

Pathologie et évaluation des ponts existants

Principaux désordres

par **Daniel POINEAU**

Ingénieur divisionnaire des Travaux Publics de l'État – Ex-Directeur technique à la Division des Grands Ouvrages du Sétra

Professeur à l'École nationale des Travaux Publics de l'État, à l'École spéciale des Travaux Publics et à l'École supérieure des Ingénieurs des Travaux de la construction
Consultant

et **Jean-Armand CALGARO**

Ingénieur général des Ponts et Chaussées

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

Cette édition est une mise à jour de l'article de Roger LACROIX et Jean-Armand CALGARO intitulé Pathologie et évaluation des ponts existants paru en 1999.

1. Origines et conséquences	C 7 402 – 2
1.1 Un ouvrage complexe.....	— 2
1.2 Actions sollicitant les ponts.....	— 3
1.2.1 Actions dues au trafic.....	— 3
1.2.2 Actions climatiques.....	— 3
1.2.3 Actions accidentelles.....	— 4
2. Dégradation des matériaux.....	— 5
2.1 Altérations du béton.....	— 5
2.1.1 Dégradations d'origine physique ou mécanique.....	— 5
2.1.2 Dégradations d'origine physico-chimique.....	— 6
2.1.3 Dégradations d'origine chimique.....	— 6
2.2 Corrosion de l'acier.....	— 7
2.2.1 Corrosion atmosphérique.....	— 8
2.2.2 Corrosion des armatures dans les structures en béton armé et précontraint.....	— 8
2.2.3 Autres formes de corrosion.....	— 8
2.3 Pathologie des câbles de suspension.....	— 9
2.3.1 Corrosion.....	— 9
2.3.2 Le fretting.....	— 10
3. Erreurs de conception.....	— 10
3.1 Ponts en béton précontraint.....	— 10
3.1.1 Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion.....	— 10
3.1.2 Défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.....	— 10
3.1.3 Quelques autres causes de fissuration.....	— 11
3.2 Ponts en béton armé et parties de ponts en béton précontraint relevant du béton armé.....	— 12
3.2.1 Ponts courants en béton armé.....	— 12
3.2.2 Fatigue dans les ponts en béton.....	— 13
3.3 Ponts métalliques ou en ossature mixte.....	— 13
3.3.1 Désordres dus à la corrosion.....	— 13
3.3.2 Désordres dus à la fatigue.....	— 13
3.3.3 Quelques erreurs de conception.....	— 14
3.4 Erreurs ou insuffisances des modèles.....	— 15
3.4.1 Modèles en Résistance des matériaux usuelle.....	— 16
3.4.2 Modèles numériques.....	— 16
3.5 Erreurs d'exécution.....	— 16
3.5.1 Ponts en béton armé ou précontraint.....	— 16
3.5.2 Ponts métalliques ou en ossature mixte.....	— 17
Pour en savoir plus.....	Doc. C 7 402

Cette série d'articles vise à améliorer la fiabilité et la durabilité des ponts. Il s'adresse en priorité aux gestionnaires de ponts, qui ont à identifier les ouvrages « malades » et à prendre les mesures de sécurité qui s'imposent puis, ensuite, à faire intervenir les laboratoires et les bureaux d'études chargés d'identifier et de quantifier les causes des désordres et de déterminer l'impact de ceux-ci sur la capacité des structures concernées.

Il s'adresse aussi aux ingénieurs chargés de la conception de ponts pour leur éviter de commettre un certain nombre d'erreurs « classiques » mais, également aux ingénieurs chargés des contrôles des projets pour leur permettre d'assurer, avec davantage d'efficacité, leur fonction.

Il s'adresse aussi aux équipes de maîtrise d'œuvre de chantier chargées de s'assurer que les ponts sont correctement exécutés.

Enfin, il s'adresse aux élèves-ingénieurs et aux élèves-techniciens afin qu'ils puissent compléter leur formation, dans un domaine, abordé par certains cours spécialisés, mais qui ne fait pas partie des unités d'enseignement technique traditionnelles.

Ce dossier est consacré à la description des principaux désordres des ponts en béton (béton armé et précontraint) et métalliques, ainsi qu'à leurs causes.

La deuxième partie [C 7 403] décrit les désordres des appareils d'appui, des éléments de protection et des équipements.

La troisième partie [C 7 404] décrit, avec leurs limites d'emploi, les différentes techniques d'essai et de mesure, en laboratoire comme in situ, utilisées dans le domaine des ponts mais aussi, sauf certaines de ces techniques, dans le domaine du génie civil et du bâtiment.

La quatrième partie [C 7 405] développe une méthodologie pratique et classique d'évaluation d'un pont existant en plusieurs étapes qui, cependant, ne fait pas appel aux méthodes d'estimation de la fiabilité structurale qui sont encore actuellement, compte tenu de leur complexité, réservées à des cas particuliers.

Le lecteur se reportera aussi utilement à l'autre série d'articles portant sur le renforcement et la réparation d'un pont [C 7 803], [C 7 804], [C 7 805] et [C 7 806].

