforts de flexion générale. Ceci induit que les zones d'appuis intermédiaires de l'ouvrage, où le béton est mécaniquement tendu du fait de la flexion générale du tablier, sont particulièrement sensibles car la dalle y est généralement fissurée. On observe cependant aussi fréquemment une fissuration dans les zones où le béton est comprimé sous l'effet de la flexion générale. Cet état de fait a justifié la rédaction d'un guide du Sêtra « Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles » en 1995. Les ouvrages construits avant 1995 présentent un risque accru. Ce document établit que la fissuration apparaît sous la conjugaison de deux facteurs :

- les contraintes de traction dues à des actions mécaniques extérieures, notamment en phase de construction ;
- les effets de retrait au jeune âge.

La corrosion des aciers peut provenir du non-respect de l'un des points suivants :

- l'enrobage et la contrainte de traction des aciers ;
- la formulation du béton.

D'une manière générale, les dalles coulées en place et dont la mise en œuvre a bénéficié d'un phasage adapté pour limiter la traction sur appui se révèlent globalement robustes du fait notamment du bénéfice apporté par l'étanchéité générale. En pratique, seules les ouvertures de fissure supérieures à 4/10 de millimètre sont à surveiller. Des dénivellations d'appui ont pu être réalisées pour assurer une meilleure compression du hourdis, notamment dans les ouvrages à 2 ou 3 travées, et améliorer ainsi sa durabilité. L'absence ou un défaut d'étanchéité est évidemment une cause majeure de désordres pour le hourdis.

Beaucoup de techniques de réalisation du hourdis ont été envisagées pour réduire le risque de fissuration, avec une connexion dalle/métal en deuxième phase, avec ou sans mise en œuvre de précontrainte longitudinale dans le béton :

- dalle poussée ;
- dalles préfabriquées reliées par un clavage en béton ;
- dalles préfabriquées à joints conjugués collés avec précontrainte longitudinale.

Hormis le cas des dalles préfabriquées reliées par un clavage en béton, ces techniques sont restées relativement expérimentales. Les dispositions constructives adoptées pour les joints de clavage (recouvrement et enrobage des aciers) et la qualité du béton sont déterminantes en termes de durabilité. On note ainsi des cas de rupture du clavage, par exemple sur le pont de Frouard (54).



Illustration 117 : Pont de Frouard (ouvrage construit en 1967-1968)

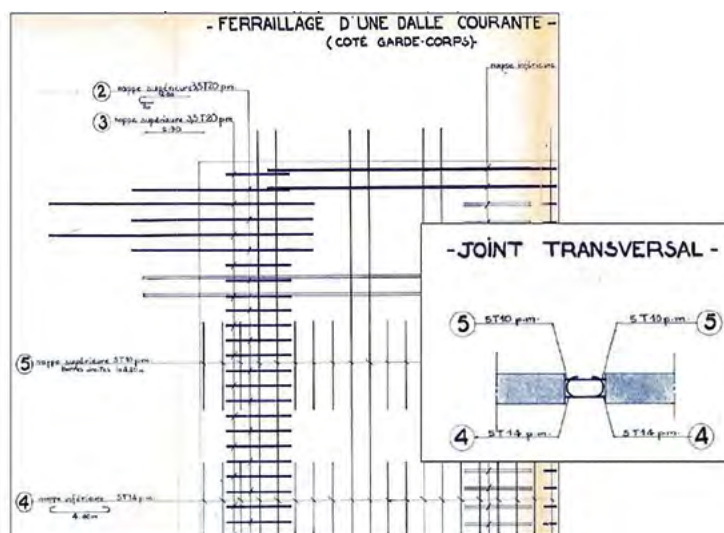


Illustration 118 : Schéma du ferrailage du clavage des dalles du pont de Frouard

Par ailleurs, il peut arriver que l'on constate des décollements entre l'ossature métallique et la dalle en béton, en particulier dans les zones d'about. Dû essentiellement à une insuffisance de connexion, ce type de désordre, lorsqu'il est constaté, doit entraîner également une vérification du comportement général de la structure.

10.3.2 - Dalle en béton armé non connectée

Dans ce cas, la dalle de couverture ne participe pas à la résistance générale de l'ouvrage, et n'a qu'un rôle mécanique local de dalle. L'origine de la fissuration est à rechercher sur le plan mécanique dans la flexion locale du hourdis (adéquation du ferrailage) et, vis-à-vis de la durabilité, les causes évoquées au paragraphe précédent demeurent.

10.3.3 - Dalle en béton précontraint

La mise en œuvre de câbles de précontrainte dans les hourdis de pont mixte a été parfois retenue :

- pour la précontrainte transversale, par exemple dans le cas de ponts de type bipoutres dont le hourdis est large, en alternative à l'emploi de pièces de pont et de consoles, ou pour limiter l'épaisseur de la dalle ;
- pour la précontrainte longitudinale, dans de rares cas de dalles connectées en deuxième phase.

La dalle travaille alors en béton précontraint dans une direction et en béton armé dans l'autre. Cette précontrainte a normalement un effet bénéfique vis-à-vis de la maîtrise de la fissuration de la dalle tant qu'elle est intègre. Placée dans un élément structurel peu épais, elle est soumise assez fortement à l'agression d'agents favorisant la corrosion. La précontrainte peut aussi être à l'origine de désordres spécifiques (fissures, éclatements de béton), notamment lorsque le tracé de la précontrainte transversale est ondulé.

10.4 - Couvertures métalliques

Les platelages métalliques en dalle orthotrope présentent de nombreux problèmes décrits au paragraphe 3.3.4.

Les platelages des viaducs métalliques démontables pour passages surélevés provisoires ont présenté des désordres sur le platelage du fait des effets dynamiques et de la durée d'utilisation pour ces ouvrages conçus comme des ouvrages provisoires.

La dalle mixte de type « Robinson » présente l'inconvénient d'être relativement souple et donc sensible aux effets dynamiques, ce qui peut induire des fissures dans l'étanchéité et permettre des infiltrations d'eau à l'interface béton/métal.

Les revêtements de chaussées font l'objet d'une fissuration provenant d'une inadaptation du matériau à la flexibilité du support, ou de la modification de ses propriétés au cours du temps, et qui peut par la suite donner lieu à des décollements, puis à des arrachements.



*Illustration 119 : Fissuration du complexe étanchéité-roulement (Cer) jusqu'à la membrane d'étanchéité
(crédit photo Cerema, BOA 54, F. Imberty)*

Des platelages métalliques discontinus, sont parfois utilisés lorsqu'ils supportent un simple trafic piétonnier, principalement par souci d'allègement de l'ouvrage.

Ils peuvent présenter deux types de désordres :

- rupture de cordons de soudure, fissuration dans la tôle de couverture ;
- très fréquemment, desserrage des boulons de fixation entraînant des jeux et des battements, avec accroissement des sollicitations dynamiques ;
- les ouvrages ferroviaires à pose directe souffrent souvent d'une corrosion foisonnante due à un défaut d'étanchéité à l'origine de désordres dans les assemblages ainsi que de fissures dans le platelage.



Chapitre 4

Surveillance

1 - Généralités

On entend par surveillance d'ouvrage « l'ensemble des contrôles et des examens permettant de suivre son état, afin de réaliser en temps utile les opérations d'entretien et, le cas échéant, de déclencher les mesures de sécurité nécessaires » (cf. fascicule 2 de l'ITSEOA, page 9).

Elle est le point de départ de la gestion du patrimoine, car elle permet de réaliser en temps utile les opérations d'entretien et de réparation. Sa bonne mise en place et son adaptation aux spécificités du patrimoine jouent un grand rôle dans l'efficacité d'une politique de gestion.

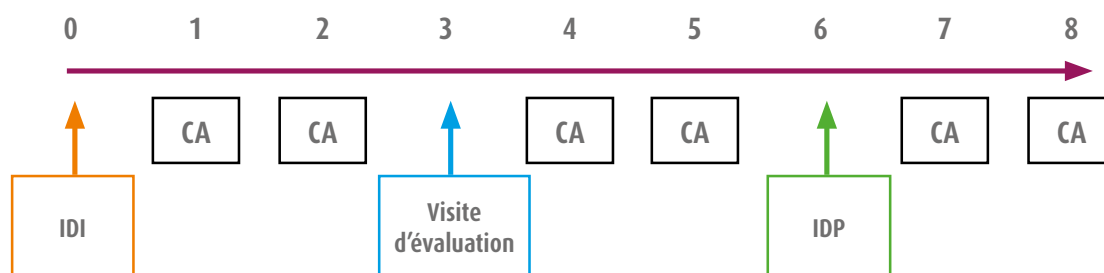
La surveillance des ouvrages métalliques est menée par le maître d'ouvrage gestionnaire conformément à ses propres référentiels. Il lui revient de fournir l'ensemble des moyens humains, financiers et matériels pour décliner la politique de gestion, c'est-à-dire faire un inventaire des ouvrages à visiter, programmer les actions de surveillance, piloter les inspections et en exploiter les résultats.

Cas des ouvrages du réseau routier national non concédé :

Dans le cas des ouvrages du réseau routier national non concédé, le référentiel est l'ITSEOA et notamment le fascicule 0 qui prévoit pour tout ouvrage un contrôle annuel, une visite d'évaluation tous les trois ans, et, pour les ouvrages qui le justifient, une inspection détaillée tous les six ans, sauf modulation de 3 à 9 ans justifiée par le maître d'ouvrage gestionnaire.

Les actions de surveillance de ces ouvrages sont confiées à des agents spécialisés.

Le cycle de surveillance d'un ouvrage soumis à Inspection Détaillée Périodique (IDP) s'amorce avec l'Inspection Détaillée Initiale (IDI), et se poursuit avec les actions de Contrôle Annuel, les Visites d'Évaluation, et les Inspections Détaillées Périodiques selon le schéma ci-dessous.



L'IDP conduite lors de la sixième année revêt une importance particulière, car elle peut déjà permettre de détecter d'éventuels défauts pouvant relever de la responsabilité décennale ou de garanties particulières (peinture, etc.). Les dommages concernés par la responsabilité décennale sont ceux qui compromettent la solidité de l'ouvrage ou qui le rendent impropre à sa destination et qui n'étaient pas apparents lors de sa réception. La responsabilité contractuelle de l'entrepreneur peut également être mise en jeu en cas de désordres ne relevant pas de la garantie décennale lorsqu'ils sont dus à un défaut de conformité au contrat (défaut d'enrobage, chape non efficace, décollement de la peinture, etc.). En complément, il est prévu à la neuvième année un examen de fin de responsabilité décennale avec une inspection détaillée (cf. 3.2 du chapitre 2 fascicule 0 de l'ITSEOA).

2 - Particularités de la surveillance des ouvrages métalliques

Les ouvrages métalliques permettent généralement un accès facile aux éléments porteurs qui peuvent être observés et faire l'objet d'auscultations directes. Cette facilité est toutefois à tempérer :

- par la difficulté de devoir rechercher, notamment vis-à-vis du phénomène de fatigue, des fissures peu détectables (fissures cachées par des cornières dans le cas des ponts rivés, fissures coïncidant avec des cordons de soudure dans le cas des ouvrages soudés) et très fines (souvent d'ouverture de l'ordre du dixième de mm) ;
- par le peu de signes avant-coureurs de certains phénomènes (instabilités, rupture fragile, etc.) ;
- par l'exposition directe des éléments porteurs aux agressions extérieures (choc, corrosion, incendie, etc.).

La visite ou l'inspection doit être précédée par une analyse du dossier d'ouvrage de manière à repérer les particularités de l'ouvrage :

- l'année de construction ;
- la nature du métal : fonte, fer puddlé, acier ;
- la nature des assemblages : ouvrage à structure rivetée, soudée ou boulonnée ;
- le type de structure : ouvrage à poutres latérales, à poutres sous chaussées ou en arc ;
- le mode de fonctionnement des éléments : traction, compression, flexion, cisaillement, torsion ;
- la nature des désordres potentiels compte tenu de la conception (corrosion, instabilités élastiques, fatigue) ;
- la nature du hourdis, de la connexion, et de l'étanchéité ;
- l'environnement et l'historique de l'ouvrage (corrosivité du site, intensité du trafic porté, risque de choc, températures minimale et maximale que l'ouvrage peut atteindre, événements particuliers, etc.).

La surveillance de l'ouvrage contribue pour beaucoup à la bonne gestion de l'ouvrage et à la sécurité, car elle peut permettre de détecter :

- la corrosion ;
- les pertes ou desserrements de boulons ou de rivets ;
- l'endommagement de fatigue sous réserve que la zone d'amorçage et de propagation de la fissure soit accessible et visible ;
- la déconsolidation d'assemblages ;
- les défauts d'étanchéité ;
- les événements anormaux que l'ouvrage a subis (choc, incendie, etc.).

Nota : Il ne faut pas confondre l'altération de la protection anticorrosion et la corrosion qui implique une réduction de la section résistante du matériau. On rappelle que l'acier foisonne d'un facteur huit en rouillant, et que de manière générale, la corrosion se développe dans les zones de rétention d'eau et de poussière. Par ailleurs, la patine des ouvrages construits avec de l'acier autopatinable ne doit pas être confondue avec une corrosion classique.

La surveillance de l'ouvrage sera conduite en tenant compte du fait que certaines structures présentent des risques particuliers :

- les ouvrages en fonte et fer puddlé (sensibilité au choc et à la corrosion du fer puddlé, sensibilité au choc et à la traction de la fonte) ;
- les anciennes structures rivées, avec des éléments faits par superposition de plats, cornières et autres profilés qui constituent autant de sources d'infiltration d'eau sont sensibles à la corrosion. On vérifiera le bon respect de la règle des pinces ;
- les écrous des structures boulonnées anciennes sont l'élément le plus sensible de la boulonnerie. Pour les structures boulonnées, il convient aussi de contrôler par sondage le serrage des boulons. On pourra sonder par choc au marteau l'état des boulons ;
- les ouvrages avec un plâlage orthotrope dès lors qu'ils sont situés sur des axes fortement circulés et qu'ils n'ont pas été conçus vis-à-vis de l'aléa de fatigue ;
- les ouvrages ferroviaires anciens, avec une vigilance particulière pour les parties d'ouvrage situées « sous la voie » : longerons, assemblages longerons/pièce de pont. En effet, les pièces courtes et légères directement sollicitées par les charges d'exploitation présentent des étendues de contrainte importantes et ont donc une exposition accrue à la fatigue ;

- les joints réalisés sur chantier des structures soudées, les assemblages étant d'une manière générale des points faibles de l'ouvrage ;
- les poutres à treillis métalliques, particulièrement sensibles au risque de corrosion au niveau des nœuds d'assemblage de leur membrure inférieure et au risque d'instabilité élastique des éléments comprimés ;
- les ouvrages situés en bord de mer, du fait du risque de corrosion ;
- les viaducs métalliques démontables - une solution qui a été très appréciée dans l'attente de la construction d'un ouvrage définitif - qui sont parfois intégrés de fait au patrimoine comme ouvrages définitifs, et qui présentent souvent une fissuration de fatigue importante ;
- les ponts à ossature mixte de type bipoutres portant un fort trafic lourd et n'ayant pas fait l'objet d'un dimensionnement vis-à-vis de la fatigue ;
- les ponts mobiles.

On rappelle donc ci-après quelles sont les poutres comprimées et tendues dans différents types de treillis sous des charges ponctuelles constantes appliquées aux nœuds inférieurs.

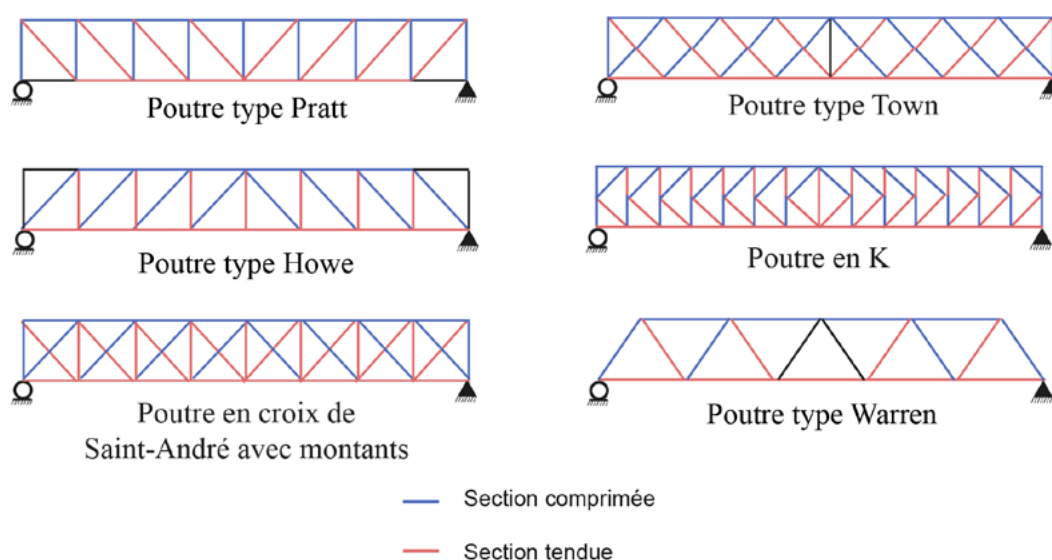


Illustration 120 : Barres comprimées ou tendues sous poids propre dans différentes poutres

3 - Actions périodiques de surveillance

3.1.1 - Patrouillage

Le patrouillage est défini dans le fascicule 2 de l'ITSEOA (page 23) : « le patrouillage s'inscrit dans une surveillance générale du réseau. Il peut permettre de déceler un désordre manifeste ou les conséquences d'un événement imprévu. Le patrouillage est généralement réalisé par des agents des services opérationnels. Dans le cas où une anomalie est détectée, il appartient au chef du service opérationnel concerné de provoquer les actions spécifiques nécessaires (visite, mesures de sauvegarde, information des niveaux organisationnels et/ou décisionnels) ».

3.1.2 - Contrôle annuel

Ce contrôle annuel (cf. fascicule 2 de l'ITSEOA, page 11), qui concerne tous les ouvrages, a pour objectif de :

- déceler l'évolution manifeste de désordres mentionnés dans les procès-verbaux de visites d'évaluation ou d'inspection ;
- constater la présence de désordres graves non décelés précédemment, ou de menaces de désordres graves ;
- dresser éventuellement la liste des actions d'entretien courant à réaliser.

Le contrôle annuel doit viser l'ensemble des parties accessibles sans moyen d'accès particulier et est uniquement visuel.

Des photographies peuvent utilement être prises à cette occasion. Dans la mesure du possible, le visiteur vérifie particulièrement les points sensibles :

- la géométrie d'ensemble de l'ouvrage (flèche anormale du tablier, déformation des garde-corps, mouvement d'appui, etc.) ;
- les désordres et défauts déjà repérés ;
- l'état général de la peinture (décollements, dégradation) ;
- les points de rétention d'eau ou d'exposition aux agents agressifs (les abouts du tablier, les zones d'assainissement du tablier, le dessus des semelles inférieures des poutres des ponts de type bipoutre, etc.) ;
- les liaisons entre pièces de l'ouvrage ;
- les appareils d'appui et/ou les articulations ;
- les boulons ou rivets rompus ou manquants ;
- les zones de contact air-béton-métal (point triple) ;
- les parties d'ouvrage exposées au risque de choc ;
- les équipements et les dispositifs de sécurité ;
- l'état général du complexe d'étanchéité apprécié au travers des dégâts visibles du fait d'un défaut d'étanchéité.

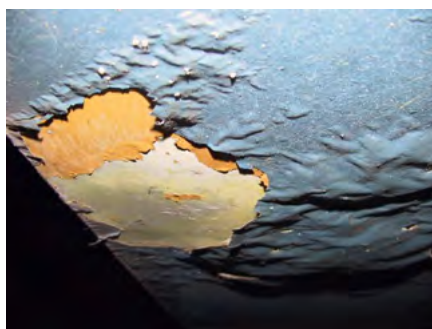


Illustration 121 : Décollement des feuilles de peinture



Illustration 122 : Rivets manquants sur diagonale

Le contrôle annuel se conclut par un constat dressant si possible la liste des actions d'entretien courant à réaliser et les évolutions notables de l'état de l'ouvrage.

3.1.3 - Visite d'évaluation

La visite d'évaluation a pour objectif de relever les désordres apparents de chaque ouvrage et, chez certains gestionnaires, de leur attribuer une cotation, globale et par partie d'ouvrage, selon leur gravité et leur étendue. Elle est menée sans moyens particuliers. Un patrimoine d'ouvrages est alors composé d'ouvrages de différentes classes d'état, avec des indicateurs (âge, état, typologie, etc.) qui permettent de suivre son évolution. Cette démarche participe à la bonne gestion d'un patrimoine en donnant au maître d'ouvrage une vision d'ensemble. La visite d'évaluation permet aussi de déclencher pour chaque ouvrage les actions d'entretien courant et spécialisé ou de réparation nécessaires.

Les points sensibles recherchés sont les mêmes que pour les contrôles annuels, mais ces visites doivent être conduites par des agents ayant reçu une formation spécifique et adaptée et selon une méthode de recensement et d'évaluation des ouvrages d'art.

Cas des ouvrages du réseau routier national non concédé

Les ouvrages sont évalués tous les trois ans. Cette visite se réalise selon la méthodologie IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art), qui est une méthode de recensement et d'évaluation des ouvrages d'art. À ce titre, elle permet de recueillir des données d'inventaire et d'état sur le patrimoine des ponts du réseau routier national non concédé.

Lors d'une inspection détaillée cette cotation est établie à partir des résultats de l'inspection.

Cinq classes d'état sont possibles dans la méthode IQOA :

Classe 1 : l'ouvrage est en bon état apparent.

Classe 2 : l'ouvrage présente soit des défauts sur les équipements soit des défauts mineurs, sans gravité ni caractère d'urgence à être éliminés sur la structure.

Classe 2E : l'ouvrage présente des défauts importants sur les équipements ou des désordres sur la structure avec un risque d'évolution rapide vers des dégradations plus graves.

Classe 3 : la structure porteuse de l'ouvrage est atteinte, mais ses désordres évoluent très lentement.

Classe 3U : la structure porteuse est atteinte de façon préoccupante et nécessite une intervention urgente.

Mention S : la sécurité des usagers peut être mise en cause.

4 - Inspections

4.1 - Inspection Détaillée Initiale

L'Inspection Détaillée Initiale (IDI) accompagne la réception d'un ouvrage neuf ou d'un ouvrage ayant fait l'objet de réparations conséquentes. L'IDI doit être effectuée à l'initiative du service assurant la maîtrise d'œuvre, avec la participation du futur gestionnaire, avant la mise en service d'un ouvrage neuf ou réparé. Elle définit l'état de référence de l'ouvrage et permet de décider de la nature de la surveillance de l'ouvrage. L'IDI d'un ouvrage neuf ou ayant subi des travaux de réparation ou de renforcement doit, dans toute la mesure du possible, précéder la réception. Si elle est effectuée préalablement à la réception, les conclusions de cette IDI sont utilisées pour procéder à la réception de l'ouvrage.

Peu de désordres devraient émerger à cette inspection, si ce n'est ceux liés à la construction :

- zones ayant été sollicitées de façon imprévue au moment du stockage, de la manutention, du montage et du transport ;
- fissures des soudures exécutées sur chantier et désordres liés à leur retrait ;
- mise en œuvre du système de protection anticorrosion.

Cas des ouvrages du réseau routier national non concédé

Les équipes d'inspection du ministère sont dirigées par un agent ayant reçu une formation qualifiante de chargé d'études et les inspecteurs justifient d'une formation qualifiante « Inspecteur ouvrages d'art » sur cette spécialité. Un catalogue des défauts aide l'inspecteur dans son travail.

L'Inspection Détaillée Initiale doit aboutir à une première cotation de l'ouvrage dans le cas d'un projet de construction et à une actualisation de la cotation de l'ouvrage dans le cas de travaux de réparations substantiels.

4.2 - Inspection Détaillée Périodique

L'inspection Détaillée Périodique constitue un « bilan de santé » complet de l'ouvrage (cf. fascicule 2 de l'ITSEOA, page 14). Elle doit être effectuée - comme pour l'inspection détaillée initiale - par une équipe compétente.

Cette inspection visuelle doit se faire avec les moyens d'accès adaptés à la visite de l'ensemble de l'ouvrage. L'idéal est de pouvoir s'approcher suffisamment des parties de l'ouvrage de sorte à pouvoir toucher de la main toutes les parties d'ouvrage. Pour la préparer au mieux, il convient d'examiner au préalable le dossier de l'ouvrage.

L'analyse de la structure métallique porte sur les points suivants, en allant du général au particulier :

- géométrie d'ensemble : flèche anormale, tassement d'appuis, blocage éventuel d'appareils d'appui mobiles ;
- géométrie semi-locale : flambement, voilement déversement, défauts de planéité des tôles dus aux effets du retrait des soudures, etc. ;
- géométrie locale (déchirure, fissure), notamment au droit des assemblages (soudures, géométrie) et sur appuis.

Une attention particulière est à porter aux assemblages. Pour les ouvrages rivetés, l'appréciation de cette tenue peut être effectuée en « sonnant » au marteau des têtes de rivets de quelques assemblages principaux. Cette opération est à conduire par sondage, dont la densité est à adapter en fonction des résultats obtenus.

En outre, il conviendra de veiller :

- à l'état du système de protection anticorrosion, notamment dans les zones de rétention d'eau (nœuds de triangulation des poutres treillis, jonctions âmes/cornières, zones d'about) ;
- aux points de contact acier/air/béton (jonction trottoir/poutre latérale) ;
- aux assemblages non conformes aux règles de l'art actuelles en matière de prise en compte du risque de fatigue, notamment lorsque l'ouvrage subit un trafic lourd (autoroute, 2x2 voies) ;
- aux chocs éventuels ;
- aux fissures : dès lors que des fissures de fatigue ont été détectées, il convient de procéder à un examen attentif de tous les assemblages de même type et soumis aux mêmes sollicitations ;
- à l'état de l'étanchéité.



Illustration 123 : Mouvement anormal de l'appareil d'appui ou de la structure

L'IDP doit caractériser le vieillissement de la protection anticorrosion à l'échelle globale de l'ouvrage (essentiellement le degré d'enrouillement NF EN ISO 4628-3) et cerner les défauts localisés.

Cette inspection doit viser l'ensemble des parties de l'ouvrage en déployant les moyens nécessaires à leur visite. Bien qu'essentiellement visuelle, elle peut utilement être complétée par des mesures permettant la caractérisation de pertes de métal, ou la quantification des imperfections géométriques.

Le rapport d'inspection doit non seulement faire un bilan de santé de l'ouvrage en proposant une cotation de ses parties et une classe de l'ouvrage mais doit également proposer les investigations complémentaires (contrôles non destructifs, prélèvements de métal) à mener pour fournir un diagnostic précis de l'état de l'ouvrage. Il indique aussi les actions d'entretien à mener et les actions de réparation à entreprendre lorsqu'elles peuvent être déterminées à ce stade.

Cas des ouvrages du réseau routier national non concédé

La liste des ouvrages métalliques soumis à une IDP comprend les ponts métalliques ou mixtes supportant un fort trafic de poids lourds, les grands ouvrages, les ouvrages dont l'état ou la capacité portante sont significativement altérés, les ouvrages comportant des risques particuliers de par leur âge, comme les ouvrages en fonte ou en fer puddlé, leur géométrie comme les ouvrages de largeur variable ou leur conception, comme les ouvrages à dalle orthotrope ou les poutres en treillis.

On peut en revanche généralement considérer que les ouvrages comme les ponts à poutrelles enrobées, les petits ouvrages mixtes construits depuis les années 1990 et ne supportant pas un fort trafic poids lourd, ne sont pas soumis à une IDP.

Les agents doivent justifier d'une formation qualifiante « Inspecteur ouvrages d'art » sur cette spécialité. Un catalogue des défauts aide l'inspecteur dans son travail.

4.3 - Inspection de fin de garantie contractuelle

L'application d'une protection anticorrosion sur un ouvrage d'art est soumise à des garanties que le système soit certifié ACQPA ou non. Le fascicule 56 du CCTG « Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion » les définit. On pourra également se référer au guide technique du LCPC « Entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques » de décembre 2005.

5 - Actions préventives

5.1 - Analyse de risques

Si aujourd'hui, la plupart des aléas sont pris en compte dans les normes modernes tant pour le calcul, les matériaux que pour l'exécution, il n'en est pas de même pour tous les ouvrages en service, et certains ouvrages, de par leur conception (dalle orthotrope, etc.), leurs matériaux (métaux sensibles à la rupture fragile) ou leur environnement (bord de mer), peuvent être jugés comme sensibles par le maître d'ouvrage gestionnaire et faire l'objet d'une analyse de risque.

L'analyse de risque permet d'analyser les aléas pertinents à retenir (intensité du trafic, risque de choc, température en service de l'ouvrage, composition du métal, etc.), la vulnérabilité (en fonction de la typologie de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques du métal), et la gravité des conséquences (impact d'une ruine de l'ouvrage) pour définir la gestion la mieux appropriée en mettant en évidence les vrais points faibles de l'ouvrage.

Cette approche est en cours de développement et l'analyse de risque des ouvrages métalliques pourra s'appuyer sur le guide « Maîtrise des risques - application aux ouvrages d'art » du Sétra de janvier 2013. Elle vise à améliorer la gestion d'un grand patrimoine en améliorant la compréhension de familles d'ouvrages particulières. Une telle analyse pourrait concerner les ouvrages anciens construits avec des métaux sensibles à la rupture fragile, des ouvrages fortement circulés mais dont la conception n'a pas pris en compte à l'origine l'aléa de fatigue, la prise en compte de l'incendie, les passerelles roulières, etc. Cette approche permet également pour des ouvrages à forts enjeux d'approcher de manière plus réaliste l'aptitude de l'ouvrage à remplir ses fonctions grâce à une modélisation plus fine des aléas et de sa robustesse.

5.2 - Inspection ciblée

Les cas recensés de désordre sur les ouvrages métalliques montrent l'importance d'une inspection régulière des ponts de façon à détecter au plus tôt l'apparition de désordres pouvant entraîner des ruptures brutales. L'inspection est d'autant plus efficace que les détails les plus critiques sont accessibles et contrôlables (visuel, Contrôles Non Destructifs). Ces détails doivent être parfaitement codifiés, connus des inspecteurs d'ouvrage, recensés et classés par catégorie pour chaque pont. De nombreux effondrements ont pu être évités grâce à des inspections périodiques. À l'inverse, des effondrements se sont produits dans des structures où la taille critique du défaut ne pouvait être observée avant rupture brutale car, par exemple, masquée par les pièces de l'assemblage.

Le projet national MIKTI, achevé fin 2008, a permis d'analyser les risques d'endommagement par fatigue dans les ponts métalliques et mixtes en acier, en étudiant la performance des techniques de contrôles non destructifs pour détecter une fissure, en déterminant les intervalles maximaux entre deux inspections des assemblages soudés sensibles. Les principales conclusions sont que les méthodes basées sur les ultrasons apparaissent les plus performantes.

L'inspection ciblée est une méthodologie particulière d'inspection, qui est en cours de développement dans le domaine des ponts, et qui, dans l'état actuel des connaissances, ne dispense d'aucune action de surveillance périodique. Elle doit permettre d'adopter la stratégie de gestion la plus adaptée, comme la périodicité du suivi, l'identification des zones critiques à partir de l'état de l'ouvrage, des aléas subis, de sa vitesse de vieillissement et d'essais et instrumentations. Les développements en cours sur les ponts métalliques concernent la gestion du risque de fatigue.

6 - Surveillances particulières

6.1 - La surveillance renforcée

La surveillance renforcée a pour objectif (cf. fascicule 3 de l'ITSEOA, page 17) de suivre d'une façon plus attentive l'évolution d'un ouvrage défectueux ou douteux, mais dont l'état ne met pas en cause la sécurité publique.

En général, la surveillance renforcée a pour objectif de suivre d'une façon plus attentive l'évolution d'un ouvrage défectueux ou douteux, pendant une certaine durée :

- soit, dans le cas le plus général, pour détecter une évolution anormale ou déceler toute aggravation susceptible de mettre en jeu la sécurité ;
- soit, dans le cas où l'examen de la structure n'a pas permis d'expliquer les causes exactes des désordres ou lorsque l'auscultation n'a pas permis d'évaluer l'état réel dans lequel se trouve l'ouvrage, pour mieux identifier les problèmes et mieux appréhender son comportement ;
- soit, dans le cas où l'ouvrage a subi une réparation touchant à sa structure, pour vérifier l'efficacité de la réparation pendant la période de garantie particulière ou de responsabilité.

La surveillance renforcée consiste à suivre avec une fréquence accrue les ouvrages qui répondraient aux critères ci-dessus au moyen d'examen réguliers et fréquents de la structure, même s'ils peuvent rester partiels.

Dans le cas où le besoin de suivre les désordres et d'en vérifier les mécanismes est avéré, la surveillance renforcée peut amener à utiliser les ressources de l'instrumentation. Dans le cadre de la surveillance, cette instrumentation doit faire l'objet de relevés fréquents et être conçue pour rester en place pendant toute la durée du programme de surveillance renforcée.

Comme dans les autres auscultations, il faudra prévoir de recouper les résultats de la surveillance avec d'autres essais plus simples ainsi qu'avec les données environnementales (hygrométrie, températures, etc.)

6.2 - La haute surveillance

La mise sous haute surveillance est définie au fascicule 3 de l'ITSEOA (page 21) : elle s'applique uniquement à un ouvrage en état défectueux. C'est une mesure d'exception qui consiste à guetter l'apparition d'un signe faisant craindre la possibilité de défaillance à très court terme, afin de prendre immédiatement les mesures nécessaires et préalablement définies :

- dans tous les cas, pour garantir la sécurité physique des usagers et des tiers ;
- dans certains cas, pour limiter les conséquences matérielles de la défaillance, voire pour l'empêcher de se produire.

Un ouvrage est placé sous haute surveillance lorsqu'il est jugé dans un état défectueux qui peut mettre en cause la sécurité publique. La haute surveillance consiste à mettre en place une série de capteurs sur l'ouvrage qui mesurent des grandeurs physiques et vont déclencher l'alerte, lorsqu'un seuil critique fixé par le maître d'ouvrage est atteint.

Le maître d'ouvrage gestionnaire pourra alors mettre en place des mesures de sauvegarde et de sécurité immédiatement après le lancement de l'alerte. Pour cela, il est important de :

- comprendre les mécanismes de ruine possibles de l'ouvrage ;
- choisir les zones pertinentes à instrumenter pour suivre les mécanismes de ruine identifiés ;
- choisir des seuils de déclenchement d'alarme pour la surveillance placée sur l'ouvrage ainsi que des mesures pertinentes vis-à-vis des risques réels de l'ouvrage ;
- fixer les seuils au-delà desquels des mesures de sécurité et de sauvegarde doivent être mises en place ;
- déterminer le plan de sauvegarde adéquat.

Comme dans toute campagne de mesures à distance, la complexité tient dans l'acheminement des données de l'instrumentation à distance, puis dans leur traitement. Il faudra également veiller à une bonne exploitation des données, ce qui demande une phase de calage des seuils de déclenchement de l'alerte.

6.3 - Mesures de sauvegarde et d'exploitation provisoire

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 franchies ;
- l'étalement des structures endommagées ;
- la réalisation de percements circulaires à l'extrémité des fissures en vue de limiter le risque de propagation.

Suivant le type de désordres, l'endommagement de l'ouvrage peut être plus ou moins local et évoluer plus ou moins vite d'un niveau local vers un niveau plus global de perte de fonction. Le tableau ci-dessous illustre, pour quelques exemples de désordres, le mécanisme d'évolution possible, plus ou moins rapide, d'un endommagement local vers un endommagement plus global et la possibilité de détection du désordre par inspection. L'aptitude d'un ouvrage à empêcher l'évolution d'un endommagement local à un endommagement général caractérise sa robustesse.

Évolution des dommages
TEMPS

Type de dommage	Étendue de l'endommagement			Vitesse d'évolution	Possibilité de détection
	Local	Sous-structure	Structure		
Fissures (fatigue, conception, qualité de soudure,...)	Fissuration du cordon de soudure, d'un élément	Rupture partielle d'une section ou d'un élément	Effondrement du pont ou déformation excessive	En générale phase d'initiation assez lente mais risque de propagation avec rupture fragile	Peuvent être détectées si taille critique suffisamment importante
Chocs	Déformation plastique, déconsolidation d'assemblage	Rupture partielle d'une section ou d'un élément	Effondrement du pont ou déformation excessive	Quasi immédiat suite au choc	A priori sans objet sauf si choc non déclaré
Déconsolidation d'assemblage	Perte de boulons ou de rivets, fissure, corrosion	Rupture partielle d'un élément	Effondrement du pont ou déformation excessive	Relativement lente	Détection visuelle possible lors des inspections
Incendie	Déformation d'âme, de semelle	Perte des caractéristiques du métal Perte de rigidité d'une section ou portion de poutre	Effondrement du pont ou déformation excessive ou mise en butée	Rapide (pendant la durée de l'incendie)	A priori sans objet sauf si incendie non signalé
Instabilité élastique	Voilement d'âme ou festonnage ou déversement de semelle	Perte de rigidité d'une section d'un élément	Effondrement du pont ou déformation excessive par effet de second ordre	Peut être provoquée par un chargement excessif avec rupture brutale	Détection d'une déformation, identification d'un défaut de conception
Sous dimensionnement	Déformation ou rupture d'une tôle	Déformation rupture d'un élément, d'un assemblage	Effondrement du pont ou déformation excessive	Peut entraîner une rupture brutale provoquée par un chargement excessif	Difficile à détecter sauf conception typique
Fragilité par grand froid	Rupture d'une pièce	Rupture d'une poutre et ou d'un assemblage	Effondrement du pont ou déformation excessive	Immédiat	Détection éventuelle de désordres critiques
Corrosion	Perte d'épaisseur de métal	Perte de rigidité d'un élément, voir rupture	Déformation excessive	En générale assez lente	Peut être détectée lors des inspections

Limitation de tonnage, fermeture partielle Fermeture totale, étaieement Effondrement

Tableau 4 : Évolution des dommages au fil du temps dans une structure métallique

Chapitre 5

Entretien

Le principal ennemi des ouvrages métalliques est l'eau qui favorise la corrosion du métal. L'entretien devra en priorité veiller à assurer le bon assainissement de l'ouvrage et la protection du métal en entretenant la protection anticorrosion et en évitant que l'eau ne ruisselle et ne stagne sur l'ossature métallique.

1 - Entretien courant

L'entretien courant des ouvrages métalliques comprend les opérations visées au paragraphe 1.1 du chapitre 3 du fascicule 0 de l'ITSEOA : il consiste principalement à nettoyer l'ouvrage et ses abords (joints de chaussée, systèmes de drainage et de récupération des eaux, etc.) et à éliminer la végétation parasite. Il est effectué tous les ans.



Illustration 124 : Gouttière de récupération d'un joint de chaussée très dégradée

Une attention particulière doit être portée au nettoyage des sommiers de culées, des dispositifs permettant le recueil et l'évacuation des eaux (notamment le recueil des eaux provenant du drainage des joints de chaussée) et des parties d'ouvrage susceptibles de retenir l'humidité.



Illustration 125 : Sommier encrassé

Par exemple, en bout de poutres sur culée, il n'est pas rare que des lunules au niveau des raidisseurs verticaux en T permettent d'éviter les rétentions d'eau, ces orifices doivent donc être nettoyés régulièrement pour éviter qu'ils ne se colmatent. Les gargouilles peuvent également engendrer des zones d'humidité si le dispositif est mal conçu ou détérioré.

Un moyen efficace pour assurer ce nettoyage est le lavage à l'eau sous pression modérée pour laver les structures métalliques fortement exposées aux sels de déverglaçage ou aux embruns marins dans la mesure où la présence de chlorures accélère grandement le développement de la corrosion. Il convient de veiller à ne pas dégrader le système de protection anticorrosion en limitant la pression de l'eau à 150 bars.

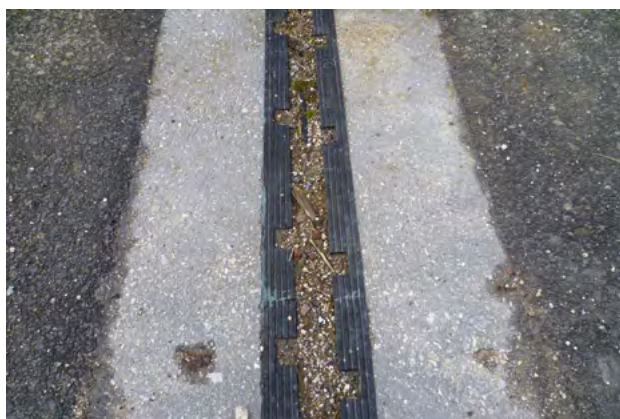


Illustration 126 : Défaut d'entretien courant des joints de chaussée

2 - Entretien spécialisé

L'entretien spécialisé diffère de l'entretien courant par les moyens particuliers qu'il nécessite et par les techniques spéciales qu'il met en œuvre. Il est souvent réalisé par des entreprises et porte pour l'essentiel sur les équipements et éléments de protection ainsi que sur les défauts mineurs de la structure. Pour les ouvrages métalliques, les actions les plus importantes concernent la remise en peinture de l'ossature, l'entretien de la chaussée (réfection de la couche de roulement), la réfection de la chape d'étanchéité et des joints de chaussée et l'entretien des appareils d'appui métalliques (nettoyage, graissage, remise en peinture).

On considère également comme opération d'entretien spécialisé, les réparations mineures de l'ossature, telles que le remplacement ponctuel de rivets ou de boulons, à l'exclusion de remplacements de pièces complètes. On peut notamment vouloir profiter des échafaudages nécessaires à la remise en peinture pour prévoir d'autres travaux (remplacements ponctuels de rivets ou boulons, réparations localisées du béton du tablier, renforts locaux).

2.1 - Opérations de remise en état du système anticorrosion

2.1.1 - Généralités

Selon l'état de la protection anticorrosion, le maître d'ouvrage s'oriente vers l'une des deux solutions suivantes :

- **la réfection complète de la peinture** (appelée décapage primaire) avec l'élimination totale du revêtement et la remise à nu du métal sur l'intégralité de la charpente ; il s'agit d'obtenir un état de surface en accord avec la fiche ACQPA du système prévu. Ce type de préparation de surface présente l'avantage de simplifier les contrôles, de pouvoir ausculter plus facilement la structure en recherchant notamment d'éventuelles fissures ;
- **la réfection partielle de la peinture** (appelée décapage secondaire) en éliminant les couches superficielles et en conservant les fonds adhérents, dont le primaire pouvait contenir du minium de plomb. Il s'agit d'un décapage léger ou avivage afin d'obtenir une surface peinte propre apte à recevoir une partie d'un système de protection.

L'arbitrage entre ces deux solutions doit faire l'objet d'une analyse. L'intérêt de la réfection partielle est de conserver le minium de plomb qui constitue un excellent primaire, et de limiter la création de déchets dangereux dits « déchets industriels spéciaux » notamment avec l'utilisation du décapage Ultra Haute Pression. Il faut alors retenir un système de protection de maintenance compatible avec les fonds conservés. Cette solution paraît séduisante, mais il convient cependant de prendre en compte les points suivants :

- il faut s'assurer de l'adhérence des anciens fonds que l'on souhaite conserver et de la compatibilité du nouveau système avec les anciens fonds ;
- on diminue les déchets à base de plomb sans toutefois les supprimer complètement ;
- le confinement de l'ouvrage et les mesures à prendre pour les opérateurs sont les mêmes que ceux utilisés pour le décapage total du primaire ;
- il est difficile de définir les surfaces à traiter et la méthode à appliquer sur la simple base de l'essai préalable qui demeure forcément localisé ;
- la garantie est inférieure au cas du décapage total de l'ouvrage ;
- les exigences toujours croissantes vis-à-vis de la sécurité des travailleurs et de l'environnement risquent d'induire des sujétions de traitement ultérieur encore plus contraignantes.

Des reprises ponctuelles du système peuvent être envisagées lorsque l'ouvrage présente un niveau de dégradation très différent d'une zone à l'autre, ce qui est assez fréquent. Les zones devant faire l'objet de reprises sont principalement sur les abouts de tablier, qui sont bien souvent plus dégradées que le reste de la structure du fait de venues d'eau depuis les joints de chaussée. Elles sont aussi généralement facilement accessibles. On peut alors envisager une réfection partielle de la peinture.

Lorsqu'il convient de reprendre la peinture en travée, le coût des installations à prévoir (échafaudages, protection, etc.) fait qu'il est souvent économiquement plus avantageux de prévoir une réfection complète.

En matière de protection anticorrosion d'ouvrages métalliques, l'efficacité de l'opération de remise en peinture dépend certes de la qualité du système de peintures utilisé, mais aussi beaucoup de la qualité de la mise en œuvre. Un certain nombre de règles sont donc à respecter, tant sur les opérations à effectuer que sur le contrôle de ces dernières. Pour le détail de ces dispositions, il convient de s'appuyer sur le fascicule 56 du CCTG ou sur le livret IN0036 de la SNCF et de se reporter au Guide sur l'entretien et la protection anticorrosion des ouvrages métalliques publié par le LCPC en décembre 2005.

À cette occasion, il conviendra de s'interroger sur la nécessité de reprendre l'étanchéité de l'ouvrage.