1. Origines et conséquences

Les ponts peuvent connaître des désordres, de gravité très variable, dont les causes sont multiples. L'inventaire qui en est fait ci-après ne saurait être exhaustif. Il propose seulement une classification des désordres les plus fréquemment observés pour faciliter l'exposé des méthodes permettant de les caractériser, puis de les traiter.

La présence de déformations, ou de fissurations, inhabituelles est, souvent, la manifestation tangible d'un endommagement, qu'il s'agisse de ponts en béton armé, précontraint, ou métalliques (fissures dues à la fatigue).

Attention. Certaines fissures peuvent sembler bénignes à l'œil nu, alors qu'en mesurant avec précision leur mouvement, on peut mettre en évidence un sérieux défaut de résistance structurale.

Par ailleurs, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents (cas des bétons attaqués par alcali-réaction AR [1] ou réaction sulfatique interne RSI ([19], [20])).

1.1 Un ouvrage complexe

Le pont, ouvrage d'art par excellence, occupe une place très particulière parmi les constructions ; il est un symbole, lui-même paradoxal : franchissant un fleuve, il est un moyen de communication entre les hommes, d'expansion de la civilisation, mais aussi un instrument de conquête et d'invasion. Depuis l'Antiquité, il a été célébré comme la plus accomplie des constructions, ainsi qu'en témoignent les qualificatifs de « Pontifex » appliqué au Père de l'Église ou, plus modestement, de « pont », généralement grand, appliqué aux personnages importants de l'heure.

Le caractère paradoxal du pont se retrouve dans son comportement mécanique : son schéma statique est simple, ses appuis sont bien définis et matérialisés par des organes précis, au contraire du bâtiment qui, porté par de nombreux voiles ou poteaux, constitue une structure d'un haut degré d'hyperstaticité. Et, cependant, le calcul d'un pont exige une spécialisation particulière que peu de bureaux d'études peuvent se flatter de posséder. La raison principale de cette difficulté réside dans les conditions de service des ouvrages :

- exposés aux intempéries (sel anti-verglas) répandu sur les ponts routiers en climat froid, à des charges de trafic à fort effet dynamique et qui dépassent souvent les limites codifiées, les ponts sont soumis à un régime sévère qui justifie le soin particulier apporté à leur projet et à leur exécution ;

– en outre, par le rôle qu'ils jouent dans la vie quotidienne du pays, les ponts sont des ouvrages sensibles à l'opinion publique : la fermeture d'un ouvrage, même temporaire, pour une opération d'entretien ou de réparation, entraîne des réactions vives de la part des usagers, prompts à dénoncer le laxisme, voire l'incurie des services publics.

Les ponts vieillissent, mais, compte tenu de leur importance sociale, ils doivent être l'objet de soins particuliers pour qu'ils puissent assurer leur fonction pendant la durée de vie qui leur a été assignée. Ils ne sont pas toujours en bonne santé, et il n'est pas toujours facile de diagnostiquer une maladie, puis de prescrire le bon remède.

Étant donné l'étendue du sujet, l'exposé se limite à l'étude des tabliers de ponts en béton ou en acier : il ne traite donc pas d'autres types de constructions (par exemple les ponts en bois ou en maçonnerie) et n'aborde pas non plus la pathologie des fondations. Se reporter aussi à l'ouvrage antérieur [17].

1.2 Actions sollicitant les ponts

Le poids propre est rarement une cause directe d'apparition de désordres, bien que l'examen de notes de calculs révèle parfois de graves erreurs ou imprécisions (masse volumique sous-estimée, erreurs de mètres, « oublis » du poids des terres, du poids de certaines pièces, sous-estimation du poids des équipements et des ouvrages des concessionnaires).

D'autre part, pendant la vie de l'ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative, comme, par exemple, celui du ballast interposé entre la voie et le tablier d'un pont ferroviaire ou bien les couches de roulement d'un pont-route renouvelées sans un rabotage préalable.

Mais ce sont, surtout, les actions variables (dues au trafic et actions naturelles) ou accidentelles qui sont en partie responsables de la dégradation des ouvrages.

1.2.1 Actions dues au trafic

Le trafic sur les ponts est l'une des causes majeures de leur vieillissement, tant par ses effets extrêmes que par ses effets répétitifs (fatigue). En France, les textes se sont succédés, depuis 1858 pour les ponts ferroviaires, et 1869 pour les ponts routiers, apportant, avec une périodicité moyenne d'une vingtaine d'années, de nouveaux modèles sensiblement plus lourds que les précédents.

Actuellement, les charges de trafic sur les ponts peuvent être définies au choix, soit par les règles françaises (titre II du fascicule 61 du CPC de 1971), soit par les règles européennes incluant le document d'application nationale dit DAN (normes NF EN 1991-2 et NF EN 1991-2/NA : actions sur les ponts, dues au trafic) (Consulter le *Pour en savoir plus*).