2.1.2 - Choix du système de protection

Compte tenu des sujétions lourdes liées aux opérations de remise en peinture, il est recommandé d'utiliser des systèmes de protection particulièrement performants.

Le fascicule 56 du CCTG exige que les systèmes de protection anticorrosion utilisés sur les ouvrages d'art soient certifiés par l'ACQPA (Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion). Le respect des exigences de ce fascicule, ainsi que le choix de produits et d'entreprises certifiés par l'ACQPA, ou un organisme équivalent, permettent de bénéficier d'un système de garantie qui porte sur la tenue du système de protection et son aspect.

On propose de retenir généralement le niveau C4, sauf en bord de mer, où l'on retiendra le niveau C5M.

2.1.3 - Visite de reconnaissance

Le guide technique sur l'entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques publié en décembre 2005 par le LCPC donne des recommandations sur la visite de reconnaissance de l'ouvrage et sur l'essai préalable de décapage qui servent de support au choix de la technique d'entretien. Lorsque le dossier d'ouvrage ne précise pas le système de peinture qui a été utilisé, il est nécessaire de déterminer la nature chimique des peintures. Ceci demande une analyse chimique en laboratoire sur des prélèvements obtenus par grattage lors de la visite de reconnaissance, étant précisé que l'analyse chimique porte sur toutes les couches. Il convient de détecter la présence de substances dangereuses ou toxiques telles que l'amiante ou le plomb. Il est important aussi de bien caractériser la répartition des dégradations constatées pour définir la nature des travaux de remise en état de la protection.

Les résultats de cette visite serviront de base à la rédaction du dossier de consultation des entreprises.

2.1.4 - Essai préalable de décapage

L'essai préalable de décapage consiste à déterminer la faisabilité du décapage retenu, le type de technique de préparation de surface, les éventuelles incompatibilités avec les vieux fonds de peinture, et la dangerosité des résidus de décapage. Il permet également d'appréhender les délais à prévoir pour le décapage qui dépendent de la nature du

système et de son niveau de dégradation. Le choix du type de décapage peut également être conditionné par la nature de la structure. Par exemple, des treillis constitués d'éléments de très faible épaisseur peuvent être endommagés par l'utilisation d'un procédé de décapage trop violent. Ces informations sont indispensables pour respecter les règles de protection des personnels et de l'environnement qui sont de plus en plus contraignantes. On peut ainsi citer le respect :

- des règles de protection des personnels amenés à réaliser le décapage ou à le contrôler, ces règles variant selon la nature du complexe en place : réglementation plomb, amiante ou autres substances CMR (Cancérogènes, Mutagènes, Repro-toxiques) ;
- de la loi sur l'eau et de ses décrets d'application lorsque l'ouvrage à décaper est situé au-dessus ou au voisinage d'un cours d'eau ou de la mer ;
- des règles sur la protection de l'environnement qui encadrent la limitation des rejets dans l'environnement, le traitement des déchets de décapage jusqu'à leur mise en dépôt dans des décharges contrôlées. Le maître d'ouvrage doit s'assurer de la bonne récupération et du traitement des résidus de décapage par l'entreprise, car il reste propriétaire du déchet jusqu'à son élimination finale. Le guide technique sur l'évaluation de la toxicité des déchets de décapage d'anciennes peintures du Cerema traite de ce sujet (guide « Décapage des peintures anticorrosion des ouvrages d'art métalliques – Caractérisation du déchet et proposition d'une filière de gestion » à paraître).

Il convient de programmer cet essai avant la consultation des entreprises, si les mesures de protection de l'environnement et l'ampleur du chantier de remise en peinture le justifient.

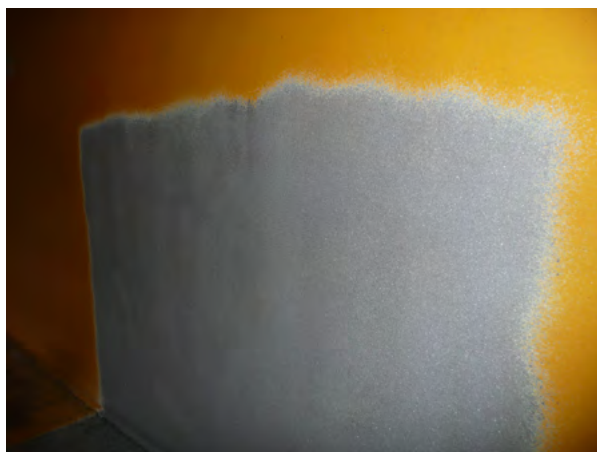


Illustration 127 : Essai de décapage primaire sur structure peinte

2.1.5 - Préparation des surfaces

Les contraintes environnementales imposent lors du décapage une récupération complète des déchets (abrasifs, peintures anciennes, eaux de décapage), ce qui conduit à « encapsuler » complètement l'ouvrage et à prévoir une ventilation.

Les fiches descriptives des systèmes de protection certifiés par l'ACQPA mentionnent le type de préparation possible (projection d'abrasif et/ou décapage à l'eau à Ultra Haute Pression dit UHP).

En plus du décapage classique par projection d'abrasif, il existe maintenant le décapage à l'eau sous pression. Ce procédé présente l'avantage de pouvoir séparer plus facilement les déchets de peinture et de corrosion du produit de décapage et donc de diminuer le volume de déchets à traiter. Par contre, l'application de la peinture doit être effectuée rapidement après le décapage pour éviter l'oxydation de l'acier avant la mise en peinture. La rugosité du support n'est pas modifiable avec ce traitement.

Des techniques nouvelles sont en cours de développement comme le décapage par induction (par effet thermique), le laser (thermique), etc.

2.1.6 - Opérations de remise en peinture

La remise en peinture d'un ouvrage métallique impose la programmation de certains contrôles tout au long du chantier qui sont à réaliser par des agents spécialisés.

Les contrôles sont décrits dans le guide technique du LCPC « Entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques » de décembre 2005.

Il convient d'être particulièrement attentif à la sécurité du travail et à la protection de l'environnement.

La mise en œuvre de la peinture doit être effectuée par des opérateurs certifiés par l'ACQPA.

Il convient d'être vigilant aux divers points liés à la remise en peinture d'un ouvrage existant : les zones d'assemblage, les conditions atmosphériques, le masticage des zones de foisonnement, les interstices, le meulage des surfaces oxycoupées. De nombreux contrôles sont à mener lors de ces opérations (état de surface, hygrométrie, épaisseur du feuil, délai entre couches, etc.).



Illustration 128 : Protection liée à la remise en peinture

2.2 - Réfection des couches de roulement et des complexes d'étanchéité

2.2.1 - Généralités

Les opérations de réfection des couches de roulement et des complexes d'étanchéité des ouvrages métalliques ne présentent pas de difficulté, sauf dans le cas des ouvrages à couvertures particulières comme notamment les platelages métalliques et les voûtains. La plupart des ponts métalliques comportent une dalle en béton et l'on se trouve donc dans le cas classique du remplacement d'un complexe d'étanchéité sur support en béton.

Le choix du type d'étanchéité est lié à la typologie de l'ouvrage et plus particulièrement à la nature du support qu'il offre pour mettre en œuvre un nouveau système. Au-delà de ce choix, il est fondamental d'étudier le principe général de l'évacuation des eaux sur l'ouvrage en s'assurant notamment du traitement des points singuliers (points bas, relevés latéraux, raccordement de l'étanchéité aux descentes d'eau, fermeture et drainage à l'interface avec les joints de chaussée, etc.). On veillera également à éviter les projections d'eau sur les structures métalliques au niveau des descentes d'eau. En effet, un défaut d'étanchéité sur une structure métallique peut rapidement entraîner des désordres conséquents tout particulièrement sur des pièces de petite section ou de faible épaisseur.

Dans tous les cas, une attention toute particulière devra être apportée aux travaux de dépose de la couche de roulement lors des phases d'entretien de la chaussée afin de ne pas endommager la couche d'étanchéité lors des phases de rabotage.

2.2.2 - Cas des hourdis en béton

Pour les ouvrages à ossature mixte acier/béton (bipoutres ou multipoutres mixtes, ouvrages à dalle Robinson, caissons mixtes) et pour les ouvrages à poutrelles enrobées, le guide technique publié par l'IFSTTAR et intitulé « Pathologies, diagnostic et réparation des chapes d'étanchéité d'ouvrages d'art » fournit de nombreuses informations sur le diagnostic et la réparation des chapes d'étanchéité. Par ailleurs, le guide technique du Sétia (1995) « Ponts mixtes -

Recommandations pour limiter la fissuration des dalles » demande de privilégier les systèmes adhérent au support à base de feuilles préfabriquées en conseillant de compléter cette étanchéité par une couche de protection en asphalte gravillonné pour la préserver durant les opérations liées à l'entretien des couches de chaussée.

Pour prévenir d'éventuelles difficultés, il est recommandé de réaliser des investigations sur la couche de chaussée pour déterminer les épaisseurs des différentes couches effectivement présentes. Pour cela, outre l'examen du dossier d'ouvrage, une série de profils au RADAR peut être effectuée, notamment pour détecter un reprofilage de la chaussée. Ces investigations ont l'avantage d'être rapides, exhaustives et peu destructives (hors l'étalonnage). À défaut, l'ouverture de fenêtres dans la couche de roulement peut être retenue avec tous les inconvénients que ce type d'examen comporte et notamment la représentativité des investigations avec les aléas liés à l'exploitation.

2.2.3 - Cas des hourdis métalliques

Réflexions générales et expérimentation

La tenue des revêtements de chaussée sur platelages métalliques est un problème aigu, dans la mesure où le revêtement et son adhérence sont soumis à des déformations importantes et à des sollicitations de fatigue.

L'action répétée des charges roulantes crée un risque de fissuration par le haut de la couche de roulement au droit des raidisseurs ou des pièces de pont.

La mise en œuvre de revêtements minces, voire ultraminces (10 mm) a conduit à une réduction très significative de la durée de vie des revêtements et des ouvrages concernés. Ce choix est à éviter, mais a pu être retenu pour assurer des gains de poids sur les ponts mobiles ou sur les ouvrages de grande portée.

Les dispositions constructives relatives aux dalles orthotropes généralement admises aujourd'hui sont établies en considérant que l'ouvrage est muni d'un revêtement traditionnel en béton bitumineux (BB) d'une épaisseur voisine de 70 mm, celui-ci jouant un rôle mécanique pour la diffusion des charges concentrées ainsi que pour la flexion locale. La durée de vie des revêtements actuels oscille entre 15 et 20 ans.

Un essai de fatigue conduit selon la norme NF P 98-286 permet d'évaluer la tenue des revêtements à la déformation du support au droit d'un raidisseur.

Expérimentation d'une dalle en BFUP

L'intérêt du remplacement d'un revêtement BB (Béton Bitumineux) par une dalle en BFUP (Béton Fibré Ultra Performant) connecté par des goujons à la tôle de platelage a été abordé dans le cadre du projet de recherche ORTHOPLUS et expérimenté sur le pont de la RD 201 sur le canal de Huningue à Illzach (dalle de 5 cm). Ce revêtement présente en effet des avantages tels que :

- une raideur élevée permettant une réduction significative des contraintes dans la structure métallique ;
- une résistance mécanique élevée permettant des niveaux de sollicitation importants ;
- une porosité extrêmement faible de la matrice cimentaire pouvant permettre de se dispenser d'une étanchéité.

Cette dalle en BFUP doit faire l'objet d'un revêtement pour assurer une bonne rugosité pour la circulation, ce qui apporte une sujétion d'entretien.

D'autres revêtements épais en béton à hautes performances ont déjà été utilisés au Japon et aux Pays-Bas, avec des épaisseurs variant entre 30 et 75 mm et des armatures, parfois sur plusieurs lits.

Cette expérience montre une voie d'avenir possible, mais le retour d'expérience est encore limité, et cette solution, assez onéreuse, présente malheureusement l'inconvénient de devoir nécessiter une couche de roulement en résine pour offrir une adhérence satisfaisante aux véhicules.

Choix du nouveau dispositif

Il est conseillé de mettre en œuvre des complexes étanchéité/couche de roulement présentant des bitumes à teneur élevée en polymères. Ces fibres de polymères offrent une résistance améliorée à la traction.

Dans la mesure du possible, on évite les complexes en plusieurs couches en partie supérieure, en raison du risque de décollements entre couches. Il est toutefois difficile de concilier une bonne rugosité de la surface de la chaussée avec une bonne tenue à l'essai de flexion de la norme.

Dépose du système et mise en œuvre du nouveau système

L'attention est attirée sur l'opération de démolition du revêtement existant, sur la préparation de surface du support. L'un des points fondamentaux est le respect de l'intégrité du support métallique qui dépend essentiellement des moyens de démolition employés. Pour prévenir d'éventuelles difficultés, il est recommandé de réaliser des investigations sur la couche de chaussée pour déterminer les épaisseurs des couches effectivement présentes. Cela peut être réalisé au moyen d'un radar avec antennes à hautes fréquences.



Illustration 129 : Réalisation de profils transversaux par technique RADAR

La préparation du support métallique joue un rôle essentiel dans l'accrochage et la tenue ultérieure du nouveau revêtement.

Deux types de préparation peuvent être envisagés :

- le décapage à l'abrasif ;
- le décapage à l'eau à Ultra Haute Pression (UHP), cette technique a l'avantage de présenter un rendement élevé (robotisation possible).



Illustration 130 : Vue du décapage robotisé d'une dalle orthotrope à l'eau sous ultra haute pression (UHP)



Illustration 131 : Détail du décapage par UHP (avant, à gauche et après, à droite passage du robot)

Pour la mise en œuvre d'un système sur une dalle orthotrope, on pourra s'appuyer sur les articles des Bulletins de Liaison des Ponts et Chaussées N° 111 et 113 consacrés aux « Revêtements de chaussées sur platelages métalliques ».

L'élément d'appréciation est la tenue du complexe à l'essai de fatigue en flexion 5 points selon la norme NF P 98-286 qui se révèle très sélectif.

Le traitement des points singuliers et des relevés peut être envisagé à l'aide de systèmes d'étanchéité liquide appliqués sur une surface préparée par projection d'abrasif.

La fermeture et le drainage de l'étanchéité devront être assurés et complétés avec la pose d'un drain et de son évacuation sous la couche de roulement et contre le joint de chaussée (si celui-ci est en point bas de l'ouvrage).

Le phasage de réalisation du nouveau revêtement doit être soigneusement étudié de façon à ne pas entraîner de déformations inacceptables dans l'ouvrage du fait de l'élévation de la température du platelage orthotrope.

2.2.4 - Cas des hourdis à voûtains

Il conviendra de s'assurer de la position de l'étanchéité en place et de sa nature, certains ouvrages en sont d'ailleurs probablement dépourvus. Ces ouvrages comportent des matériaux de remplissage dont la nature est très variable (graves, grave-ciment, grave-bitume, mortiers de chaux ou tout venant). Ces matériaux devront être identifiés, car de leur nature dépend le choix du support de chape et du complexe d'étanchéité. Pour les ouvrages ferroviaires du début du XX^e siècle, l'étanchéité a parfois été assurée par un enduit fortement dosé en ciment qui était disposé en extrados entre la couche de remplissage et le ballast.

Comme pour les ouvrages en maçonnerie, il convient de s'appuyer sur les recommandations du guide technique Sétra « Ponts routes en maçonnerie - protection contre l'action des eaux étanchéité, assainissement, drainage » de mai 1992. L'étanchéité peut se trouver en diverses positions selon la technique utilisée :

- en position basse sur l'extrados des voûtes, il s'agit alors généralement de géomembranes bitumineuses ou d'étanchéité liquide projetée à chaud à base de résines en polyuréthane ;
- en position intermédiaire (cas rare), l'étanchéité est alors située sur le remplissage des voûtains et sous les couches constitutives de la chaussée. Dans ce cas, on peut se trouver en présence de géomembranes bitumineuses, uniquement si l'épaisseur de remblai sur l'étanchéité est suffisante, de feuilles préfabriquées adhérentes au support ou de complexes en asphalte. Dans ces deux derniers cas, le support et sa géométrie devront être conformes aux exigences de mise en œuvre d'un procédé en adhérence ou semi-indépendance ;
- en position haute, directement au contact de la couche de roulement. Dans ce cas, il s'agit d'étanchéités dites classiques (feuille préfabriquée asphaltée ou complexes de type asphalte).

Les opérations de dépose sont à réaliser avec soin en prenant garde de ne pas déstabiliser ou endommager la structure. Le cas échéant, il peut être nécessaire d'étudier un phasage de dépose et de vérifier la stabilité de la structure en phase provisoire. Il conviendra de s'assurer de la qualité du support et de sa compatibilité avec le type de chape envisagé. On est très souvent amené à réaliser des travaux de ragréage ou de reprofilage.

Quel que soit le type d'étanchéité existante, on privilégiera une étanchéité en position haute si c'est possible.

En position haute, on se trouve dans le cas classique d'une étanchéité d'ouvrage d'art en béton, et c'est de loin le cas le plus favorable pour le traitement de l'étanchéité, car l'eau est rapidement évacuée et ne traverse pas la structure de l'ouvrage. Pour les ouvrages ferroviaires à voûtains, il est parfois utilisé une étanchéité de type SEL protégée de l'usure due au ballast par un géotextile.

En position intermédiaire, une étanchéité en géomembrane est envisageable pour peu que la couche de remblai soit d'épaisseur suffisante. On se réfère alors aux exigences de l'avis technique de l'ASQUAL et à la fiche technique du fabricant. Le traitement des extrémités devra faire l'objet d'une attention particulière avec le prolongement de la chape d'étanchéité au-delà de la dalle et la mise en place de fossés drainants. Une étanchéité adhérente de type feuille préfabriquée monocouche ou asphaltée sera toutefois préférable si la cohésion et la rugosité du support sont compatibles avec le produit retenu. La pente du support devra permettre une collecte et un drainage efficaces des eaux percolant au travers de la couche de roulement. La pose de drains latéraux ou de caniveaux en asphalte est à prévoir.

En position basse, on évite de placer une chape par feuilles, l'espace réduit entre les voûtains rendant difficile les opérations de soudage et de réalisation des relevés. La multiplication des barbacanes destinées à évacuer les eaux dans ce type d'ouvrage (au moins deux par voûtain) est également un facteur défavorable pour le choix de cette position.



Illustration 132 : Mise à nu d'un tablier



Illustration 133 : Mise en œuvre d'une étanchéité liquide projetée à chaud à base de résines en polyuréthane

2.3 - Réfection des joints de chaussée

Les joints de chaussée des ouvrages métalliques se dégradent comme ceux des autres ouvrages sous l'action des charges dynamiques de trafic.

Pour les ouvrages métalliques, la déficience de l'étanchéité des joints de chaussée est l'une des principales causes des venues d'eau aux abouts de tablier. Ces venues d'eau peuvent entraîner des pertes de section de pièces de la structure et des dysfonctionnements des appareils d'appui surtout s'ils sont métalliques.

Il convient de tenir compte de la particularité des ponts métalliques et tout particulièrement de la nature de la couverture (hourdis mince, couverture remblayée, platelage métallique, etc.).

Une attention particulière sera notamment apportée à l'ancrage et au calage des éléments de joints. Les joints proposés dans les Avis techniques Sétra sont conçus pour un ancrage dans une structure en béton armé et une étude spécifique est nécessaire lorsque les conditions de pose diffèrent notablement, ce qui est le cas des dalles orthotropes.

Les joints ne sont jamais totalement étanches et il convient de prévoir un chéneau sous le joint pour éviter la souillure des poutres et des sommiers.

2.4 - Remplacement de boulons ou de rivets

2.4.1 - Généralités

Dans les anciens ouvrages comportant des assemblages par rivets ou par boulons à serrage contrôlé, il arrive que l'on soit amené à en remplacer certains.

Le remplacement ponctuel de quelques boulons ou rivets est considéré comme une opération d'entretien, mais le remplacement de quelques rivets ou de boulons d'un même assemblage doit être considéré comme une réparation, ce qui implique une étude complète.

Dans le cas des assemblages par boulons à serrage contrôlé, le remplacement d'un boulon à serrage contrôlé par un boulon à serrage contrôlé neuf ne pose généralement aucun problème particulier, dans la mesure où les trous d'assemblage présentent un jeu suffisant pour procéder à l'opération sans difficulté. Lorsque ce jeu n'est pas suffisant, il est fort probable qu'un glissement relatif des divers éléments de l'assemblage s'est produit, et que les boulons actuels travaillent au cisaillement. On est alors en présence d'un désordre plus grave justifiant une réparation complète de l'assemblage. On rappelle que les boulons HR sont toujours remplacés par des boulons HR.



Illustration 134 : Corrosion d'un assemblage riveté

2.4.2 - La problématique du remplacement des rivets

Dans le cas des assemblages rivetés, le remplacement d'un rivet par un rivet neuf est beaucoup plus compliqué, et ceci pour plusieurs raisons. Il faut d'abord procéder à l'opération de dérivetage (extraction des parties de rivet subsistant dans l'assemblage), pour laquelle certaines précautions doivent être observées :

- en dessous d'une température dite critique (5 °C), le dérivetage par chocs est interdit ;
- aux températures ordinaires, le dérivetage doit respecter les conditions suivantes :

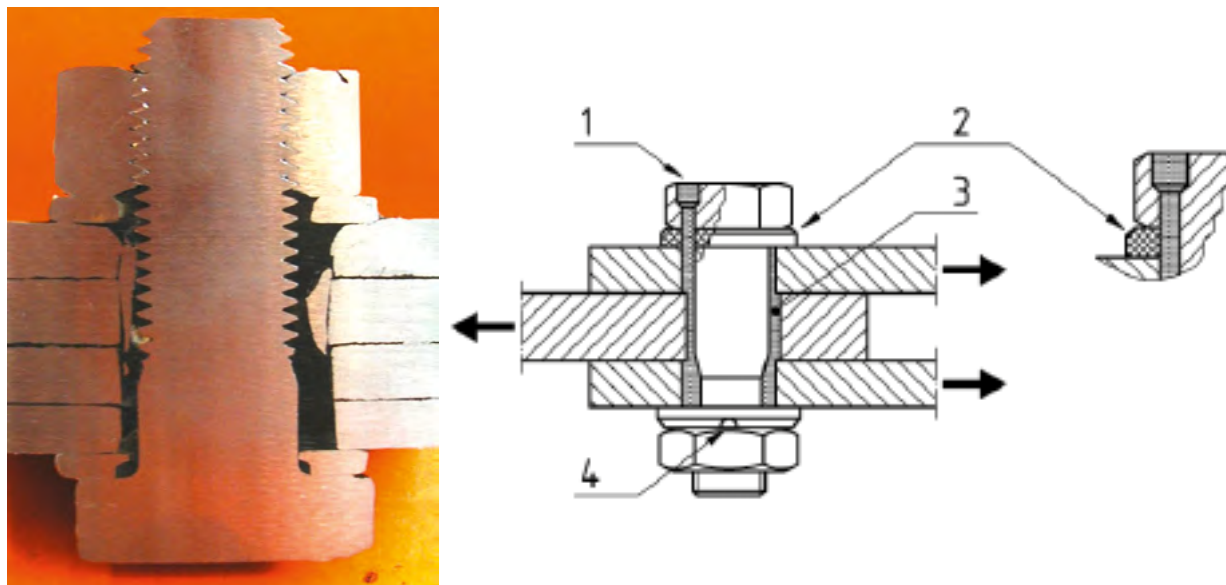
1. La chasse des rivets ne doit induire aucune déformation, même localisée.
2. Il ne doit pas se former de fissures aux bords des trous (ce point doit être vérifié par contrôle non destructif).
3. Les trous des éléments assemblés ne doivent pas être désaxés.