Nota : le mixage des règles étant déconseillé, l'usage des règles de charges européennes dans un projet de pont impose l'obligation d'appliquer également les autres Eurocodes utilisables et leur DAN. (se reporter au CCTP-type, disponible sur le site du Sétra, qui précise les règles françaises, ou européennes, applicables pour les charges, le calcul des tabliers, le calcul des fondations).

■ Le **trafic routier** sollicite dynamiquement les ponts. L'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, où l'on observe souvent une fissuration des dalles de couverture en béton armé plus dense que dans les autres parties.

Les transports exceptionnels (véhicules spéciaux au sens de la norme NF EN 1991-2) sont des véhicules qui dépassent les limites imposées par le Code de la route en largeur, longueur et poids (article R. 433-1). Le nombre des transports exceptionnels s'est considérablement accru à partir des années 1960. Les transports exceptionnels lourds, peuvent créer des désordres aux ponts – mais également aux chaussées – d'autant que les anciennes règles de charges ne visaient pas de tels véhicules.

Le titre II du fascicule 61 du CPC fut le premier texte à introduire des spécifications sur les charges exceptionnelles. Heureusement, nombre de ponts situés sur des itinéraires stratégiques ont été dimensionnés pour supporter les convois militaires et, de ce fait, ils ont une capacité portante qui leur permet de supporter le passage d'une bonne partie des convois exceptionnels lourds. Se reporter au document [21] qui explicite la nouvelle législation sur les transports exceptionnels du 26 novembre 2003 et, surtout, indique comment s'assurer qu'un pont supporte le passage d'un convoi exceptionnel.

■ Les **actions exercées par les piétons** sur les passerelles peuvent entraîner l'apparition de phénomènes vibratoires rendant celles-ci inconfortables pour les usagers et, dans certains cas, préjudiciables pour les structures.

Par **exemple**, la fermeture de deux passerelles juste après leur inauguration, à Paris (en 1999) et à Londres (en 2000), a nécessité le lancement d'études pour trouver des solutions aux vibrations transversales intenses qui affectaient ces deux passerelles. La réouverture de deux passerelles a eu lieu après réalisation de travaux confortatifs.

Afin d'éviter le retour de ces problèmes, un groupe de travail de l'Association française de génie civil (AFGC) a élaboré un guide sur l'évaluation du comportement vibratoire des passerelles piétonnes [22].

■ Quant aux **ponts ferroviaires**, bon nombre d'entre eux sont anciens, la plupart du temps en maçonnerie ou métalliques, et se comportent de façon à peu près satisfaisante car la capacité résistante des matériaux (la fonte, le fer, puis l'acier) n'a pas été utilisée au maximum lors de leur construction. On peut encore aujourd'hui faire circuler, sur des ponts métalliques âgés de plus de 100 ans, des trains à peu près deux fois plus lourds que ceux pris en compte à l'origine, à des vitesses trois à quatre fois plus grandes. Mais, l'augmentation du service demandé à ces ponts se traduit inéluctablement par un endommagement en fatigue et un raccourcissement corrélatif de leur durée de vie.

Les principales actions spécifiques liées au trafic ferroviaire sont les suivantes :

- chocs lors du passage des trains sur des rails interrompus, engendrant une déconsolidation des assemblages rivés ;
- interaction complexe rails tablier, lorsqu'ils sont continus (LRS : longs rails soudés), due aux variations de température ;
- apparition possible de phénomènes de résonance lorsque la vitesse des trains dépasse 200 km/h ;
- existence d'efforts de lacet, analogues à des chocs latéraux sollicitant les attaches des rails, susceptibles d'ébranler les assemblages ;
- très importantes forces de freinage et d'accélération, pouvant atteindre 6 000 kN pour des tabliers longs et continus, nécessitant des points d'ancrage extrêmement résistants (généralement surcalculées) ;
- effets de souffle provoqués par les trains à grande vitesse sur les équipements placés en bordure de voie ;
- situations accidentelles de déraillement.

1.2.2 Actions climatiques

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la **température** et le **vent** ([2] [3]). La neige ne concerne que des ouvrages couverts en site montagneux.

■ Les effets de la **température** dans les ponts se manifestent de nombreuses façons, en modifiant la vitesse de certaines réactions chimiques, ou bien les propriétés des matériaux, ou encore le comportement structural.

• L'action de la température **sur les matériaux** est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, par exemple, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). À l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans

précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion. Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin, la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et/ou entre les parties minces et épaisses d'une même pièce, ce qui provoque des déformations gênées entraînant des risques de fissuration. Ce dernier phénomène est dénommé « retrait thermique ».

En outre, dans certains cas et si la température du béton lors de sa prise a été trop élevée, il peut se produire, durant la vie de l'ouvrage, une réaction sulfatique interne (RSI) provoquant un gonflement interne et la désorganisation du béton.

Il est à noter que les chantiers ne maîtrisent pas toujours la combinaison des effets des différents retraits (retraits thermique, endogène, du béton au jeune âge), d'autant que les fissures dues à ces retraits peuvent se superposer à celles de ressuage. Ces différents phénomènes combinés sont très souvent la cause des fissures constatées, soit au décoffrage, soit quelques temps après.