En général, il est conseillé de procéder au dérivetage par perçage au foret dans la tige des rivets, le recours au chalumeau est prohibé. Le dérivetage effectué, la règle générale est le remplacement par des rivets de diamètre supérieur avec un réalésage du trou. Toutefois, on peut être amené, pour des questions d'accessibilité par exemple, à envisager le remplacement des rivets par des boulons HR à serrage contrôlé. Cette solution doit être évitée dans toute la mesure du possible, mais cela peut être considéré comme une mesure conservatoire dans l'attente d'une étude. L'attention est attirée sur la différence de fonctionnement des deux modes d'assemblage, les rivets travaillant au cisaillement et les boulons à serrage contrôlé transmettant les efforts par frottement. Il est donc essentiel de s'assurer que les boulons de remplacement ne seront jamais sollicités au cisaillement. Ils ne servent en service qu'à respecter la règle de pince.

Le remplacement de rivets par des boulons ordinaires (non injectés) est strictement interdit. En effet, le diamètre des trous étant supérieur au diamètre des boulons, la sollicitation en cisaillement de ces derniers ne peut avoir lieu qu'après glissement de l'assemblage, ce qui signifie que l'effort transmis par les pièces n'est, en fait, supporté que par les rivets subsistants.

La solution développée par la SNCF qui consiste à utiliser des boulons injectés constitue une solution intéressante sur le plan du fonctionnement mécanique de l'assemblage. En effet, l'espace existant entre le trou et le boulon est injecté à l'aide d'une résine époxydique qui permet au boulon de fonctionner en cisaillement, comme les autres rivets de l'assemblage. Ce procédé utilisé depuis plusieurs années semble donner satisfaction.

Le remplissage de ce 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 font l'objet d'une annexe informative (annexe K) de la norme NF EN 1090 -2.



Légende

- 1 Trou d'injection
- 2 Rondelle chanfreinée
- 3 Résine
- 4 Rainure d'évent dans la rondelle

Illustration 135 : Boulon injecté (SNCF)

2.5 - Entretien des appareils d'appui métalliques

On pourra utilement se reporter au fascicule 13 de l'ITSEOA dédié aux appareils d'appui, dont nous rappelons les principales indications.

Les ouvrages métalliques anciens comportent assez souvent des appareils d'appui métalliques qui peuvent être de plusieurs types, à rouleaux ou à balanciers, voire des appareils d'appuis à pot. On constate souvent des problèmes de grippage ou de blocage (corrosion, déformation, défaut de graissage) mais aussi des problèmes liés à des défauts de conception.

Lorsqu'ils sont trop dégradés, on pourra utilement réfléchir à la mise en œuvre d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Certains appareils d'appui métalliques peuvent cependant être conservés après reconditionnement. Les travaux les plus courants portent sur la mise en peinture et le graissage après démontage. Ces travaux ne sont cependant pas anodins, car ils nécessitent le vérinage de l'ouvrage.



Illustration 136 : Réfection d'appareil d'appui métallique avec changement des rouleaux



Illustration 137 : Appareil d'appui à rouleaux bloqué par la corrosion

Diagnostic et réparation

1 - Établissement du diagnostic

Après une inspection détaillée de l'ouvrage ou la découverte d'anomalies, le maître d'ouvrage gestionnaire peut être amené à commander des études complémentaires pour avoir une meilleure connaissance de l'ouvrage concernant son aptitude au service et sa durabilité.

1.1 - Généralités

Le diagnostic d'un ouvrage comprend en général trois aspects :

- une évaluation de l'état apparent de l'ouvrage et de ses matériaux (géométrie, état des appuis et des appareils d'appui, cartographie des désordres, etc.) qui s'appuie sur le dossier de l'ouvrage complété par des relevés et des auscultations *in situ* et des essais en laboratoire ;
- une évaluation des conditions d'environnement de l'ouvrage (température de fonctionnement, corrosivité du site, trafic porté, aléa sismique, probabilité de choc, etc.) ;
- une évaluation structurale qui s'appuie sur l'état et les caractéristiques des matériaux, les conditions d'environnement, des instrumentations et auscultations, et un calcul de la structure.

La connaissance de l'origine des désordres est nécessaire pour déterminer la performance structurale de l'ouvrage et la réparation adaptée. L'expérience montre que les réparations réalisées sans cette analyse préalable sont le plus souvent des échecs.

Le pilotage du diagnostic, qui fait appel à de nombreuses compétences techniques particulières, doit être assuré par un coordonnateur expérimenté qui possède une vision d'ensemble des différents aspects du problème.

1.2 - Auscultations

L'auscultation est « un ensemble d'examen et de mesures spécifiques faisant le plus souvent appel à des techniques élaborées, destiné à approfondir la connaissance réelle d'un ouvrage » (cf. fascicule 3 de l'ITSEOA, page 13).

Les auscultations doivent dans tous les cas faire partie d'un programme préétabli dont les objectifs peuvent être variés :

- confirmer un désordre qui a été observé lors de l'inspection visuelle et qu'il convient d'examiner et d'analyser pour établir le diagnostic ;
- évaluer l'ampleur d'un désordre et analyser sa cause avant de choisir la solution de réparation ;
- valider des hypothèses de calcul dans le cadre d'un recalcul ou d'un projet de réparation.

La qualité des informations recueillies détermine pour une bonne part la qualité de l'évaluation structurale de l'ouvrage.

L'observation de l'ouvrage sous trafic permet parfois de mettre en évidence des désordres, par exemple des déconsolidations d'assemblages.

1.2.1 - Nature des auscultations sur le métal

Les parties métalliques peuvent faire l'objet de nombreuses auscultations, que l'on classe en deux grandes familles :

- les auscultations à l'aide d'essais non destructifs. Ces auscultations permettent d'établir la géométrie, de caractériser les pertes de section, de contrôler les soudures, de déterminer des caractéristiques métallographiques, de détecter des fissures, etc. ;
- les essais destructifs réalisés à partir de prélèvements. Ces essais permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques, chimiques et métallographiques du métal, etc.

Il convient de rappeler que ces derniers essais ne doivent être envisagés qu'avec une grande prudence. En effet, il est nécessaire de définir soigneusement les zones de prélèvement des éprouvettes afin que la résistance de l'ouvrage ne soit pas significativement impactée par le prélèvement tout en assurant la représentativité de l'échantillon. Toute zone de prélèvement doit être analysée vis-à-vis des défauts locaux qu'elle est susceptible de créer et de sa représentativité vis-à-vis de ce qui est recherché.

1.2.2 - Les méthodes disponibles

Les méthodes sont à choisir en fonction de la nature des matériaux (acier revêtu ou non peint), de la forme et des dimensions des éléments à contrôler, et des informations recherchées (contrôle de soudures, mesures d'épaisseur ou de perte de métal). Ces méthodes doivent être mises en œuvre par un personnel qualifié (par exemple la qualification Cofrend).

Avant tout, un relevé complet des désordres doit être réalisé. Ce relevé visuel, qui est le premier contrôle non destructif, permet d'identifier les zones plus dégradées et d'appréhender les causes des défauts. Ce contrôle permet de relever tous les défauts géométriques (pièce déformée, chocs, etc.) et de préconiser les méthodes à employer pour affiner le diagnostic.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées en complément pour rechercher des défauts non détectables à l'œil notamment sur les assemblages soudés :

- pour détecter les défauts débouchant à la surface d'une pièce ou d'une soudure, le contrôle par ressuage peut être employé. Ce contrôle fonctionne par capillarité d'un produit pénétrant au niveau des discontinuités débouchant à travers un révélateur. Il ne s'applique donc qu'aux matériaux non poreux et non peints, ce qui limite son usage sur les ouvrages existants ;



Illustration 138 : Contrôle d'un assemblage soudé par ressuage

- pour détecter des défauts débouchants ou sous-jacents, le contrôle par magnétoscopie peut être utilisé. Cette méthode consiste à soumettre un matériau ferromagnétique à l'action d'un champ magnétique avec pulvérisation simultanée d'un révélateur constitué de très fines particules d'oxydes de fer. Les défauts superficiels provoquent en leur endroit des « fuites magnétiques » sur lesquelles viendront s'accumuler les particules du révélateur. En pratique, cette méthode est très adaptée à la détection des fissures. Elle est moyennement pertinente pour les défauts sous-jacents : il est envisageable de détecter des défauts linéaires jusqu'à 3 mm de profondeur ;



Illustration 139 : Contrôle d'un assemblage soudé par magnétoscopie

- pour la détection des défauts internes d'une pièce ou d'une soudure, la méthode la plus utilisée est le contrôle par ultrasons lors de la construction pour les soudures bout à bout. Cette méthode consiste à propager des ondes ultrasonores au travers du matériau acier. Une partie de l'énergie ultrasonore est renvoyée lorsque l'onde rencontre un défaut ce qui permet de le détecter et de le localiser. On l'utilise classiquement pour contrôler les soudures d'épaisseur supérieure à 8 mm. Cette technique est mal adaptée aux matériaux feuilletés comme le fer puddlé car tout revêtement peut créer des échos parasites. Sur ouvrage existant, elle est surtout utilisée pour la mesure d'épaisseurs des tôles et peu pour le contrôle des soudures ;

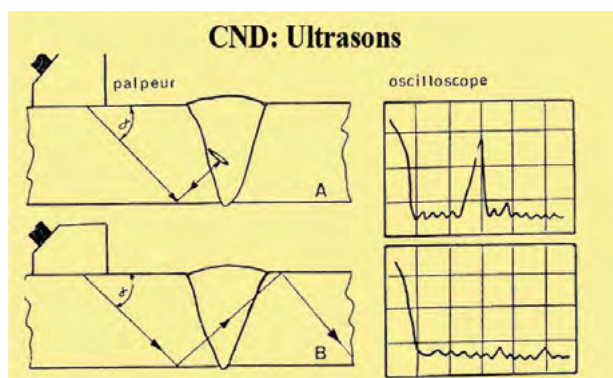


Illustration 140 : Principe de détection d'un défaut par ultrasons

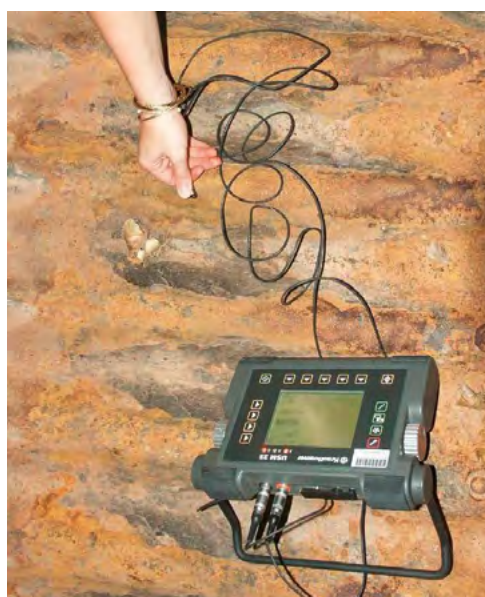


Illustration 141 : Contrôle US de mesure d'épaisseur

- pour connaître les défauts internes, il est aussi possible d'utiliser la radiographie lorsque l'on a accès aux deux faces opposées de la pièce. Cette méthode qui repose sur l'absorption différentielle de rayons X ou gamma au travers du matériau métallique peut être utilisée par exemple pour le contrôle de soudure bout à bout de faible épaisseur. Elle permet de déceler les défauts de compacité volumique et les défauts plans orientés favorablement par rapport au rayonnement. Elle permet aussi de détecter des avaries sur les tôles dont les faces ne sont pas visibles (assemblage de plusieurs tôles rivetées). Elle présente les contraintes liées à l'utilisation de sources radioactives sur site (mise en place d'une zone non accessible durant les tirs, etc.). Avec cette technique, la présence d'un revêtement n'est pas gênante. Son utilisation sur site est rendue contraignante par la législation ;
- la détection d'un mauvais fonctionnement d'un rivet ou d'un boulon peut être mise en évidence de manière très simple par sondage au marteau ;
- pour mesurer les épaisseurs du métal, on a recours à des moyens de mesures classiques (micromètre de type palmer), mais on peut aussi employer les ultrasons : lorsque l'onde arrive à l'interface avec l'air ou un autre matériau, elle est renvoyée vers l'émetteur, ce qui permet d'évaluer l'épaisseur de métal traversé ;
- il est également possible de visualiser la microstructure (les phases de l'acier, les inclusions, la taille de grain, etc.) de l'acier par la méthode dite de « réplique métallographique ». Elle consiste à réaliser un moulage très fin de l'acier après décapage et polissage de la surface. Cette empreinte de l'acier peut ensuite être examinée au microscope en laboratoire.

Les essais destructifs

Les méthodes peuvent comprendre des prélèvements avec des caractérisations :

- mécaniques (traction, pliage pour le fer puddlé, dureté, ténacité, etc.) ;
- chimiques (analyse du métal, état inclusionnaire, etc.) ;
- métallographiques (microstructure du métal, état inclusionnaire, taille de grains, etc.).

Les essais mécaniques sont réalisés en laboratoire en appliquant les normes ad hoc. Cependant, des essais sur des prélèvements de dimensions réduites, non encore normalisés, semblent intéressants. Les essais chimiques et métallographiques nécessitent des prélèvements très réduits et donc très peu destructifs. L'essai de dureté est lui aussi peu destructif (la peinture) et peut être réalisé sur site.

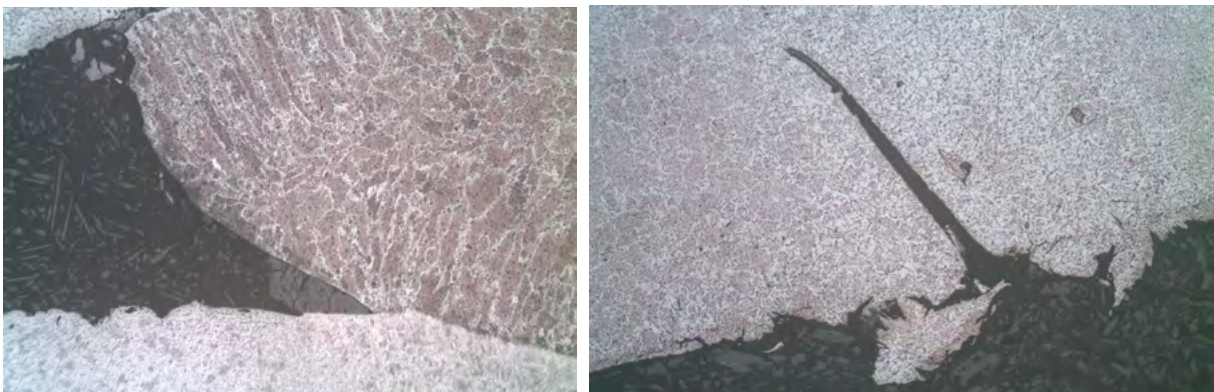


Illustration 142 : Examen de cordons de soudure au microscope optique

- les analyses chimique et la métallographie permettent notamment de déterminer le procédé de fabrication, la teneur des différents composants. On peut généralement en déduire l'âge de la fabrication et les caractéristiques mécaniques probables de l'échantillon, la nuance du métal, et son aptitude au soudage (teneur en carbone équivalent, taille de grain, inclusions, etc.) ;
- les analyses chimiques permettent notamment à l'aide d'un spectromètre à étincelles l'analyse de la composition chimique ;
- les analyses métallographiques permettent avec un microscope optique et un microscope électronique à balayage une connaissance de la matière au niveau de la microstructure, principalement pour caractériser le réseau cristallin (présence de ferrite, de perlite, de martensite, etc.) et rechercher des défauts ;
- l'essai de traction permet d'établir la limite d'élasticité, la résistance à rupture, et l'allongement à rupture ;
- l'essai de dureté permet de caractériser la résistance du métal à la pénétration d'un corps plus dur, puis par corrélation sa résistance à la traction ;

- l'essai de flexion par choc, appelé « essai Charpy », permet de caractériser la capacité du métal à absorber de l'énergie sous l'effet d'un choc. Si une évaluation basée sur la mécanique à la rupture est prévue, un essai de ténacité est à réaliser. L'essai de ténacité permet de déterminer la capacité d'un matériau à supporter une charge ou à se plastifier en présence d'une fissure. Pour les aciers doux anciens et pour le fer puddlé, les corrélations entre les valeurs de résilience et les valeurs de ténacité à rupture ne sont généralement pas valides.

Plusieurs documents de recommandations établis au niveau européen ([1], [2], [3], [4] et [7]) 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 petites dimensions et ceux obtenus avec le même matériau sur des éprouvettes normalisées [1].

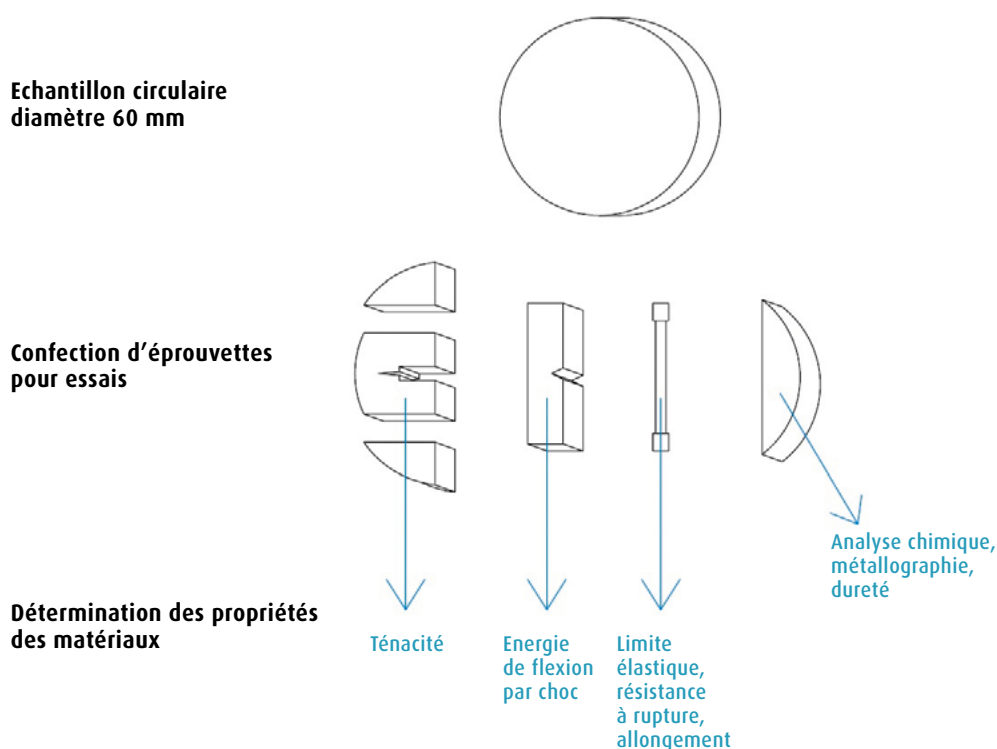


Illustration 143 : Détermination des propriétés des matériaux

Les essais sur les ouvrages incendiés

Après un incendie d'ouvrage, il convient d'établir la géométrie déformée de l'ouvrage et la cartographie des caractéristiques mécaniques des aciers. Les investigations, auscultations et essais pouvant être menés sont les suivants :

- inspection détaillée exceptionnelle avec examen des assemblages ;
- relevé topométrique laser 3D ;
- répliques métallographiques : cette technique non destructive permet le diagnostic de la structure métallographique de l'acier au moyen d'un équipement portatif léger ;
- dureté Vickers de la structure ;
- essais de traction et essais Charpy sur des prélèvements ;
- épreuves de chargement.

Nota : L'état de la protection anticorrosion renseigne sur la violence de l'incendie. Pour des systèmes de protection par galvanisation ou métallisation, l'absence de défauts apparents témoigne d'un incendie peu violent.

Les essais sur les peintures

Lorsque le dossier d'ouvrage ne précise pas le système de peinture qui a été utilisé, il est nécessaire de déterminer la nature chimique des peintures qui se fait par une analyse chimique en laboratoire sur des prélèvements obtenus par grattage pour identifier par exemple la présence éventuelle de plomb ou d'amiante ainsi que la couleur d'origine de la couche de finition.

Il est aussi possible de réaliser des essais sur les peintures comme les tests d'adhérence ou les mesures d'épaisseur des différentes couches.

L'essai préalable de décapage consiste à déterminer la faisabilité du décapage, le type de technique de préparation de surface, les éventuelles incompatibilités avec les vieux fonds de peinture, et la dangerosité des résidus de décapage.



Illustration 144 : Essai d'adhérence sur peinture de garde-corps suivant la norme ISO 4624

1.2.3 - Établissement de la géométrie et du poids de l'ouvrage

Il est relativement facile d'améliorer la connaissance de la géométrie et du poids de l'ouvrage, qui sont bien sûr des données essentielles pour tout calcul.

On peut citer :

- les relevés géométriques et les mesures dimensionnelles des pièces ;
- le nivellement des appuis ;
- les mesures d'épaisseur du complexe chape/enrobés par relevé radar étalonné à l'aide de carottages ;
- le relevé des déformations des éléments par laser 3D (suite à un incendie par exemple) ;
- la pesée des réactions d'appui.