De plus, de telles fissures sont exposées durant la vie de l'ouvrage aux effets du retrait du béton à long terme qui en augmente l'ouverture et favorise ainsi la possible pénétration des agents agressifs extérieurs.

En phase de construction, d'autres causes, comme le tassement d'un cintre, les déformations d'un équipement mobile... peuvent aussi être à l'origine de la fissuration de structures accroissant le risque de fissuration lors du refroidissement.

- **L'acier** est également sensible à la température. Lorsque l'on fait varier la température d'une éprouvette d'acier soumise à un effort de traction, on constate une variation parallèle de ses caractéristiques de ductilité. Pour certains aciers, si la température descend au-dessous d'un certain seuil, on constate une tendance à la fragilité : la rupture se produit pratiquement sans déformation plastique préalable.

Exemples : De telles ruptures fragiles, par temps froid, se sont produites, avant la seconde guerre mondiale, sur des ponts soudés.

Elles se sont également produites dans des ponts métalliques construits ou réparés pendant la période de restriction, qui a suivi la seconde guerre mondiale, où des aciers de récupération ont été utilisés.

- **L'essai de résilience**, défini par la norme NF EN 10045, caractérise l'énergie absorbée par la rupture d'une éprouvette entaillée (actuellement entaille en forme de V). Cet essai est réalisé à différentes températures. Il permet d'évaluer le risque de rupture fragile mais aussi la soudabilité du matériau.

- La température engendre, dans les **structures hyperstatiques**, des efforts dont on a parfois sous-estimé l'intensité ou que l'on a même négligés, comme dans le cas des ponts jusqu'à ce que les codes de calcul en imposent explicitement la prise en compte dans les combinaisons d'actions. Les répartitions non uniformes de température dans un tablier de pont dépendent de l'ensoleillement, du vent et, dans le cas des ponts mixtes, des différences de capacité et de conductivités thermiques respectives de l'acier et du béton. Des répartitions non uniformes de température existent, non seulement dans le sens de la hauteur (ou de l'épaisseur) d'un tablier, mais aussi dans le sens transversal, selon l'exposition de l'ouvrage. Des répartitions de température complexes affectent également les piles et les parois mêmes des structures lorsque leurs faces sont en contact avec des milieux de températures différentes.

- Dans le **cas des ponts mixtes**, un phénomène supplémentaire a été mis en évidence à plusieurs reprises : la détérioration de la qualité de la connexion résultant de différences (faibles mais réelles) entre les coefficients de dilatation et de contraction des matériaux, tant pour le béton que pour l'acier.

■ En ce qui concerne le **vent**, son action sur les structures se manifeste de nombreuses manières : cela va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leur mise en mouvement éventuelle, pouvant provoquer des phénomènes de flottement ou de galop dans le cas de structures souples (ponts à câbles). Les efforts alternés résultant d'un écoulement tourbillonnaire peuvent également engendrer, en l'absence de dispositions appropriées, des phénomènes de fatigue dans les câbles, aboutissant à des ruptures.

Nota : le phénomène de galop (*galloping* en anglais) est lié à une instabilité aérodynamique d'une structure exposée au vent. Il s'agit principalement d'un flottement à un degré de liberté en flexion ou en torsion. L'angle d'incidence apparent du vent par rapport à la structure est variable du fait du mouvement de celle-ci et peut, dans certains cas, engendrer des forces de portance ou des moments de tangage qui agissent dans le sens du mouvement et qui, par conséquent, l'entretiennent en l'amplifiant.

1.2.3 Actions accidentelles

■ Action mécanique de l'eau

L'action mécanique de l'eau sur les structures se manifeste à travers les phénomènes d'affouillement et d'abrasion.

Dans le passé, l'affouillement des rivières autour des piles fut, avec les guerres, la principale cause de destruction des ponts. De nos jours, les techniques d'exécution de fondations profondes sont parfaitement maîtrisées par les entreprises spécialisées et les conséquences accidentelles d'affouillements ne sont plus à craindre pour les ouvrages neufs correctement fondés. Elles le sont, par contre toujours, pour les ouvrages anciens ou même récents lorsque leurs fondations manquent de robustesse ou de protection.

■ Séismes

Nombreuses sont les régions du monde qui connaissent une activité sismique régulière, atteignant parfois une rare violence. Les conséquences d'un séisme peuvent devenir dramatiques dès que l'accélération au sol dépasse 0,3 g. De façon schématique, un séisme est un déplacement imposé induisant, dans les diverses parties d'un pont, des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont plus lourdes et rigides.

- On a souvent noté le bon comportement des **ponts-dalles en béton armé ou précontraint** à plusieurs travées lorsqu'ils n'étaient pas trop biais, et même des poutres précontraintes par post-tension, lorsqu'elles étaient contreventées et reposaient sur des appuis en néoprène.

- Par contre, les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de **structures peu hyperstatiques** comportant des éléments de ductilité insuffisante, liée le plus souvent à une insuffisance d'armatures transversales et/ou à un excès d'armatures longitudinales mal maintenues dans les zones sollicitées au-delà du domaine élastique [23].