1.2.4 - Nature des instrumentations de la structure

Il existe de nombreuses instrumentations qui contribuent à approcher le comportement mécanique réel de l'ouvrage avec :

- des mesures topométriques et de déformation sous chargement. Pour la mesure de flèche sous ouvrage, on peut utiliser dans les cas courants des capteurs de déplacement, et aujourd'hui plus fréquemment, des flexigraphes Laser ou des théodolites motorisés. Comme les ouvrages métalliques sont souples, cette instrumentation simple peut déjà apporter des renseignements utiles (fonctionnement d'un multipoutres par exemple) ;
- des mesures de battement sur appui peuvent être réalisées à l'aide de comparateurs ;
- des mesures de forces (pesée de réactions d'appui) à l'aide de vérins. Cette instrumentation peut être envisagée lorsque l'on a des effets de torsion sensibles (par exemple dans des cas d'ouvrages courbes ou biais), pour s'assurer de la mise en œuvre effective de dénivellations d'appuis, pour évaluer la répartition des charges entre les poutres sur un ouvrage multipoutres, pour mesurer l'effet du tassement d'appuis. Certains ouvrages ont pu faire l'objet de réglage en torsion par dénivellation non uniforme d'une même ligne d'appui ;

- des mesures de déformations locales du métal à l'aide de courburomètres, de jauges de déformation, d'extensomètres, de rosettes de jauges, ou de chaînettes de jauges. On peut obtenir des informations utiles, par exemple pour comprendre le fonctionnement mécanique d'une poutre mixte dont la connexion est partielle, ou pour évaluer l'endommagement de l'ouvrage sous fatigue, ou pour évaluer les concentrations de contraintes ;
- des mesures de rotation à l'aide de clinomètres ;
- des mesures de fréquences propres et d'amortissement de l'ouvrage à l'aide d'accéléromètres ou de géophones pour une éventuelle évaluation dynamique de l'ouvrage (analyse du fonctionnement sous séisme par exemple) ;
- des mesures de température de la dalle et du tablier à l'aide de thermocouples ou de sondes platines : ces mesures peuvent s'avérer utiles pour la compréhension de l'ouvrage sous dilatation ou gradient thermique ;
- les capteurs à fibre optiques se développent et permettent de détecter des variations de contraintes ou de température.

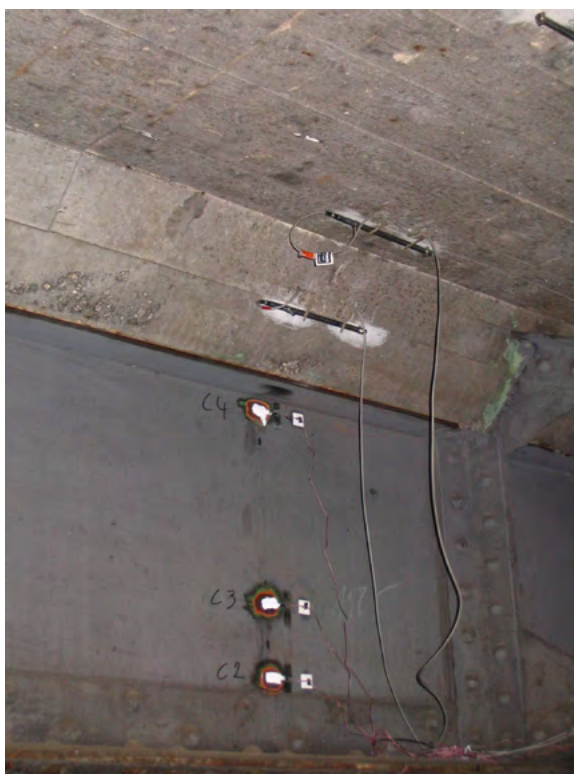


Illustration 145 : Instrumentation par jauges de déformation sur le métal et par extensomètres sur le béton

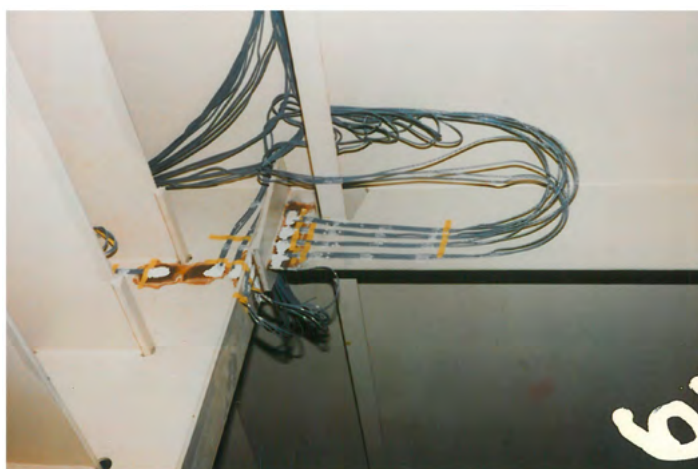


Illustration 146 : Instrumentation par jauges de déformation d'un assemblage soudé

1.3 - Recalcul de l'ouvrage

1.3.1 - Généralités

En attendant la parution d'un Eurocode dédié aux ouvrages existants, l'évaluation des ouvrages métalliques et la justification de leurs réparations sont conduites en appliquant avec adaptations les Eurocodes 3 et 4 pour ouvrages neufs et en s'attachant essentiellement au respect des états limites ultimes de résistance et de fatigue. Sauf cas particuliers, la justification des critères ELS n'est pas recherchée. Ces critères de l'Eurocode ne sont d'ailleurs généralement pas dimensionnants pour les structures usuelles. Pour les ouvrages routiers, on pourra s'appuyer sur la note n° 35 du Sétra intitulée « méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants » ainsi que sur le guide du Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art ». Ce document souligne les limites des Eurocodes qui n'aborde pas les matériaux anciens, ni 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. Pour les ouvrages ferroviaires les critères de déformation portent des enjeux de sécurité, et les aménagements aux Eurocodes font l'objet de directives internes à la SNCF.

Les vérifications de section proposées par les Eurocodes à l'ELU s'appuient sur les caractéristiques des aciers modernes. Pour un ouvrage donné existant, il convient de s'assurer de la capacité de plastification effective de la section (ductilité suffisante des matériaux) lorsque celle-ci est mobilisée.

Les zones critiques des ouvrages métalliques sont les assemblages, les zones sensibles aux instabilités, et les zones soumises à de fortes variations de contrainte.

La répartition des contraintes sous charges de service dans les sections droites d'une poutre est complexe (contraintes locales, traînage de cisaillement, etc.) tandis que l'évaluation du moment ultime en flexion de ces sections est relativement fiable puisque beaucoup de particularités de comportement disparaissent avec la plastification généralisée de l'acier. Certains matériaux, comme le fer puddlé ou la fonte, ne peuvent cependant pas être mobilisés en plasticité.

Concernant les instabilités locales et les instabilités élastiques, les formats de justification proposés par les Eurocodes peuvent être utilisés. Ceci nécessite cependant de s'assurer que les hypothèses sous jacentes sont vérifiées (ductilité, etc.) ce qui est à vérifier notamment pour les ouvrages rivetés.

Pour ce qui concerne la fatigue, on soulignera qu'il est très difficile d'estimer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage réparé vis-à-vis de ce phénomène compte tenu de la sensibilité des résultats aux hypothèses retenues (précision des courbes de Wöhler, choix de la catégorie de détail à laquelle se rattacher, qualité de réalisation des soudures, méconnaissance de l'historique du trafic passé, etc.).

1.3.2 - Analyse structurale

Le diagnostic

On s'appuie en général sur les règles définies dans les Eurocodes 3 et 4. Pour le diagnostic de l'ouvrage, l'objectif est d'adapter au mieux le modèle numérique à la réalité physique mise en évidence par les relevés et les instrumentations.

Par exemple, les assemblages rivetés déconsolidés doivent être considérés comme non rigides.

Dans le cas d'un ouvrage incendié, le diagnostic de l'ouvrage doit être conduit en tenant compte de la géométrie déformée et des caractéristiques mécaniques des aciers après incendie (cf. § 8.1 du chapitre 3 ci-avant).

Lorsqu'il s'avère nécessaire de procéder à une évaluation vis-à-vis du phénomène de fatigue, la démarche est synthétisée dans le logigramme ci-dessous pour les ouvrages en aciers modernes :

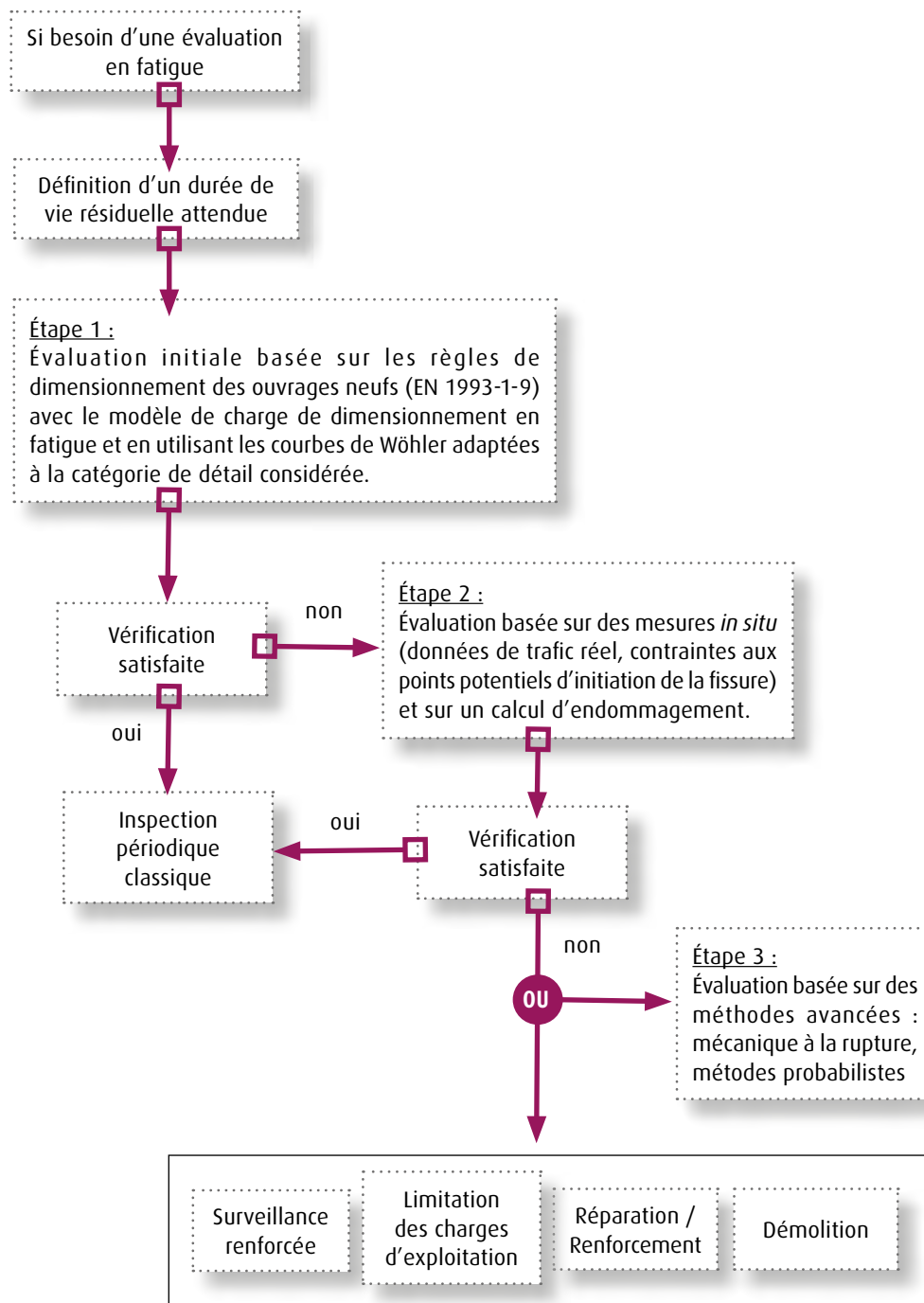


Illustration 147 : Procédure d'évaluation en fatigue des ouvrages métalliques existants
(extrait du guide du Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements d'ouvrages d'art »)

Nota : Cette démarche est souvent délicate à conduire du fait de la difficulté à réunir les informations nécessaires. Le domaine très complexe de la mécanique à la rupture permet de comprendre le fonctionnement d'un matériau fissuré et d'évaluer la puissance mécanique à mobiliser pour ouvrir une fissure. Seuls quelques spécialistes maîtrisent ce type d'analyse.

L'étude de réparation

Les réparations sont en général justifiées sur la base d'un modèle élastique linéaire. Une approche 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 plastiques résiduels. Dans tous les cas, une analyse plastique nécessite de respecter les critères donnés par la norme NF EN 1993-1-1 § 5.6. 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. article 5.2.1 de la norme NF EN 1993-1-1) :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 10 \quad \text{pour l'analyse élastique}$$

où :

- F_{cr} est la charge de flambement critique élastique ;
- F_{ed} est la charge de calcul sur la structure ;
- α_{cr} est le coefficient par lequel les charges de calcul devraient être multipliées pour provoquer l'instabilité élastique globale de la structure.

En pratique, pour un tablier de pont ne subissant pas d'effort normal significatif, comme les tabliers des ponts mixtes acier/béton, et n'ayant pas subi de sinistres majeurs (incendie, etc.), une approche basée sur un calcul premier ordre est, sauf cas particulier, suffisante pour ce qui concerne l'analyse globale.

Sauf structures particulières, par exemple celles mobilisant fortement les entretoises, les effets du comportement des assemblages sur la distribution des sollicitations dans la structure et sur les déformations globales peuvent être négligés. En première approche, les assemblages classiques en bon état sont a priori supposés rigides et en capacité de transmettre l'effort.

1.3.3 - Propriétés 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.

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 normatif, et dans ce cas, on utilise les caractéristiques données par la norme « produit » de l'époque de construction.

Ainsi, en règle générale :

- pour les ouvrages postérieurs à 1960, on adopte les caractéristiques définies dans la norme en vigueur à la construction de l'ouvrage ;
- pour les ouvrages antérieurs à 1960, on adopte les éléments du dossier d'ouvrage.

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 de petites dimensions de l'ordre de 4 à 6 cm de diamètre peuvent être réalisés (essais de dureté, analyses chimiques et métallographies). À partir de ces éléments, on est alors en mesure de déterminer la soudabilité de l'acier et de remonter à ses caractéristiques mécaniques via les normes ou documents de l'époque. Il convient de prélever cet échantillon dans une zone représentative du type de matériaux utilisé dans l'ouvrage, mais mécaniquement peu sollicitée (extrémité de cornière par exemple). Il faut éviter de créer lors du prélèvement un effet d'entaille.

Si aucune donnée n'est disponible, il est possible d'engager les premières phases de diagnostic en s'appuyant sur le document [3] 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 [4] et [7] proposent, sur la base de diverses investigations et études, des valeurs de référence qui peuvent être retenues pour des études d'évaluation préliminaires et en l'absence de données spécifiques.

Nous donnons les valeurs de référence proposées :

- Pour le fer puddlé et les aciers doux anciens avant 1913 :

- 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⁽²⁾)
- 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 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 selon le procédé Siemens-Martin depuis 1913 :
 - 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 celui de l'Eurocode, $\gamma_{M0} = 1,10$.

Nota : Ces valeurs sont également cohérentes avec les valeurs établies par la SNCF dans l'annexe 3 de la notice SNCF NG EF 9 F1 n° 1.

Compte tenu de l'incertitude sur le délai réel de mise en application du Cahier des Charges Général du 29 octobre 1913 prescrivant les qualités d'aciers pour l'administration des Ponts et Chaussées, notamment du fait de la première guerre mondiale, et du fait que ce cahier des charges ne concernait que les ouvrages des routes nationales et des chemins de fer, l'année 1913 doit être considérée avec discernement comme date charnière. Le règlement de 1915 impose les caractéristiques minimales fixées par le cahier des charges général de 1913.

Le guide du Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements d'ouvrages d'art » propose ainsi par sécurité de retenir comme date discriminante l'année 1925.

Si nécessaire, on établit les caractéristiques mécaniques sur la base d'essais. Il convient d'établir un plan de prélèvements qui résulte d'un compromis entre la contrainte de minimiser le nombre de prélèvements destructifs et la nécessité de disposer d'une connaissance suffisante des caractéristiques de l'ouvrage.

- Pour les ouvrages antérieurs à 1960 :

on détermine la nuance de l'acier 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 des aciers dans la structure. 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, en tenant compte des spécificités de l'ouvrage (date de construction, localisation qui donne une indication sur l'origine possible de l'acier utilisé) et des valeurs proposées dans le tableau en fonction de l'historique des normes ou de l'âge de l'ouvrage. Une attention particulière est à apporter aux fers puddlés dont la qualité a sensiblement évolué entre 1850 et 1900.

- Pour les ouvrages postérieurs à 1960 :

on estime les caractéristiques de l'acier sur la base d'essais de dureté, d'analyses chimiques et de métallographies ; en cas de doute, des essais de traction peuvent être réalisés. Si nécessaire, on peut être conduit à retenir la nuance de qualité immédiatement inférieure. Les valeurs caractéristiques sont celles données, pour la nuance retenue, par la norme en vigueur à la construction de l'ouvrage.

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.

Les principales évolutions apportées par les « règlements » sont résumées ci-après :

	Date indicatives	Texte spécifiant les caractéristiques	Epaisseurs maxi (mm)		Limite élastique (MPa)	Résistance à rupture (MPa)	Remarques
Fonte	1800-1890	Règlement de 1891 (ferroviaire)	-		50	100	Pas de soudage structurel possible
Fer puddlé	1850-1900	Règlement de 1891 (ferroviaire)	~10		Au début : 340 A la fin : 250	Au début : 360 A la fin : 400	Soudage : risques liés à l'anisotropie du matériau et aux inclusions
Premiers aciers	1890-1915	Règlement de 1891 (ferroviaire)	~30		250 137	412	Soudage : risques liés à la présence d'azote, de soufre et de phosphore ainsi qu'au risque de dédoublement
Ac42 et Ac54	1913-1960 1930-1960	CCG du 29 octobre 1913 CCG du 7 février 1933	~60 ~50		235 353	412 530	Soudage : risques liés à la présence d'azote, de soufre et de phosphore ainsi qu'au risque de dédoublement L'Ac54 n'a quasiment pas été utilisé
A42 et A52	1960-1970	Fascicule 4 titre III de 1962	~60	50	235 343 (16<e<30 mm)	412 490 (16<e<30 mm)	Les caractéristiques mécaniques des aciers (A42S, et A52S) sont proches de celles des aciers non soudables (A42 et A52) Les caractéristiques des aciers A42S, A52 et A52S sont fonction de l'épaisseur des tôles (voir fascicule) Soudage pour les aciers A42 et A 52 : risques liés à la présence d'azote, de soufre et de phosphore ainsi qu'au risque de dédoublement
E24 E36 E355	1973-1990	NF A 35-501 NF A 35-502 NF A 36-201	150		355 (3<e<30 mm)	510	Seules les valeurs du E36 sont fournies Bonne soudabilité Le risque de dédoublement disparaît peu à peu Soudabilité complexe liée au carbone équivalent élevé
E460	1973-1990	NF A 36-201	pm		pm	pm	Le E460 n'a quasiment pas été utilisé
S355	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) à 295 (100<e<150)	450	Les caractéristiques sont fonction de l'épaisseur (voir norme) Bonne soudabilité
S460	1990-...	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) à 380 (100<e<150)	540	Les caractéristiques sont fonction de l'épaisseur (voir norme) Bonne soudabilité

Illustration 148 : Tableau synthétique de l'historique des aciers. En vert, les valeurs issues des textes, en bleu, les valeurs constatées à l'usage.
Les résistances sont données en MPa et les allongements en % à rupture.

Dans le cadre d'une réparation, les caractéristiques de ténacité sont notamment à évaluer lorsque l'on a recours au soudage sur des aciers anciens. On expertisera notamment la microstructure de l'acier qui est l'un des principaux facteurs d'influence de la ténacité. On notera que depuis le milieu des années soixante, les exigences pour les aciers permettent d'assurer une bonne ténacité.

Les exigences de ductilité exigées par l'Eurocode sont généralement vérifiées pour les aciers de construction métallique produits en France depuis l'apparition de l'acier dans les ponts. Dans la justification des réparations, on considérera que ces exigences sont acquises pour les aciers de charpente métallique depuis 1960.

2 - Réparations

2.1 - Généralités

Les réparations sur ouvrages métalliques concernent essentiellement les assemblages et les pièces métalliques. Les techniques d'assemblages doivent être regardées concomitamment à l'étude de réparation. On peut bien évidemment constater des désordres justifiant une réparation dans les éléments non métalliques de l'ouvrage (dalle en béton, voûtain en maçonnerie). Ces cas ne sont pas abordés dans le présent fascicule.

Toute réparation, quelle que soit son importance, ne s'improvise pas et doit donc donner lieu à une étude détaillée permettant de définir la méthodologie des opérations. Cette étude nécessite généralement la connaissance des caractéristiques mécaniques de l'acier. Celles-ci peuvent être obtenues en premier lieu en étudiant le dossier d'ouvrage, et éventuellement, en cas de nécessité, en réalisant des essais à partir de prélèvements. Ces éléments ont été le plus souvent établis lors de la phase de diagnostic.

Les principales difficultés à résoudre lors des travaux de réparation concernent le choix de la technique d'assemblage, le phasage des opérations 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.

La soudure est aujourd'hui le mode d'assemblage le plus utilisé et le plus efficace des structures métalliques modernes, mais un certain nombre de précautions doivent être prises et le recours à la soudure peut s'avérer inapproprié dans certains cas.

2.2 - Les techniques d'assemblage en réparation

Les assemblages fonctionnent selon des principes mécaniques différents selon leur constitution :

- la soudure reconstitue la continuité de la matière ;
- les boulons HR transmettent les efforts par frottement ;
- les rivets et les boulons injectés fonctionnent en cisaillement.



Illustration 149 : Réfection d'un assemblage riveté

Il est très fortement recommandé de ne pas associer des modes de fonctionnement différents sur un même assemblage. Par contre, il est 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.

La conception d'une réparation d'assemblage doit amener à prendre en compte :

- le mode d'assemblage en place ;
- la géométrie des pièces (bridage, déformation, jeux, etc.) ;
- les efforts sollicitants (traction, compression, cisaillement) ;
- la nature de l'acier ;
- les contraintes de réalisation ;
- le maintien ou non de la circulation (solicitation de l'assemblage, vibrations) ;
- la température, l'humidité ;
- l'accessibilité ;
- la complexité du phasage de réalisation ;
- la possibilité de vérifier l'efficacité de la réparation, et de détecter de possibles désordres ultérieurs, ainsi que la possibilité de traitement de ces éventuelles anomalies : il est plus facile de reprendre un boulon mal serré qu'une soudure mal exécutée ;
- la durabilité (une soudure continue est moins sensible à la corrosion qu'un assemblage boulonné ou rivé) ;
- le coût.

2.2.1 - Réparation par boulons et rivets

Les opérations de réparation d'assemblages boulonnés ou rivetés doivent obéir aux règles de base mentionnées dans le cadre de l'entretien spécialisé.

Lorsque les pièces de l'assemblage sont manifestement trop déformées par le foisonnement dû à la corrosion, il est préférable de ne pas chercher à annuler les déformations en plaquant en force les pièces les unes contre les autres, mais de procéder plutôt à un bourrage des vides à l'aide d'un mastic. Si les pièces sont trop déformées, il convient de les remplacer.



Illustration 150 : Masticage des vides

Dans le cas d'opérations de réfection d'assemblages boulonnés ou rivetés, il convient de ne procéder au remplacement des rivets ou boulons qu'en prenant garde aux taux de travail des rivets ou boulons subsistants. Il faut savoir que, dans tout ouvrage en service, un travail d'adaptation s'est effectué et que toute modification de la structure engendre une modification de l'état des contraintes locales.