■ Chocs de navires et de bateaux

Les chocs de navires (en site maritime) ou de bateaux (sur les voies navigables) contre des piles de ponts sont des événements moins rares qu'on ne le pense généralement.

- **Dans le monde**, la fréquence d'accidents aux conséquences catastrophiques, avec pertes de vies humaines (200 à 300 personnes ont trouvé la mort dans ce genre de circonstance entre 1960 et 1983) ou importants dégâts affectant les ouvrages, est de l'ordre de 1,5 pont/an.

- **En France**, la probabilité annuelle, par pont et par bateau, d'un choc à « haute énergie » (plus de 2 MNm) est de l'ordre de 10^{-7} ; celle d'un choc quelconque est plutôt de l'ordre de 2 à 5×10^{-7} .

■ Chocs de véhicules routiers et ferroviaires

- Les chocs de véhicules **sur les piles** de ponts sont des accidents relativement fréquents. Si l'on s'en tient aux chocs avec dommages nécessitant des réparations, dus aux seuls véhicules lourds, des statistiques récentes montrent que leur fréquence sur les autoroutes françaises est de l'ordre de 6 chocs/an pour un réseau d'environ 11 000 km, dont 8 200 km concédés (figure 1).

- Les chocs **sur tabliers** sont moins fréquents, mais beaucoup plus dangereux dans le cas des passerelles, du fait de leur légèreté, ou même dans le cas de tabliers de ponts peu robustes (par exemple, tabliers à poutrelles précontraintes par fils adhérents [PRAD]). Les détériorations vont de simples épaufures (mais qu'il convient de traiter pour éviter la corrosion des armatures) à de véritables fractures selon la nature et les dimensions de la marchandise transportée (figure 2).

■ Chocs de blocs rocheux

Par fortes pluies ou lors du dégel, des blocs rocheux se détachent des falaises et des versants montagneux, des éboulements se produisent.... coupant la circulation sur l'itinéraire et/ou mettant en jeu la sécurité des usagers. Il arrive parfois que des ponts situés à proximité de tels sites subissent de graves dommages (figure 3).



Figure 1 – Choc sur une pile (Crédit RCA)



Figure 2 – Choc sur un tablier PRAD (Crédit D. Poineau)



Figure 3 – Chute d'un rocher sur le tablier d'un pont (Crédit DDE 74)

■ Incendies

Aussi curieux que cela puisse paraître, l'action du feu sur les ouvrages d'art présente une probabilité absolue comparable à celle des chocs de véhicules lourds sur les piles ou les tabliers. En effet, on dénombre près d'une centaine d'incendies majeurs de poids lourds (c'est-à-dire provoquant des dégâts) par an sur le réseau autoroutier.

Une évaluation statistique élémentaire montre que l'on observe de 2 à 2,5 incendies de poids lourds par an se produisant sur, ou sous, des ouvrages autoroutiers. Ces incendies endommagent le béton dès que sa température atteint 200 °C, les armatures de précontrainte sont sensibles dès 175 °C, tandis que les armatures à haute adhérence résistent jusqu'à 350-450 °C.

Les incendies peuvent aussi concerner les ponts métalliques. Un acier soumis à une forte élévation de température voit sa limite élastique, son module d'élasticité et sa résistance à la traction diminuer donc sa force portante. À titre indicatif, la réduction de force portante atteint environ 50 % pour une température de l'ordre de 600 °C.

Si les poids lourds sont la principale cause d'incendie sur ou sous les ponts, d'autres causes d'incendie existent comme les canalisations de gaz portées par les ouvrages [9].

2. Dégradation des matériaux

2.1 Altérations du béton

Même s'il est souvent considéré, à juste titre, comme un matériau durable, le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et des gaz dans son système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles [4].

2.1.1 Dégradations d'origine physique ou mécanique

Les principales causes de dégradation d'origine physique ou mécanique sont les cycles de gel-dégel et divers processus d'érosion ou d'abrasion.

■ Cycles de gel-dégel

Les dégradations dues aux cycles de gel-dégel affectent principalement les parties non protégées par un revêtement étanche et sont amplifiées par l'utilisation des fondants. Les symptômes les plus courants sont l'écaillage de surface (figure 4) et le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné, le plus souvent, d'une fissuration en réseau (figure 5).



Figure 4 – Écaillage du béton d'une corniche (Crédit D. Poineau)



Figure 5 – Effet du gel sur la dalle de couverture d'un pont en béton armé (Crédit D. Poineau)

L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation en eau. Quant aux fondants, ils peuvent provoquer une microfissuration résultant de la chute brutale de température du matériau lorsque fond la couche de glace, et déclencher la corrosion des armatures par suite de la pénétration des ions chlorures.

La gélivité des granulats a aussi une influence sur la résistance des bétons aux basses températures.

Les exigences en matière de composition des bétons aptes à résister au gel, ou au gel combiné aux sels anti-verglas, font l'objet d'un guide technique [10].

■ Dégradation mécanique

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion concernent principalement les piles de ponts en maçonnerie et en béton soumises à l'action du courant ou subissant des chocs de corps flottants.