2.2.2 - Réparations par soudage

Prescriptions générales

D'une façon générale, la réparation par soudage nécessite de s'assurer de la soudabilité du métal constitutif de l'ouvrage existant. Elle impose le recours à un ingénieur soudeur capable 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, les soudures secondaires ou de faible section n'étant pas toujours les moins nocives.

Lorsque l'on a recours à la soudure comme mode d'assemblage sur un ouvrage, il convient :

- en premier lieu, d'étudier le dossier d'ouvrage. Ainsi des informations importantes comme l'année de construction de l'ouvrage et le type de métal utilisé peuvent être trouvées. Lorsque ces informations ne sont pas disponibles ou que des doutes subsistent, des essais peuvent être engagés, analyse chimique et métallographie, pour vérifier la soudabilité des métaux anciens ;
- d'établir les conditions de soudage (type de soudage, accès, intensité, vitesse de soudage, tension, préchauffage et/ou postchauffage, protections vis-à-vis des aléas climatiques) ainsi que le type de 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 (rayon de raccordement par gousset de grand rayon de 200 à 300 mm, variation progressive de la géométrie des pièces, etc.) ;
- d'étudier le principe de transmission des efforts de la structure existante aux éléments additionnels, en particulier dans le cas de sollicitations de tôles suivant le travers court (sens perpendiculaire au feuillet moyen de la tôle) ;
- pour les aciers à haute limite élastique, 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 déterminer si nécessaire les propriétés mécaniques dans le sens de l'épaisseur (caractéristiques dites « Z ») de la tôle.

Dans des cas très particuliers, une Qualification de Mode Opératoire de Soudage dit QMOS peut être nécessaire. Elle consiste à réaliser un élément témoin avec des matériaux prélevés sur ouvrage suivi de la réalisation de divers essais. Cette QMOS peut être imposée dans le dossier de consultation des entreprises. Cependant ce type de test reste exceptionnel, du fait des dimensions relativement importantes des échantillons à prélever (1 à 2 éléments de 350 x 150 mm au minimum).

Soudage sur le fer puddlé

La réparation par soudage d'assemblages en fer puddlé est très délicate et il est difficile d'établir des règles générales, vue l'hétérogénéité intrinsèque de la fabrication de ce matériau.

Deux principes peuvent toutefois être établis :

- La faible teneur en carbone exclut le risque de fissuration à froid (fissure qui apparaît quelque temps après l'opération de soudage du fait de la présence d'hydrogène dans la zone de soudage).
- La structure feuilletée, comportant des lits d'inclusions à teneur en soufre et phosphore relativement élevée, entraîne un risque de séparation des feuillets lors des opérations de soudage.

Il est très délicat de souder sur des fers puddlés ayant des allongements très faibles. Les contraintes de retrait dues au soudage génèreraient la fissuration du métal de base. Pour plus de détails sur les conditions d'une telle soudure, il faut se référer au document « Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé » paru au Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées N° 130 (mars-avril 1983).

Le soudage sur des ouvrages en fer puddlé peut cependant exceptionnellement être envisagé moyennant un certain nombre de précautions opératoires comme la réalisation de passes de beurrage au niveau du fer puddlé avant la réalisation de la soudure pour solidariser les divers feuillets constitutifs d'une section.

Soudage sur ouvrages en acier dit « ancien »

Ces ouvrages ont généralement été construits avant les années soixante-dix et assemblés par rivetage et boulonnage.

La réparation par soudage est possible pour ces ouvrages, mais ne doit être utilisée que lorsque le remplacement par un assemblage identique à celui de la construction est difficile à mettre en œuvre.

Sur les ouvrages en acier dit « ancien », le remplacement des rivets ou boulons par des éléments soudés doit être étudié avec beaucoup d'attention, car les aciers mis en œuvre présentent des caractéristiques de soudabilité moindres que celles des aciers modernes et variables suivant l'époque de construction de l'ouvrage notamment du fait des processus de fabrication utilisés, de la propreté des aciers ainsi que de leurs caractéristiques de ténacité.

Soudage sur ouvrages soudés

Sur ce type d'ouvrages, la réparation par soudage ne pose généralement pas de réel problème puisque les aciers mis en œuvre devaient présenter de bonnes caractéristiques de soudabilité.

La difficulté rencontrée régulièrement sur ces aciers est leur faible résistance à la traction dans le sens perpendiculaire à la surface de la tôle du fait des processus de production utilisés jusqu'au début des années quatre-vingts. Il est donc nécessaire de limiter la sollicitation des éléments de l'ouvrage suivant cet axe.

Il faut aussi être vigilant à limiter les efforts de bridage dans les éléments à assembler pour éviter une fissuration à froid des cordons de soudure.

2.3 - Conception des réparations

2.3.1 - Généralités

Les éléments porteurs des ponts métalliques sont généralement apparents et donc accessibles. Les ouvrages métalliques sont conçus par assemblages d'éléments, ce qui facilite leur éventuel remplacement. De plus, la nature des matériaux, tout particulièrement celle de l'acier, permet d'envisager des ajouts ou des découpes. Les ouvrages métalliques se prêtent ainsi plutôt bien aux opérations de réparation (ajout de tôles, modification des assemblages, etc.).

Lorsqu'un élément est dégradé, le principe de base est de le reconstituer à l'identique en cherchant à améliorer sa durabilité (meilleure évacuation des eaux, etc.). 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 reconfigurer localement la zone la plus déformée ou déchirée et à renforcer plus globalement la pièce en ajoutant de la matière.

L'étude de réparation doit définir le phasage de réalisation des travaux permettant de passer de l'état actuel dégradé vers l'état visé en assurant l'équilibre de la structure à chaque phase. Ce phasage implique le plus souvent la réalisation d'un transfert de charges. Lorsqu'un élément de la structure originelle est remplacé par un élément neuf, l'élément neuf doit présenter en théorie et dans la mesure du possible, à vide, un état de contrainte proche de celui de l'élément remplacé et il est nécessaire de réaliser les opérations de transfert de charges hors charges routières. Le projet de réparation cherche à s'approcher de cet optimum et justifie la structure modifiée en tenant compte d'éventuelles redistributions d'efforts.

Très souvent, l'estimation des redistributions réelles dans la structure est difficile et on peut être 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.

Si 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 soumises à des efforts combinés ou à de la torsion. Il faut également veiller à ce que les phases de transfert de charges ne créent pas d'efforts parasites notamment en raison d'excentremments. Dans tous les cas, les 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.

L'étude préalable doit notamment traiter les points suivants :

- étendue du remplacement (toute la pièce, une partie de la pièce, etc.) en fonction des zones d'assemblage et de la nature de ces assemblages pour les ouvrages antérieurs à 1960, on adopte les éléments du dossier d'ouvrage ;
- choix des métaux des pièces d'apport ;
- géométrie des zones découpées, (par exemple : découpe arrondie de grand rayon (200 à 300 mm) des panneaux d'âme pour limiter les efforts de fatigue, etc.) ;
- choix du mode d'assemblage ;
- géométrie de la nouvelle pièce et raccordement à la pièce existante (raccordement progressif dans le cas d'ajout de matière) ;
- phasage du remplacement permettant de passer de l'état actuel dégradé vers l'état visé en assurant l'équilibre de la structure lors de chaque phase : état de contrainte à vide des pièces, transfert et reprise de charges au cours des opérations de remplacement, étaie provisoire, raidissage provisoire, etc. ;
- dispositions constructives visant à éviter la corrosion (pas de pièges à eau et à détritiques) ;

- restrictions de circulation pendant travaux ;
- éventuellement, traitements préalables ou accompagnant la réparation : traitements thermiques, redressement mécanique (précautions à prendre vis-à-vis de la libération d'efforts, de la plastification locale des matériaux, des allongements admissibles, etc.) ;
- dans le cas d'un ouvrage justifiant d'une réparation, il peut être opportun, pour les ouvrages fortement circulés d'évaluer la résistance à la fatigue des assemblages critiques.



Illustration 151 : Calage d'un ouvrage pendant travaux

Dans le cas d'interventions majeures, il est conseillé de procéder à des essais préalablement à la réception. Il est souhaitable pour les cas les plus complexes de prévoir une instrumentation spécifique visant à évaluer les efforts et les déformations de la structure et du système de transfert et à réaliser des épreuves de réception.

2.3.2 - Cas des structures triangulées à assemblages rivetés ou boulonnés

Il peut être procédé soit au remplacement d'éléments constitutifs de la pièce (cornière, plat, etc.) soit au remplacement total de la pièce incriminée. Dans le premier cas, les solutions de jonction par soudage doivent être évitées au profit d'assemblage par rivetage ou boulonnage. Dans le second cas, les pièces peuvent être constituées par soudage, puis assemblées à la structure par rivetage ou boulonnage. La réparation se fait le plus souvent par démontage d'assemblage et la découpe de pièces reste limitée.



Illustration 152 : Exemple de remplacement de cornières sur un montant

2.3.3 - Réparation 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 et son mode d'assemblage.

L'intervention se fait le plus généralement à vide (tout particulièrement dans le cas de recours au soudage). Un phasage avec transfert de charges 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 dans les paragraphes précédents. 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.

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, dans la mesure du possible, doivent gêner le moins possible la surveillance et l'entretien de la structure.

Si la dégradation de la pièce est limitée, l'option retenue est généralement d'ajouter de la matière pour reconstituer la section résistante initiale. Lorsque le niveau de dégradation est important (corrosion avancée, déformation ou déchirure liée à un choc), il est souvent nécessaire de procéder à une découpe de la partie de l'élément concerné, puis à une reconstitution voire à un renforcement de cet élément.

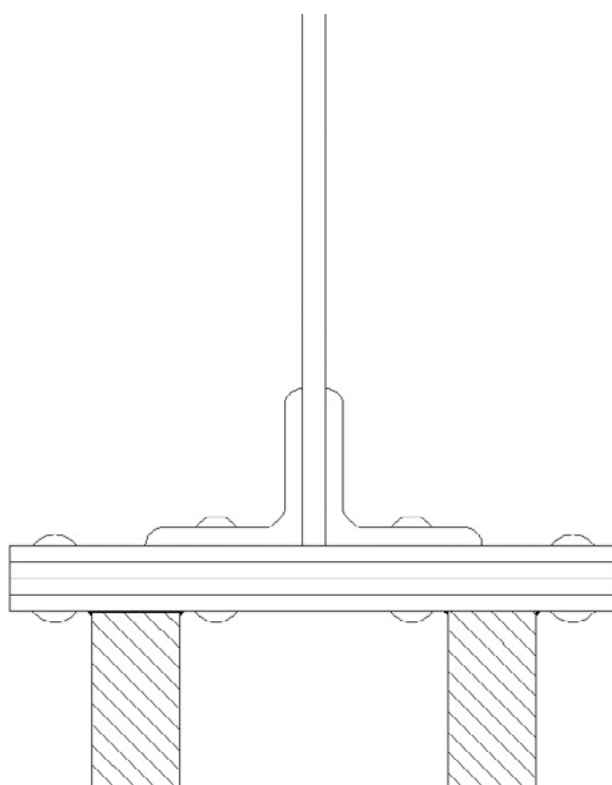


Illustration 153 : Exemple de renforcement par ajout de profils métalliques soudés (parties hachurées)

Dans le cas général, on retient des modes d'assemblages identiques à ceux existants. Pour les ouvrages soudés, le procédé d'assemblage le plus usuel est bien sûr le soudage, mais selon la géométrie de la structure (crainte d'efforts de bridage liés à l'opération de soudage), les caractéristiques du métal de la pièce et les contraintes d'exécution - le soudage impose le plus souvent la fermeture à la circulation de l'ouvrage pour éviter la vibration de la structure - il peut être pertinent d'utiliser le boulonnage (boulons HR) comme mode d'assemblage.

2.3.4 - Réparation par triplure

Les âmes des poutres reconstituées rivées présentent parfois des fissures de fatigue au niveau de leur attache. Cela est dû à une conception d'attache où l'âme travaille localement en cisaillement et en flexion. Cette avarie peut être réparée par une « triplure » de l'âme : le principe est de venir prendre l'âme en sandwich par deux tôles qui viennent se reprendre sur les cornières membrures et sur les cornières montantes en pontant ainsi l'âme défaillante.

Avant travaux

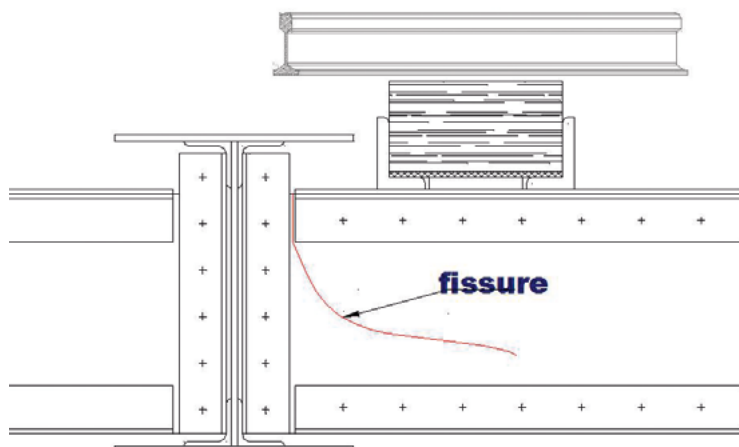


Illustration 154 : Âme avant travaux (schéma SNCF)

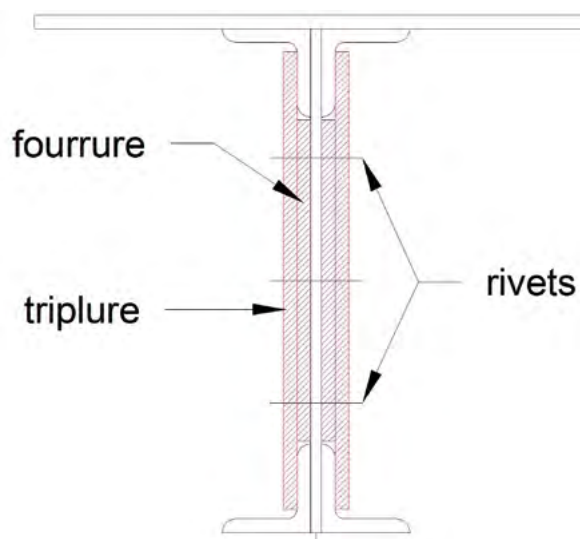


Illustration 155 : Mise en place des tôles additionnelles (schéma SNCF)

Après travaux

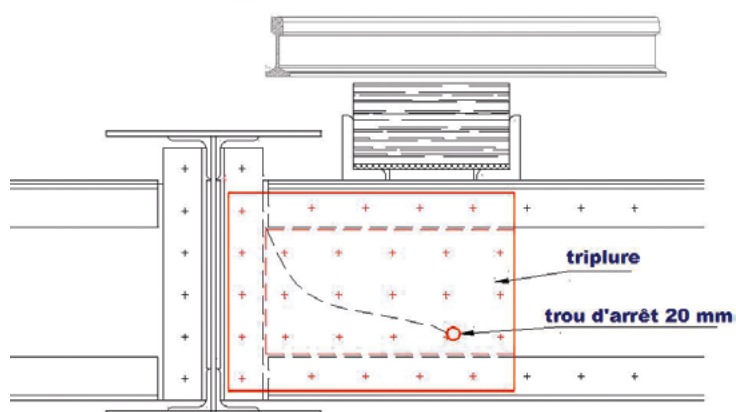


Illustration 156 : Âme après réparation (propriété des schémas : SNCF)

Le mode opératoire pour la réalisation d'une triplure d'attache de l'âme d'un longeron sur pièce de pont est ainsi, à titre d'exemple, le suivant :

- 1 - Préparation des pièces (deux fourrures et deux couvre-joints) après relevé précis de l'attache.
- 2 - Réalisation d'un trou de diamètre minimal de 20 mm à l'extrémité du front de la fissure destinée à empêcher ou du moins à freiner sa progression.
- 3 - Démontage des rivets d'attache entre les cornières « membrures supérieure et inférieure » et l'âme du longeron, des rivets du couvre-joint d'âme du longeron et des rivets d'attache des cornières montantes sur l'âme du longeron.
- 4 - Mise en place des deux fourrures de compensation de part et d'autre de l'âme du longeron, dans l'espace entre les cornières « membrures supérieure et inférieure », les cornières « montantes » et le couvre-joint d'âme du longeron.
- 5 - Mise en place des deux couvre-joints d'âme de triplure couvrant les cornières « membrures supérieure et inférieure » et les cornières « montantes ».
- 6 - Perçage et alésage des trous d'assemblage de la triplure.
- 7 - Assemblage définitif de la triplure par rivetage avec de nouveaux rivets d'un diamètre supérieur à celui des rivets remplacés ou à l'aide de boulons calibrés (diamètre du fût du boulon = diamètre du trou).

2.3.5 - Réparation et renforcement par matériaux composites

La réparation par matériaux composites d'ouvrages métalliques, technique déjà employée dans certains pays, a été initiée sur un pont mixte en France (pont du Dancourt). Il s'agit en général de lamelles préfabriquées à base de fibres de carbone. Si cette technique est couramment utilisée pour les structures en béton, on manque encore de retour d'expérience quant à la durabilité de ces renforcements sur les ouvrages métalliques.

Cette technique peut s'avérer pertinente pour certaines applications bien précises telles que, 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. La simplicité de mise en œuvre est un atout même si une grande exigence est nécessaire quant à la qualification des personnels chargés des travaux.

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). 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. 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. On rappelle également que les colles utilisées doivent être compatibles avec les températures que l'ouvrage subira en service.



Illustration 157 : Essai d'arrachement pour réception du support



Illustration 158 : Mise en œuvre d'une lamelle de composite en sous face d'une poutre

2.3.6 - Réparation des couvertures métalliques d'ouvrages enterrés

Les couvertures métalliques enterrées sont des structures fréquemment rencontrées dans les ouvrages souterrains, notamment ceux de la RATP. Les principaux désordres des couvertures d'ouvrages enterrés sont dus à l'absence ou à la dégradation des chapes d'étanchéité et parfois aux dommages causés par les concessionnaires en surface lors de leurs interventions. Ces dégradations sont principalement localisées aux abouts des poutres principales, aux nœuds avec les entretoises de rives et des éléments de tôles garde-grèves. Ces zones sont généralement situées au droit du fil d'eau de la chaussée supportée par l'ouvrage. De plus, l'exiguïté des zones d'about maintient une ambiance humide propice au développement de la corrosion. Ces zones étant peu accessibles, il est souvent difficile d'estimer leur état de dégradation.



Illustration 159 : Dégradation d'une poutre de couverture

Les solutions de réparation envisageables doivent prendre en compte la nécessité de minimiser l'impact de ces travaux sur l'exploitation des réseaux portés et franchis. Dans les cas extrêmes où la structure est fortement endommagée, on a recours à une intervention depuis la surface lorsque l'ouvrage se situe à une faible profondeur. Ainsi, il est possible de remplacer les poutres dégradées depuis la voirie portée ou de faire un changement partiel d'une poutre. Pour la réalisation de ces travaux, plusieurs modes de levage peuvent être utilisés, soit depuis le quai, soit depuis le haut.

Un exemple détaillé d'intervention sur le réseau de la RATP est présenté en annexe.

2.3.7 - Ouvrages avec voûtains

Lorsque les travaux de réparation impliquent le démontage des voûtains, il conviendra de s'interroger sur l'opportunité de remplacer à neuf le tablier, par exemple en substituant des voûtains en béton aux voûtains en briques d'origine.

2.3.8 - Amélioration et réparation des assemblages soudés vis-à-vis de la 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 :

- structures soudées :
 - élimination de la fissure par meulage,
 - 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.

En présence d'un assemblage déjà fissuré, on veillera en premier à empêcher ou du moins à freiner la progression de la fissure, en réalisant, si c'est possible, et non préjudiciable à l'assemblage, un trou de 20 mm de diamètre minimal. Cette opération stoppe provisoirement la progression de la fissure, ce qui permet de concevoir et de réaliser une réparation.

Ces opérations sont délicates à mettre en œuvre sur site et nécessitent une technicité importante. La protection anticorrosion devra être au moins localement reconstituée. Pour plus d'informations sur la fatigue, on peut se référer au guide du Sétia « Ponts métalliques et mixtes : résistance à la fatigue » et au guide AFGC « Les aciers à Haute Limite d'Élasticité » de 2012.

2.3.9 - 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 contraintes (concentrations de contraintes plus faibles). La première consiste à déplacer la zone potentielle d'apparition de la fissure par ajout de matière. Les suivantes consistent à réduire la concentration de contraintes en pied de cordon par des techniques dites de parachèvement de soudure.

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. Cette technique apparaît la plus fiable pour un ouvrage mal conçu.

Meulage : On modifie le pied du cordon de soudure par meulage dans le but de lui retirer ses défauts géométriques. 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. Les résultats de cette technique dépendent pour beaucoup du soin de sa réalisation. Il faut éviter aussi toute création de pièges à eau. On peut espérer augmenter la classe d'un détail de 10 à 20 %.

Refusion TIG (Tungsten Inert Gas) : Il s'agit de refondre, sans métal d'apport, le pied de cordons de soudure d'angle ou l'extrémité latérale d'un cordon de soudure bout à bout, de façon à assurer un raccordement plus doux entre le métal fondu et le métal de base. Cette opération annule l'historique des cycles de contraintes de la zone de cordon concernée. 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). Lors de l'utilisation de cette méthode, il est nécessaire de prendre certaines précautions et la procédure doit être bien définie. Par exemple, un refroidissement trop brutal de la refonte fragiliserait le métal (phénomène de trempe) et augmenterait le risque de rupture fragile par temps froid.



Illustration 160 : Exemple d'ajout de gousset et de refusion des extrémités du cordon de soudure

2.3.10 - Traitement par compression locale

Le principe consiste à venir comprimer la surface de la zone sensible afin « d'effacer » les cycles de contraintes, l'état de contraintes résiduelles est ainsi localement modifié.

On distingue le grenailage de précontrainte, obtenu par projections de particules d'acier, du martelage qui est réalisé à l'aide d'un pistolet pneumatique à aiguilles. Pour le martelage, le nombre d'impacts est moins important mais la précontrainte apportée plus forte.

Ces techniques dont la performance théorique est démontrée, sont néanmoins délicates à mettre en œuvre et leur efficacité pratique est difficile à établir.

2.3.11 - Gain potentiel apporté par ces techniques de parachèvement de soudure

L'Eurocode 3 partie 1-9 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'International Institute of Welding a rédigé des recommandations permettant de surclasser les assemblages ayant fait l'objet de traitement de parachèvement [5]. Les principaux résultats sur ce sujet sont repris dans le guide AFGC « Les aciers à Haute Limite d'Élasticité » d'octobre 2012 [10].