- Dans le **cas de ponts supportant de très nombreux véhicules de terrassement très lourds** et circulant directement sur le béton de la dalle de couverture, une érosion du béton a été observée allant jusqu'aux armatures de la dalle.

- Dans le **cas de ponts dépourvus d'étanchéité** (ce qui n'est pas recommandé) et sans couche de roulement, la pénétration de l'eau et des fondants peut entraîner la corrosion des armatures qui se traduit par une délamination du béton et, dans les cas les plus graves, la chute de plaques de béton et la création de trous dans le hourdis.

2.1.2 Dégradations d'origine physico-chimique

Le retrait, phénomène d'origine physico-chimique, provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle, lorsque toutes les dispositions pour en limiter les effets n'ont pas été adoptées.

Des fissures, qui reproduisent, le plus souvent, le tracé de la nappe supérieure de ferrailage, peuvent apparaître une à deux heures après le bétonnage. Elles sont appelées **fissures de ressuage** et sont dues au tassement du béton frais dans les coffrages à cause d'un défaut de compacité du béton (formulation inadéquate).

D'autres fissures peuvent apparaître juste après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté, elles sont généralement fines et peu profondes, et trouvent leur origine dans le retrait correspondant à la contraction « Le Chatelier » (auto-dessiccation ou retrait endogène). Elles sont plus ouvertes lorsque s'y superposent, d'une part, le **retrait au jeune âge** dû à l'évaporation de l'eau en l'absence d'une cure soignée et, d'autre part, le **retrait thermique** du béton évoqué ci-devant. Elles peuvent être traversantes dans le cas des pièces massives lorsque le ciment utilisé a une

chaleur d'hydratation particulièrement élevée. L'insuffisance ou l'absence d'**armatures de peau** réduisent le nombre des fissures, mais celles-ci sont beaucoup plus ouvertes.

Enfin, des fissures peuvent apparaître plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Ces fissures sont créées par le retrait de dessiccation, encore **appelé retrait à long terme**, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

2.1.3 Dégradations d'origine chimique

■ Action du dioxyde de carbone

Le béton, presque toujours en contact avec l'air ambiant, est soumis à l'action du dioxyde de carbone. Ce dernier, inerte lorsqu'il est sec et dont la teneur normale dans l'air ambiant est de l'ordre de 0,03 à 0,05 % en volume, se dissout aisément dans l'eau (à peu près à volume égal) pour donner un acide faible de formule H_2CO_3 . Il réagit alors avec la majorité des hydrates du ciment et cette réaction porte le nom de **carbonatation** [4]. Elle ne se produit que si cet acide peut pénétrer dans les pores du béton, c'est-à-dire si ces derniers ne sont pas totalement obturés. Lorsqu'elle parvient au voisinage des armatures en acier, la carbonatation supprime donc toute réserve d'alcalinité au niveau des aciers, qui peuvent alors amorcer leur processus de corrosion, d'autant plus rapidement que des ions agressifs comme les chlorures sont présents en quantité importante. La profondeur de pénétration de la carbonatation est de l'ordre de 2 mm au bout d'un an, 8 mm au bout de 10 ans et 20 à 25 mm au bout de 50 ans. Toutefois, dans les ouvrages réels, les résultats de mesures sont très dispersés.

La profondeur de pénétration théorique est donnée par la formule suivante [1] :

$$x(t) = x_0 + k\sqrt{t} \quad (1)$$

avec	x_0	épaisseur carbonatée initiale exprimée en mm,
	k	constante dépendant de la composition du béton et des conditions d'environnement (humidité et pression),
	t	âge du béton.

■ Action des ions sulfates et sulfures

Les ions sulfates, présents dans les eaux séléniteuses (eaux souterraines sulfatées), l'eau de mer, certains remblais (schistes houillers), voire certaines pluies acides, déplacent le calcium de son hydroxyde pour former de l'anhydrite, sulfate de calcium anhydre CaSO_4 , produit relativement soluble qui peut soit conduire à un lessivage, soit s'hydrater, avec un léger gonflement, en gypse moins soluble. L'action la plus nocive se produit lorsque ce gypse secondaire réagit à son tour avec les aluminates de calcium, formant de l'ettringite (sulfate hydraté de calcium et d'aluminium) dont la cristallisation, sous forme d'aiguilles, développe des pressions considérables pouvant conduire à la ruine du béton.

Le sulfure d'hydrogène n'a, quant à lui, pas d'action directement nocive sur le béton. Mais la présence de bactéries aérobies catalyse l'oxydation des sulfures en soufre puis en sulfates, en produisant de l'acide sulfurique ; ce dernier entraîne alors un lessivage de l'hydroxyde de calcium par réaction acide-base et une expansion sous forme d'ettringite selon le processus décrit précédemment. Il s'agit ici d'une dégradation sulfatique externe qui se développe progressivement de l'extérieur vers le cœur du béton (elle peut être stoppée). Au contraire, si les sulfates sont présents à l'intérieur du béton sous forme, par exemple, de granulats contenant des pyrites, la réaction sulfatique est interne et peut provoquer la destruction totale de la pièce si la réserve de sulfates est suffisante.

Ce dernier phénomène a été constaté en Savoie dans la région de Saint-Jean-de-Maurienne sur des bétons fabriqués pendant une partie de l'année 2004. Certaines constructions, irréparables, ont dû être détruites.

Rappel : dans certains cas, et si la température du béton lors de sa prise est trop élevée, les ions sulfates contenus dans le béton (gypse ajouté au ciment pour en régulariser la prise) ne se transforment pas immédiatement en ettringite primaire non pathogène. Cette réaction se produit plus tard dans le béton durci, ce qui provoque, lors de la formation de l'ettringite secondaire, un gonflement interne et la désorganisation du béton. Cette réaction sulfatique interne ou RSI provoque des désordres semblables à ceux développés par l'alcali-réaction.

■ Action des chlorures

Les trois principales sources de chlorures susceptibles de contaminer le béton sont :

- les fondants (sels anti-verglas) ;
- l'eau de mer ;
- les embruns transportés par le vent.

Les ions chlore pénètrent dans le béton, soit sous la pression du liquide, soit par diffusion sous l'effet d'un gradient de concentration et réagissent avec les aluminates de calcium pour former le chloroaluminate, produit stable et qui se forme sans expansion susceptible de provoquer la dégradation du matériau. Les problèmes apparaissent, en fait, lorsque les ions chlore non fixés atteignent les armatures, ce qui peut se produire assez facilement dans un tablier de pont.

L'action de l'eau de mer est complexe : elle agit principalement par l'intermédiaire du sulfate et du chlorure de magnésium qu'elle contient, parfois par l'intermédiaire du sulfure d'hydrogène (cas de la mer Méditerranée). Le sulfate de magnésium, sel acide, réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de magnésium. Le sulfate de calcium peut conduire à la précipitation d'ettringite secondaire, comme indiqué précédemment. Le chlorure de magnésium est, comme le sulfate de magnésium, un sel acide susceptible de former, avec l'hydroxyde de calcium, du chlorure de calcium, très soluble, qui peut ensuite réagir avec les aluminates de calcium pour donner le chloroaluminate. Ce dernier, en présence de sulfates, se transforme en ettringite expansive.

Ce sont, bien sûr, les parties de structure situées dans la zone de marnage qui sont les plus exposées à ces réactions chimiques, indépendamment de l'action mécanique des vagues.

■ Alcali-réaction

- Les **mécanismes des alcali-réactions** [1], complexes, se développent au sein des structures de façon généralement hétérogène. Ils résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle, contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats (silice amorphe ou cryptocristalline) ; la chaux et l'humidité créent un environnement propice.

- Parmi les **trois réactions actuellement connues**, à savoir les réactions alcali-silice, alcali-silicate (proche de la précédente) et alcali-carbonate, la plus fréquente est la première : les alcalins, qui proviennent essentiellement du ciment mais aussi, dans certains cas, de l'altération des granulats en milieu basique (tels les granulats contenant des feldspaths, des micas ou des argiles), commencent par migrer au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton et entrent en contact avec les particules de silice réactive présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Il se forme alors un gel de silicate alcalin. Ensuite, ce gel de silicate alcalin se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour former un gel silico-calco-alcalin. Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau et possède la propriété d'être gonflant. Il peut alors provoquer une expansion du béton, une tension dans les armatures passives, voire une surtension dans les armatures actives.

- Les **produits de la réaction** sont souvent observés autour des granulats, mais aussi dans les fissures des granulats ou dans les



Figure 6 – Désordres dus à l'alcali-réaction sur un pont
(Crédit D. Poineau)

pores et les fissures de la pâte de ciment. Le gel peut migrer au sein du béton et, lorsqu'il est suffisamment fluide, s'écouler par les fissures du parement des constructions. La viscosité du gel de réaction joue donc un rôle important, et il semble qu'elle soit fonction de sa composition chimique.

Les produits de la réaction peuvent prendre différents aspects qui vont du gel parfaitement lisse (aspect craquelé au microscope électronique à balayage) à des amas de cristaux (aspect de roses des sables, de lamelles, de filaments), en passant par diverses morphologies intermédiaires.

La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré : **faïencage** avec des mailles de petite dimension (20 à 50 mm) et une profondeur de fissure assez faible (quelques centimètres), ou **réseau de fissures** de dimension plus grande (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm) (figure 6).

2.2 Corrosion de l'acier

Sous l'action d'agents atmosphériques ou de réactifs chimiques, l'acier se corrode [5], c'est-à-dire se transforme en oxydes, sulfures, carbonates, etc., ou en une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant. Cela entraîne une dégradation de ses propriétés.

Dans les ouvrages de génie civil, le type de corrosion prédominant de l'acier est la corrosion dite « en solution », résultant d'un processus électrochimique.