Nous donnons ci-après quelques extraits du guide AFGC.

« 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 permettant 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 recristallisation locale du métal, d'annuler l'historique de fatigue de la matière (« remise à zéro du compteur de cycles de contrainte »). Le guide AFGC [11] recommande (tableau 3.39) les améliorations ci-dessous :

3 R est le rapport des contraintes minimales sur les contraintes maximales : $R = \sigma_{min} / \sigma_{max} < 0$

Effet bénéfique du parachèvement (quelle que soit la méthode appliquée)	
Catégorie de détail de l'EC3, non traité, $\Delta\sigma_C$	Catégorie de détail parachévé, $\Delta\sigma'_C$
90	100
80	100
71	90
63	80
56	71
50	63
45	56
40	50
36	45

Illustration 161 : Effets bénéfiques du parachèvement

2.3.12 - Réparations liées à des chocs sur poutres

Les cas recensés de chocs de véhicules routiers sur les poutres porteuses 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 de remettre l'ouvrage dans un état aussi proche que possible de celui d'origine.

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, par exemple en rehaussant le tablier. Lorsque le coût de la réparation est pris en charge par une assurance, celle-ci ne couvrira que la réparation à l'identique.

Parmi les solutions de renforcement de l'ouvrage, on peut notamment citer :

- le renforcement de la semelle inférieure, par exemple, par la mise en place d'une tôle inclinée entre l'âme et la semelle avec remplissage éventuel en béton de l'espace entre ces éléments ;
- en accompagnement éventuel, le renforcement du cordon de soudure âme / semelle ;
- la mise en place de butée d'appui dans le but d'éviter l'échappement d'appui des structures légères ;
- la mise en place d'éléments d'entretoisement dans l'optique de redistribuer les efforts et de faire travailler ensemble plusieurs poutres sous l'effet d'un choc.

2.3.13 - Réparation des ouvrages incendiés

Dans le cas d'un incendie, la réparation peut consister à remplacer ou renforcer une partie de l'ouvrage (voire la totalité) dont les déformations sont excessives ou dont les caractéristiques métallographiques ont été altérées.

Bibliographie

Normes

NF EN ISO 206 de novembre 2014 : Béton Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité et son annexe nationale NF EN ISO 206 /CN du 19/12/2014.

NF EN ISO 4618 de novembre 2014 : Peintures et vernis - Termes et définitions.

NF T34-554-2 de mai 1998 : Peintures et vernis - Systèmes de peinture anticorrosion - Stabilité dans le temps des caractéristiques colorimétriques d'une peinture de finition pour ouvrage métallique - Partie 2 : détermination sur ouvrage en service.

NF EN ISO 12944-2 Septembre 1998 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 2 : classification des environnements.

ISO 4628-1:2003 : Peintures et vernis - Évaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 1 : Introduction générale et système de désignation.

ISO 4628-2:2003 : Peintures et vernis - Évaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 2 : Évaluation du degré de cloquage.

NF EN ISO 4628-3 Mai 2004 : Peinture et vernis - Évaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 3 : évaluation du degré d'enrouillement.

ISO 4628-4:2003 : Peintures et vernis - Évaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 4 : Évaluation du degré de craquelage.

ISO 4628-6:2011 : Peintures et vernis - Évaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 6 : Évaluation du degré de farinage par la méthode du ruban adhésif.

NF EN ISO 12737 Avril 2011 : Matériaux métalliques - Détermination du facteur d'intensité de contrainte critique.

ISO 13822:2010 : Bases du calcul des constructions - Évaluation des constructions existantes.

NF P98-286 : 2006 : Essais relatifs aux chaussées - Produits d'étanchéité pour ouvrages d'art - Détermination de la résistance à la fatigue d'une étanchéité/roulement sur tôle métallique - Méthode d'essai sur banc de fatigue en flexion sous moment négatif.

NF EN ISO 148-1 Janvier 2011 : Matériaux métalliques - Essai de flexion par choc sur éprouvette Charpy - Partie 1 : méthode d'essai.

Fascicules

Fascicule 56 du CCTG Travaux - Arrêté du 30 mai 2012 - Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion.

Guides et rapports d'études ou de recherche

Note d'information n° 35 : « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants - Pratiques en vigueur dans le réseau scientifique et technique (RST) » Sétra - Mai 2012.

Note d'information ouvrages d'art publiée par Cerema/IFSTTAR « Aciers autopatinables - Recommandations pour leur utilisation en structure des ponts et passerelles » : Note n° 02 Avril 2015.

Guide méthodologique « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » - Cerema - Mai 2015.

Maîtrise des risques - Application aux ouvrages existants - Sétra - Janvier 2013 (mise à jour septembre 2015).

Rapport d'études « Théorie de la fiabilité - Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art » Sétra - Février 2012.

Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants - AFGC (Mars 2003) - publié aux Presses des Ponts et Chaussées - ISBN : 2-85978-375-X, 2003.

Rapport d'études « Méthodes avancées d'évaluation structurale des ouvrages - Mise en pratique de l'analyse de la fiabilité » - Cerema - À paraître.

Résistance à l'incendie - Évaluation des ponts routiers - Cerema - À paraître.

Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants - Cerema - Juillet 2017.

Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des VIPP - Cerema - À paraître.

Guide « Décapage des peintures anticorrosion des ouvrages d'art métalliques - Caractérisation du déchet et proposition d'une filière de gestion » à paraître.

Guide de conception et de justifications Sétra-CITCM-SNCF : Ponts métalliques et mixtes - Résistance à la fatigue - Sétra éditions, Mai 1996.

Guide technique « Entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques » (LCPC Décembre 2005).

Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées n° 130 de mars-avril 1983.

Comportement des dalles Robinson en cours de construction Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 133, septembre-octobre 1984.

Guide « Pathologies, diagnostic et réparation des chapes d'étanchéité d'ouvrages d'art (IFSTTAR 2011).

Guide de conception - Ponts mixtes acier-béton bipoutres - Sétra Octobre 1985.

Ponts mixtes - Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles - Sétra Septembre 1995.

Manuel des bonnes pratiques pour la protection contre la corrosion en site portuaire. Guide technique du CETMEF de 2012.

Catalogue des défauts apparents des ouvrages d'art métalliques édité en commun par le LCPC et le Sétra le 1^{er} janvier 1981.

Guide n° 1 [Fame] : Réparation et rénovation des structures métalliques du STRRES - Version n° 2 de novembre 2014.

Dictionnaire de l'entretien routier - volume 5 - Ouvrages d'art - MEEDDAT - ONR.

Rapport d'étude du projet de recherche ANR-06-RGCU-0005 dit ORTHOPLUS.

Articles de l'OTUA

Bulletin Ponts Métalliques de l'Otua

- n° 3 « Note sur des examens et essais d'assemblages soudés ayant subi des efforts importants » 1972
- n° 3 « Résumé des dispositions concernant la protection contre la corrosion des ponts métalliques » 1972
- n° 4 « Commentaires sur les recommandations de l'Institut International de la Soudure pour la classification des aciers utilisés en constructions soudées » 1972
- n° 5 « Détails d'exécution, dalles orthotropes » 1973
- n° 5 « Évolution des techniques sidérurgiques - Incidence sur le choix des solutions en matière de produits destinés à la construction métallique » 1973
- n° 6 « Application de la théorie des états limites au calcul des poutres mixtes » 1975
- n° 6 « Ouvrages d'art mixte, comparaison des règlements concernant les ponts mixtes » 1975
- n° 8 « Les aciers d'aujourd'hui pour les ouvrages d'art métalliques » 1982
- n° 8 « Les aciers pour ouvrages d'art métalliques » 1982
- n° 8 « Conseils pour le soudage des aciers de construction métallique » 1982
- n° 8 « Tendances actuelles dans la construction des ponts en acier » 1982
- n° 9 « La capacité portante des ponts-rails » 1983
- n° 9 « Comportement à la fatigue du métal constituant les ponts-rails anciens » 1982
- n° 9 « Principales défauts rencontrés sur les ponts-rails métalliques et modes de réparation » 1982
- n° 9 « Réparation du pont-rail sur la Garonne à Bordeaux » 1982
- n° 10 « Boulons à serrage contrôlé » 1984
- n° 10 « Tôles fortes à épaisseur variable » 1984
- n° 10 « La résistance à la fatigue des assemblages soudés à l'arc en aciers de construction métallique » 1984
- n° 10 « La protection anticorrosion des ouvrages métalliques, évolution technique et réglementaire » 1984
- n° 10 « La protection anticorrosion des ponts métalliques à la SNCF » 1984
- n° 10 « Enquête de l'OTUA concernant la protection contre la corrosion des ouvrages maritimes et portuaires » 1984
- n° 10 « Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé » 1984
- n° 11 « L'entretien des ouvrages métalliques souterrains du métro de Paris » 1985-1986
- n° 11 « Conception et calcul des éléments transversaux dans les ponts-routes mixtes » 1985-1986
- n° 13 « Effondrement du pont suspendu de Sully-sur-Loire » 1989
- n° 13 « Résilience et rupture fragile » 1989
- n° 13 « Réhabilitation d'un ouvrage d'art métallique ancien. Pont en arc sur le grand bras de la Seine - Liaison ferroviaire « Vallée de Montmorency – Ermont - Invalides » 1989
- n° 14 « Les ouvrages d'art métalliques - Les matériaux constitutifs » 1990
- n° 14 « Réparation par soudage des ouvrages métalliques anciens : étude de la soudabilité des aciers » 1990
- n° 15 « Le calcul des ponts métalliques et les règlements européens : la situation début 1992 » 1992

- n° 16 « Durabilité des dalles des ponts mixtes » 1993
- n° 16 « Étude de la fissuration de la dalle du viaduc de la Violette » 1993
- n° 16 « Ponts mixtes : Faut-il revenir aux errements de la circulaire du 15 mars 1966 ? »
- n° 17 « De nouveaux aciers pour la construction métalliques – Les aciers thermomécaniques S355 et S460 » 1994
- n° 18 « Étude des montants des cadres d'entretoisement des bipoutres à entretoises » 1996
- n° 20 « Deux siècles de ponts métalliques : une vue d'ensemble » 2000
- n° 20 « Les ponts en arc » 2000
- n° 20 « Les ponts suspendus » 2000
- n° 20 « Les ponts-rails métalliques » 2000
- n° 20 « Les ponts à poutres » 2000
- n° 20 « Les ponts et viaducs du métro de Paris » 2000
- n° 20 « Règlements de calcul des ponts métalliques » 2000
- n° 20 « Matériaux pour ouvrages d'art métalliques : évolution des règlements et des normes » 2000
- n° 20 « Des aciers pour les ponts » 2000
- n° 20 « La fabrication des ponts métalliques » 2000
- n° 20 « Gestion, entretien et réparation des ponts métalliques » 2000
- n° 20 « La protection anticorrosion des ponts métalliques » 2000
- n° 20 « La construction des ponts au XIX^e siècle : La suprématie technique du métal » 2000
- n° 20 « Les ouvrages d'art en acier : Historique et architecture » 2000
- n° 21 « Les ponts suspendus : passé, présent, futur » 2001
- n° 21 « Rénovation du Pont du 25 avril sur le Tage à Lisbonne » 2001
- n° 21 « Les platelages métalliques en dalle orthotrope » 2001

Bulletin Ouvrages Métalliques de l'Otua

- n° 2 « Deux siècles de passerelles métalliques » 2002
- n° 2 « Les viaducs métalliques démontables pour passages surélevés provisoires » 2002
- n° 2 « Le Projet National MIKTI » 2002
- n° 3 « Les ponts mobiles français aux XIX^e et XX^e siècles » 2004
- n° 3 « Le projet de rénovation du pont Hercilio-Luz, Brésil » 2004
- n° 4 « Restauration du pont au Double à Paris » 2004
- n° 6 « Réhabilitation des ouvrages métalliques à la RATP » 2010
- n° 6 « Les tôles fortes à hautes performances » 2010
- n° 6 « Le contexte normatif et réglementaire » 2010

Articles référencés dans le corps du texte

- [0] 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.
- [1] Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, article publié en février 2008 par la revue JRC Scientific and Technical Reports et référencé EUR 23252 EN – 2008 Auteurs: B. Kühn, M. Lukić, A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, Ö. Bucak publié en février 2008 et reference, EUR 23252 EN – 2008.
- [2] COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES to EN 1993-1-10 "Material toughness and through thickness properties" and other toughness oriented rules in EN 1993, article publié en février 2008 par la revue JRC Scientific and Technical Reports et référencé EUR 23510 EN – 2008. Auteurs: G. Sedlacek, M. Feldmann, B. Kühn, D. Tschickardt, S. Höhler, C. Müller, W. Hensen, N. Stranghöner, W. Dahl, P. Langenberg, S. Münstermann, J. Brozetti, J. Raoul, R. Pope, F. Bijlaard.
- [3] Improved Assessment Methods for Static and Fatigue Resistance of Old Steel Railway Bridges Background document D4.6 – 6th Framework Programme – Sustainable Bridges.
- [4] 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.
- [5] Document IIV-1823-07 (doc XIII-2151-07r4 / XV-1254-07r4) - Décembre 2008 – Recommandations pour la conception en fatigue des assemblages et composants soudés.
- [6] Les aciers à Haute Limite d'Elasticité – Documents scientifiques et techniques – AFGC – Construire l'Acier – Octobre 2012.
- [7] Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges - Advice on the use of advanced methods – 6th Framework Programme – Sustainable Bridges.
- [8] Development and application of a fatigue class catalogue for riveted bridge component- TU de GRAZ.
- [9] ASTM-E 1820-01 : Standard Test method for Measurement of Fracture Toughness – American Society of Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 2002.
- [10] Les aciers à Haute Limite d'Elasticité – Documents scientifiques et techniques – AFGC – Construire l'Acier – Octobre 2012.
- [11] Rapport de recherche n°271 « Alte Stähle und Stahlkonstruktionen » du Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) publié en 2005.

Articles non référencés

La vie fragile des grands ouvrages métalliques anciens : le cas du viaduc de Garabit. Revue générale des chemins de fer, n° 217, parue en juillet-août 2012.

D. Landolt, Corrosion et Chimie de Surface des Métaux, Traité des Matériaux, Volume 12, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 1997.

G. Béranger, G. Henry, G. Sanz, Le Livre de l'Acier, Lavoisier Tech. Doc, Paris, 1994.

J.L. Crolet, G. Béranger, Corrosion en milieu aqueux des métaux et alliages, M150, Techniques de l'ingénieur, Paris, 1998.

Y. Adda, J.M. Dupuy, J. Philibert, Y. Quéré, Eléments de métallurgie physique, Tome 6, Corrosion, oxydation, applications, Éditeur INSTN, CEN Saclay, 1991.

D. François, Essais de rupture, M 126, Techniques de l'ingénieur, Paris 1996.

« Courants vagabonds et corrosion métallique » du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de janvier 1986.

P. Méhue, Platelages métalliques et revêtements de chaussées. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 111, pp.19-28, 1981.

P. Méhue, Les platelages métalliques en dalle orthotrope, OTUA Bulletin Ponts Métalliques n°21, 2002.

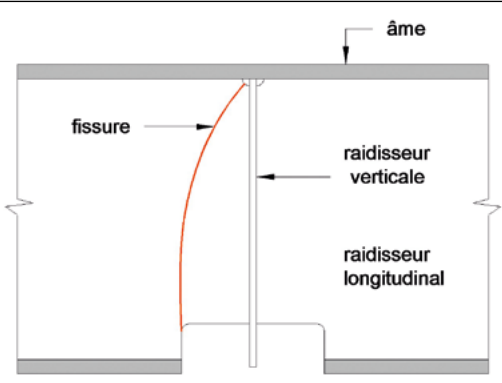
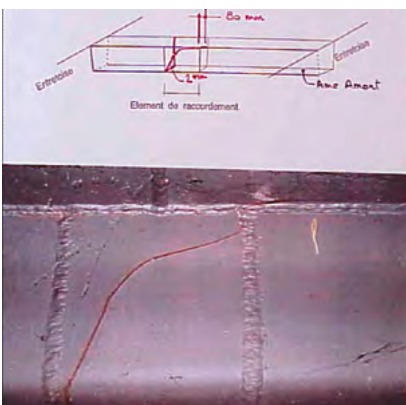
Bulletins de Liaison des Ponts et Chaussées n° 111 et 113 consacrés aux « Revêtements de chaussées sur platelages métalliques ».

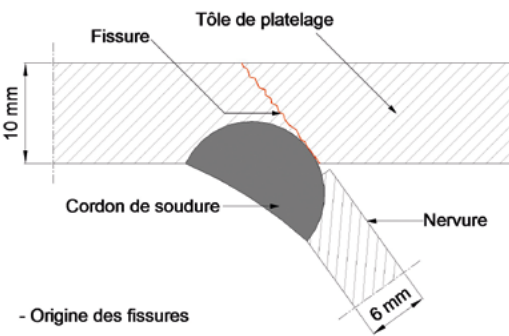
Annexe

1 - Exemples de mauvaises dispositions constructives

Les exemples présentés permettent d'attirer l'attention sur les dispositions qui sont particulièrement à surveiller lors de la visite d'ouvrage.

Les dispositions constructives conditionnent pour une grande part la possibilité de développement de désordres, tant pour la corrosion que pour le développement de fissures. On trouve ci-après des exemples de mauvaises dispositions employées sur des ponts construits après 1950 et ayant conduit à l'apparition de fissures.

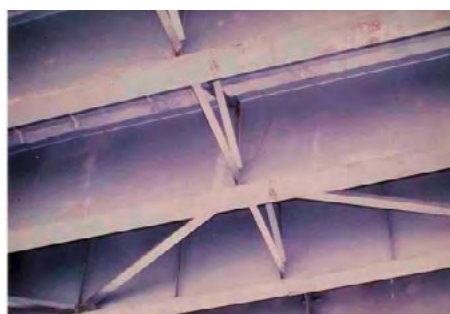
Exemples de mauvaises dispositions ayant conduit à l'apparition de fissures	
Défauts	Illustrations
Fissure due à la non-continuité de la semelle du raidisseur longitudinal de l'âme au droit d'un raidisseur vertical	
Fissure sur raboutage d'auget de dalle orthotrope, avec propagation en pleine tôle conduisant à une rupture d'auget	
Fissure sur la soudure auget/pièce de pont lorsque l'auget n'est pas continu	

Fissure sur cordon de soudure longitudinal d'assemblage d'auget sur tôle de dalle orthotrope.	
Rupture de la tôle de platelage d'une dalle orthotrope (vue de dessus)	
Fissure sur soudure bout à bout d'auget de tôle de fond de caisson, réalisée sans latte	
Fissure sur soudure d'angle entre auget et raidisseur plat transversal en tôle de fond de caisson	
Fissure dans une zone de variation brutale de géométrie près d'un appui avec l'arrêt sous la semelle inférieure d'un rail de lançage	

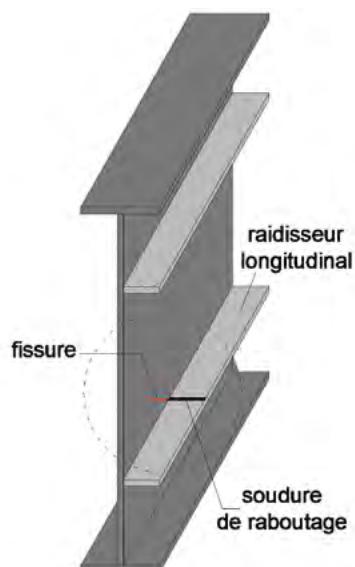
Fissure sur cordon de soudure frontale d'assemblage de tôles additionnelles sans variation continue et progressive de la géométrie



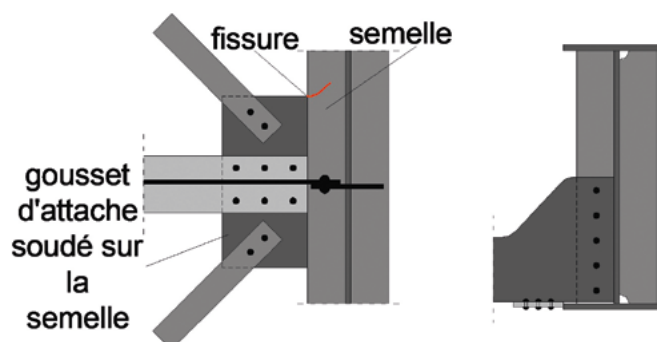
Entretoisement et contreventement trop légers et fixés sur l'âme sans soin

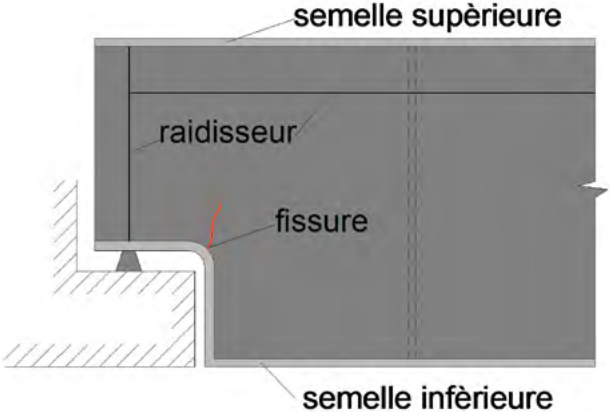
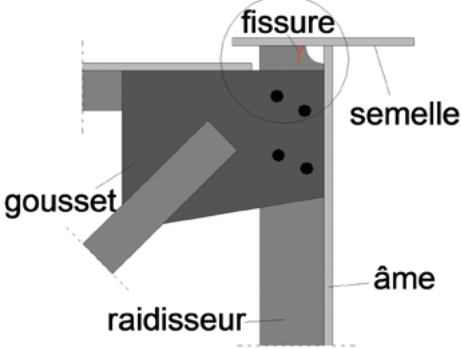
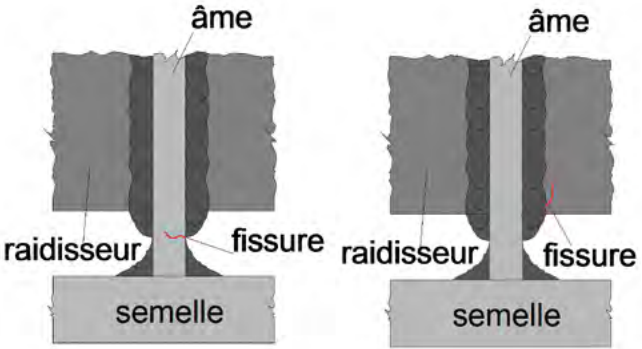
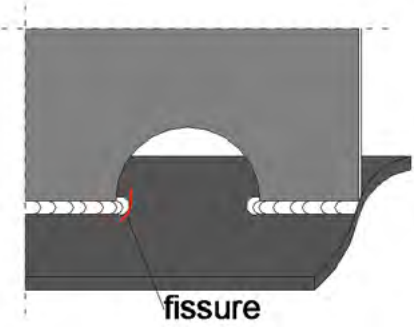


Fissure verticale dans l'âme initiée au droit d'une soudure transversal du raidisseur longitudinal



Fissure à l'extrémité du cordon de soudure du gousset sur la semelle



Fissure à l'extrémité échancrée d'une poutre	
Fissure au droit du cordon de soudure de l'attache du montant du cadre d'entretoisement sur la semelle supérieure	
Fissure à l'extrémité du cordon de soudure raidisseur d'âme verticale	
Fissures au droit de lunules sur l'âme	

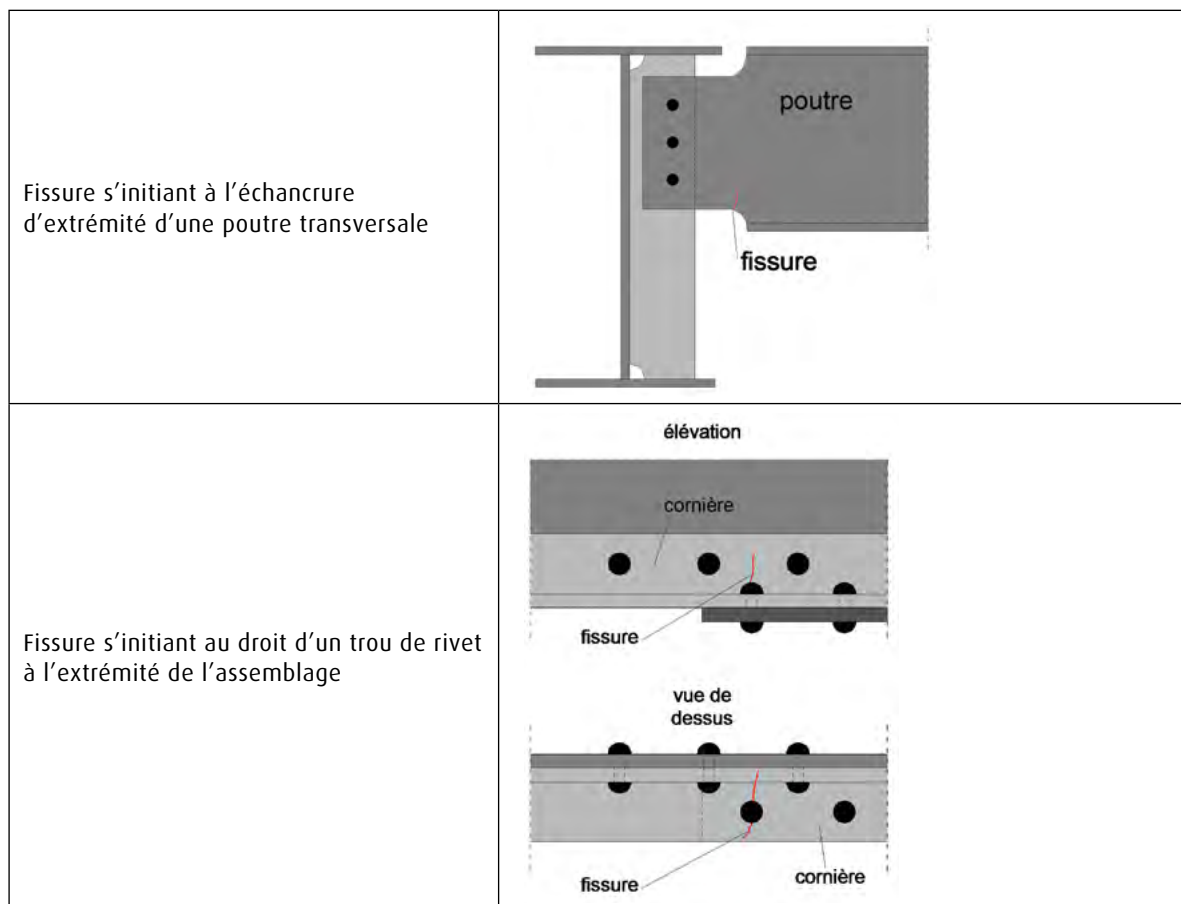


Illustration 162 : Exemples de mauvaises dispositions ayant conduit à l'apparition de fissures

2 - Réparation des couvertures métalliques d'ouvrages enterrés RATP

Les couvertures métalliques enterrées sont des structures fréquemment rencontrées dans les ouvrages souterrains, notamment ceux de la RATP. Les principaux désordres des couvertures d'ouvrages enterrés sont dus à l'absence ou à la dégradation des chapes d'étanchéité et parfois aux dommages causés par les concessionnaires en surface lors de leurs interventions. Ces dégradations sont principalement localisées aux abouts des poutres principales, aux nœuds avec les entretoises de rives et des éléments de tôles garde-grèves. Ces zones sont généralement situées au droit du fil d'eau de la chaussée supportée par l'ouvrage. De plus, l'exiguïté des zones d'about maintient une ambiance humide propice au développement de la corrosion. Ces zones étant peu accessibles, il est souvent difficile d'estimer leur état de dégradation.



Illustration 163 : Corrosion d'une poutre de couverture

Les solutions de réparation envisageables doivent prendre en compte la nécessité de minimiser l'impact de ces travaux sur l'exploitation des réseaux portés et franchis. Dans les cas extrêmes où la structure est fortement endommagée, on a recours à une intervention depuis la surface lorsque l'ouvrage se situe à une faible profondeur. Ainsi, il est possible de remplacer les poutres dégradées depuis la voirie portée ou de faire un changement partiel d'une poutre. Pour la réalisation de ces travaux, plusieurs modes de levage peuvent être utilisés, soit depuis le quai, soit depuis le haut.

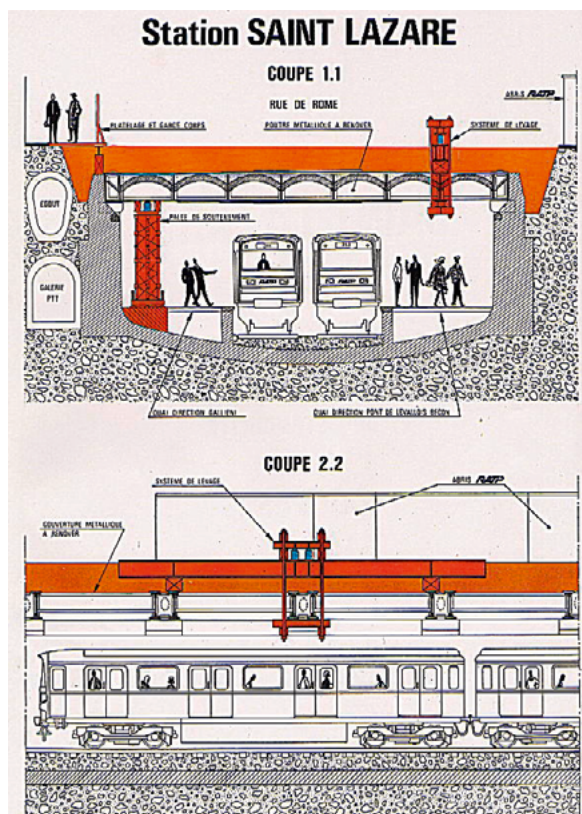


Illustration 164 : Exemple de système de levage

Le choix du mode opératoire d'étalement dépend essentiellement des contraintes d'exploitation ferroviaire (installation de palées sur les quais, problème de gabarit du matériel roulant) ou de l'environnement (possibilité de mettre en place le chevrete supérieur du fait de la présence d'un réseau de concessionnaires au-dessus de la couverture).

Ce type de travaux est compliqué à organiser et limité aux cas où la structure est très atteinte, du fait des difficultés d'obtention des emprises nécessaires en voirie et de l'impact sur l'exploitation ferroviaire. Les travaux de réparation depuis la surface se limitent généralement au remplacement des tôles garde-grève lors des travaux de réfection de l'étanchéité.



Illustration 165 : Dégradations vues depuis le souterrain, puis depuis la chaussée

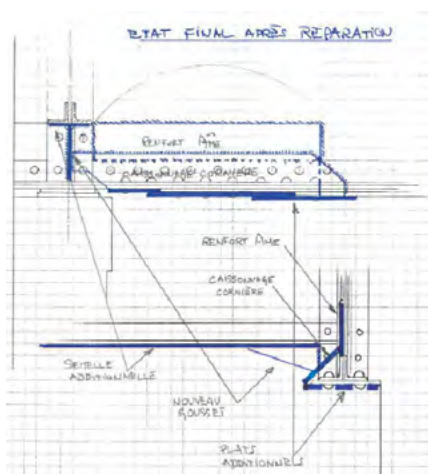
Lorsque seule la semelle inférieure est dégradée, il est possible de vériner la poutre à traiter afin de décharger le sommier, de le démolir, puis de réparer la semelle inférieure et enfin de reconstituer le sommier.



Illustration 166 : Renforcement de poutre en fer – Gare de Luxembourg

Une alternative consiste à réaliser un corbeau afin de décharger la partie dégradée lorsque cela n'engage pas le gabarit ferroviaire. Toutes ces techniques sont difficiles à mettre en œuvre dans les tunnels sans engager le gabarit et en respectant les durées de travail. Enfin lorsqu'il n'est pas possible de mettre en œuvre ces solutions, il peut être envisagé de réaliser un renforcement par ajout de matière sur les parties accessibles. Compte tenu de l'ensemble des contraintes d'intervention, cette solution n'est généralement pas idéale. Toutefois elle permet de faire gagner plusieurs années de vie à l'assemblage.

Exemple de renforcement d'une poutre principale d'une tranchée couverte. S'agissant d'une poutre d'extrémité, celle-ci est en partie noyée dans le tympan du tunnel rajoutant une difficulté supplémentaire.



Avant purge



Après purge

Illustration 167 : Principe de réparation et photos du chantier



Illustration 168 : L12 La Motte Piquet – St-Georges

3 - Caractéristiques mécaniques des tôles utilisées pour la construction d'ouvrages d'art

Limite d'élasticité

Hors capacité des outils de production de l'époque Épaisseurs non disponibles dans la norme

			Re (MPa)																					
		Epaisseur (mm)	5<e≤16	16<e≤25	25<e≤30	30<e≤35	35<e≤40	40<e≤50	50<e≤60	60<e≤63	63<e≤70	70<e≤80	80<e≤100	100<e≤110	110<e≤120	120<e≤150	150<e≤200	200<e≤250	250<e≤400					
1891	Règlement de charge 1891	Fer puddlé																						
		Aciers laminés	137 sans mention d'épaisseur maximale																					
1913	CCG	Aciers laminés	235 sans mention d'épaisseur maximale																					
1933	CCG (annexe CCG 1913)	Ac54	353 sans mention d'épaisseur maximale																					
		Ac42	235																					
1956	CCG	Ac54	353																					
1962	F4TIII	A42R	235																					
		A42S	235	226	216																			
		A52R	353	343	334																			
		A52S	353	343	334																			
1968	NFA35-501	E24																						
		E26																						
		E30																						
		E36A																						
		E36B																						
1973	NFA35-501	E24	235			215			205			195		185										
		E26	255			235			225			215		205										
		E30*	295			275			265			255		245										
		E36	355			335			335			315		305										
	NFA36-201	E355	355		345		335		325		305													
		E460	460	450			440																	
1979	NFA36-201	E355																						
	NFA35-502	E36W																						
1981	NFA35-501	E24																						
		E28																						
		E36																						
1983	NFA35-501	E24	235			215			205			195		185										
		E28	275			255			245			235		225										
		E36	355		345		335				315		305											
1984	NFA36-201	E355	355		345		335		335			325		315										
		E420	420	410			400		380			370												
		E460	460	450			440		420			410												
	NFA35-502	E36WB	355		345		335				315													
1993	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	235	225			215				195							185		175				
		S275J0 ou J2	275	265			255			245		235		225		215		205						
		S355K2	355	345			335			325		315		295		285		275						
	NFEN10113-2	S355N	355	345			335			325		315		295										
		S420N	420	400			390			370		360		340										
		S460N	460	440			430			410		400												
	NFEN10113-3	S355M	355	345			335																	
		S420M	420	400			390																	
		S460M	460	440			430																	
	NFEN10155	S235WJ0 ou J2	235	225			215				195			185		175								
		S355WK2	355	345			335			325		315												
2005	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	235	225			215				195							185		175		165 (J2)		
		S275J0 ou J2	275	265			255			245		235		225		1215		205		195 (J2)				
		S355K2	355	345			335			325		315		295		265		275		265				
	NFEN10025-3	S355N	355	345			335			325		315		295		285		275						
		S420N	420	400			390			370		360		340		330		320						
		S460N	460	440			430			410		400		380		370								
	NFEN10025-4	S355M	355									325		320										
		S420M	420									370		365										
		S460M	460									400		385										
	NFEN10025-5	S235WJ0 ou J2	235	225			215				195													
		S355WK2	355	345			335			325		315						295						

* : Excepté pour la qualité 2 : pour celle-ci il faut enlever 20 MPa à la valeur du tableau

Résistance à la traction

■ Hors capacité des outils de production de l'époque ■ Épaisseurs non disponibles dans la norme

			Rm (Mpa) (L : longitudinal / T : transversal)																
		Epaisseur (mm)	5<e≤16	16<e≤30	30<e≤40	40<e≤50	50<e≤60	60<e≤63	63<e≤70	70<e≤80	80<e≤100	100<e≤110	110<e≤120	120<e≤150	150<e≤200	200<e≤250	250<e≤400		
1891	Règlement de charge 1891	Fer puddlé	≥ 314 (L), ≥ 275 (T), pas de mention d'épaisseur max																
		Aciers laminés	≥ 412, pas de mention d'épaisseur max																
1913	CCG	Aciers laminés	≥ 412, pas de mention d'épaisseur max																
1933	CCG (annexe CCG 1913)	Ac54	530-630, pas de mention d'épaisseur max																
1956	CCG	Ac42	412-490																
		Ac54	530-618																
1962	F4TIII	A42R	412-490																
		A42S	412-490	392-490															
		A52R	510-628	490-608															
		A52S	510-628	490-608		490-588													
1968	NFA35-501	E24																	
		E26																	
		E30																	
		E36A																	
		E36B																	
1973	NFA35-501	E24	360-440																
		E26	410-490																
		E30*	460-560																
		E36	510-610																
	NFA36-201	E355	510-610				490-610	480-600											
		E460	590-710																
1979	NFA36-201	E355																	
	NFA35-502	E36W																	
1981	NFA35-501	E24																	
		E28																	
		E36																	
1983	NFA35-501	E24	340-460																
		E28	400-540																
		E36	490-630																
1984	NFA36-201	E355	490-610						480-600										
		E420	530-670						520-650										
		E460	570-710						560-700										
	NFA35-502	E36WB	480-580				≥ 480												
1993	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	340-470												320-470				
		S275J0 ou J2	410-560										400-540	380-540					
		S355K2	490-630										470-630	450-630					
	NFEN10113-2	S355N	470-630										450-600						
		S420N	520-680										500-660						
		S460N	550-720																
	NFEN10113-3	S355M	450-610																
		S420M	500-660																
S460M		530-720																	
NFEN10155	S235WJ0 ou J2	340-470																	
	S355WK2	490-630																	
2005	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	360-510										350-500	340-490	330-480 (J2)				
		S275J0 ou J2	430-580										400-540	380-540	380-540 (J2)				
		S355K2	510-680										450-600	405-600	450-600 (J2)				
	NF NFEN10025-3	S355N	470-630										450-600						
		S420N	520-680										500-650						
		S460N	540-720										530-710						
	NF NFEN10025-4	S355M	470-630			450-610		440-600			430-590								
		S420M	520-680			500-660		480-640		470-630									
		S460M	540-720			530-710		510-690		500-680									
	NFEN10025-5	S235WJ0 ou J2	360-510										350-500						
		S355WK2	470-630										450-600						

Allongement à la rupture

Hors capacité des outils de production de l'époque Épaisseurs non disponibles dans la norme

		Epaisseur (mm)	5<e≤16	16<e≤20	20≤e≤30	30<e≤40	40<e≤50	50<e≤60	60<e≤63	63<e≤70	70<e≤80	80<e≤100	100<e≤110	110<e≤120	120<e≤150	150<e≤200	200<e≤250	250<e≤400						
1891	Règlement de charge 1891	Fer puddlé	8 (L) et 35 (T)																					
		Aciers laminés	22 sans mention d'épaisseur maximale																					
1913	CCG	Aciers laminés	25 sans mention d'épaisseur maximale																					
1933	CCG (annexe CCG 1913)	Ac54	20 sans mention d'épaisseur maximale																					
1956	CCG	Ac42	25 (L) et 23 (T) 24 (L) et 20 à 22 (T) **																					
		Ac54	20 (L) et 16 à 18 (T) **																					
1962	F4TIII	A42R	27	26	25																			
		A42S	30	27	25																			
		A52R	22	21	20																			
		A52S	24	22	20																			
1968	NFA35-501	E24																						
		E26																						
		E30																						
		E36A																						
		E36B																						
1973 1	NFA35-501	E24	24 à 28 ***		23 à 27 ***		24 à 26 ***		23 à 25 ***		20 à 23 ***													
		E26	21 à 27 ***		20 à 25 ***		21 à 24 ***		20 à 23 ***		17 à 21 ***													
		E30*	21 à 23 ***		20 à 22 ***		19 à 21 ***		18 à 20 ***		15 à 18 ***													
		E36	20 à 22 ***		19 à 21 ***		18 à 20 ***		17 à 19 ***		14 à 17 ***													
	NFA36-201	E355	22						21															
		E460	17																					
	1979	NFA36-201	E355																					
		NFA35-502	E36W																					
1981	NFA35-501	E24																						
		E28																						
		E36																						
1983	NFA35-501	E24	26 à 28 ***		25 à 27 ***		24 à 26 ***		23 à 25 ***		20 à 23 ***													
		E28	22 à 25 ***		21 à 23 ***		20 à 22 ***		19 à 21 ***		16 à 19 ***													
		E36	20 à 22 ***		19 à 21 ***		18 à 20 ***		17 à 19 ***		15 à 17 ***													
1984	NFA36-201	E355	22								21													
		E420	19								18													
		E460	17								16													
	NFA35-502	E36WB	20 à 22 ***		19 à 21 ***		18 à 20 ***		17 à 19 ***															
1993	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	26L-24T			25L-23T		24L-22T		22		21												
		S275J0 ou J2	22L-20T			21L-19T		20L-18T		18		17												
		S355K2	22L-20T			21L-19T		20L-18T		18		17												
	NFEN10113-2	S355N	22																					
		S420N	19																					
		S460N	17																					
	NFEN10113-3	S355M	22																					
		S420M	19																					
		S460M	17																					
	NFEN10155	S235WJ0 ou J2	26L-24T			25L-23T		24L-22T																
S355WK2		22L-20T			21L-19T		20L-18T																	
2005	NFEN10025-2	S235J0 ou J2	26L-24T			25L-23T		24L-22T				22		21		21								
		S275J0 ou J2	23L-21T			22L-20T		21L-19T				19		18		18								
		S355K2	22L-20T			21L-19T		20L-18T				18		17		17								
	NFEN10025-3	S355N	22								21													
		S420N	19								18													
		S460N	17								16													
	NFEN10025-4	S355M	22																					
		S420M	19																					
		S460M	17																					
	NFEN10025-5	S235WJ0 ou J2	26L-24T			25L-23T		24L-22T				22												
		S355WK2	22L-20T			21L-19T		20L-18T				18												

** : suivant le procédé d'élaboration. La valeur la plus faible correspond au procédé Thomas et la valeur la plus importante au procédé Martin

*** : suivant la qualité de l'acier. La valeur la plus grande correspond à la qualité 4

Tableau synthétique des nuances d'acier utilisées dans la construction des ouvrages d'art

Date d'apparition	1891	1913	1962	2005					
Fer puddlé		Fer puddlés (Re variable de 250 à 340MPa)							
Epaisseurs maximales									
Textes de référence		Règlement de 1891 (ferroviaire)	CCG de 1913	Annexe au CCG de 1913	F4TIII	NFA35-501	NFEN10025	NFEN10025-2	
Aciers non alliés		Aciers laminés (Re variable > 137MPa)	Aciers laminés (Re variable > 235MPa)		A42	E24	S235		
						E26	E28	S275	
						E30			
				Ac54	A52	E36		S355	
Epaisseurs maximales		60mm			50mm	150mm		250mm	400mm
Textes de référence						NFA35-502		NFEN10155	NFEN10025-5
Aciers autopatinables						E24W		S235W	
Epaisseurs maximales						E36W		S355W	
								100mm	150mm
Textes de référence						NFA36-201		NFEN10113-2	NFEN10025-3
Aciers normalisés micro-alliés						E355		S355N	
						E420		S420N	
						E460		S460N	
Epaisseurs maximales						50mm		100 à 150mm*	200 à 250mm
Textes de référence							NFEN10113-3	NFEN10025-4	
Aciers thermo-mécaniques							S355M		
							S420M		
							S460M		
Epaisseurs maximales							63mm		120mm

* : suivant nuance

Note 1 : Le tableau vise seulement à renseigner sur les nuances disponibles selon la période. Aussi tous les textes et leurs différentes versions ne sont pas indiqués dans ce document

Note 2 : Les valeurs en noirs sont les données des normes ; les valeurs grises sont des valeurs pratiques

Note 3 : Dénomination des aciers : Ac et A sont suivies de la résistance à la traction exprimée en kgf/mm² ; E est suivie de la limite élastique en kgf/mm² ; et S de la limite élastique en MPa

Notes :

[illegible]

© 2017 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement durable des territoires.

Le Cerema est un établissement public, créé en 2014 pour apporter un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre d'études et d'expertise, il a pour vocation de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, organismes de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

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 Infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia.

Mise en page › Studio Ogham - 4 Rue de l'Industrie, 31320 Castanet-Tolosan

Illustration couverture › © Cerema

Illustrations et figures › © Cerema - © DIR Est - © IFSTTAR - © RATP - © 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 végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achévé d'imprimer : octobre 2017

Dépôt légal : septembre 2017

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-059-5

Prix : 69 €

Pour toute correspondance › Cerema Infrastructures de transport et matériaux - 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, savoir-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.

Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art

Fascicule 33 | Ponts métalliques et mixtes

Le présent document est un fascicule d'accompagnement de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) de 2010.

Il annule et remplace l'ancien fascicule 33 de janvier 1990 de l'ITSEOA.

Il traite de la surveillance, de l'évaluation, de l'entretien et de la réparation des ponts métalliques et mixtes.

Il constitue un guide destiné principalement aux personnels techniques des organismes chargés de la surveillance (visiteurs et inspecteurs d'ouvrage), des bureaux d'études et laboratoires spécialisés et aux gestionnaires de réseau d'infrastructures de transport dans les services de l'État, les collectivités territoriales et les autres organismes.

Aménagement et développement des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment

Prix 69 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-059-5



Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

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