- Les **facteurs de corrosion** sont très nombreux. De manière simplifiée et non exhaustive, on peut dire que les uns dépendent du métal lui-même et que les autres dépendent du réactif. Les premiers se répartissent en facteurs métallurgiques (composition, traitements thermiques, mécaniques et de surface) et en facteurs liés aux conditions d'utilisation (conception des pièces et des assemblages, sollicitations mécaniques, état de surface). Les seconds sont essentiellement la nature du réactif, sa concentration, son pH, sa teneur en oxygène, la température, la pression, la présence d'impuretés ou d'inhibiteurs.

- La corrosion prend **diverses appellations** suivant l'aspect qu'elle présente :

- la **corrosion localisée** par piqûres (figure 7) qui peut devenir cavernueuse ;



Figure 7 – Corrosion par piqûres (Crédit D. Poineau)

- la **corrosion préférentielle** entre des grains différents ou à l'interface entre grains ;
- la **corrosion généralisée** ;
- la **corrosion fissurante** sous contrainte.

■ Les **désordres dus à la corrosion** peuvent aussi concerner :

- les aciers inoxydables si le type d'acier (ferritique, martensitique, austénitique ou austino-ferritique) et sa composition ne sont pas adaptés à l'environnement agressif dans lequel il est placé ;
- les aciers auto-patinables (aciers à résistance améliorée vis-à-vis de la corrosion) lorsqu'ils sont soumis à des condensations répétées, à des projections d'eau salée, à une atmosphère marine...

2.2.1 Corrosion atmosphérique

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une rouille très adhérente et possédant un volume très supérieur à celui de l'acier dont elle est issue : plus du sextuple en cas de renouvellement non limité de l'oxygène. Les rôles principaux sont, en général, tenus par l'oxygène et l'eau. L'expérience montre que la corrosion ne devient sensible qu'au-delà d'un certain seuil du taux d'humidité relative, de l'ordre de 50 à 70 %. Mais la présence de poussières et autres dépôts solides étrangers à la surface de l'acier peut abaisser notablement la valeur de ce seuil et favoriser le déclenchement de la corrosion (corrosion par aération différentielle).

Certains composants, tel le sulfate d'ammonium, induisent et activent la corrosion à l'endroit où ils se déposent. D'autres composants agissent indirectement, par exemple en absorbant les gaz sulfureux acides (comme la suie). Il en résulte que la pollution atmosphérique, malheureusement fort importante dans les sites urbains des pays industrialisés, contribue à l'accélération du processus de corrosion. Les agents agressifs les plus courants sont l'anhydride sulfureux (issu de la combustion des fuels domestiques et industriels) et les chlorures hygroscopiques tels les chlorures de lithium, de calcium et de magnésium. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de 10 °C double la vitesse de réaction.

Une **attention particulière** doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche d'électrolyte, à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution, et cette couche n'empêche nullement la diffusion de l'oxygène.

2.2.2 Corrosion des armatures dans les structures en béton armé et précontraint

La corrosion des armatures passives dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'important gonflement résultant du passage de l'acier à l'état de rouille entraîne un

éclatement du béton de protection, tandis que la section résistante des armatures diminue. Mais, c'est surtout leur ductilité et leur résistance à la fatigue qui sont affectées.

Le taux de corrosion le plus élevé est observé dans les couches superficielles des pièces en béton soumises à des alternances régulières de sécheresse et d'humidité. Il n'est pas rare de voir ressortir les armatures dites « de peau » sur les parements d'ouvrages âgés seulement de quelques années. Cependant, à l'intérieur du béton, le renouvellement de l'oxygène est gêné, le gonflement dû à la rouille peut rester limité et n'entraîner aucune fissuration apparente : un tel phénomène, rare au demeurant, peut être très dangereux puisque les propriétés des armatures s'affaiblissent sans que l'on puisse s'en rendre compte. Ce dernier phénomène peut se développer dans un béton armé contenant un taux de chlorures élevé. Le produit qui se forme appelé « rouille verte » ($2\text{Fe}(\text{OH})_2$, FeOHCl , FeOCl) a la particularité d'apparaître sans gonflement des aciers.

Au départ, la surface de l'acier noyé dans le béton est au contact d'une solution d'hydroxyde de calcium dont le pH est supérieur ou égal à 12,5, et qui développe un film d'oxyde stable dans ce milieu alcalin. Ce film passif l'acier en empêchant l'oxygène d'entrer en contact avec le métal. Mais il peut être détruit, sur des zones d'étendue variable, lorsque le pH du béton tombe au-dessous d'une valeur de l'ordre de 9, circonstance se produisant, notamment, lors du processus de carbonatation ou lorsque les ions chlore atteignent la surface de l'acier et que leur teneur dépasse une valeur limite de l'ordre de 0,4 % du poids du ciment. Une fois le film protecteur détruit, la corrosion de l'acier se développe selon le processus électrochimique classique, dépendant de la résistivité électrique du béton et de la présence d'oxygène en milieu humide.

L'écran physique que constitue l'enrobage contribue à garantir la durabilité de la structure à condition que son épaisseur soit suffisante, qu'il présente une bonne compacité (faibles porosité et perméabilité) et que l'ouverture maximale des fissures qu'il présente ne dépasse pas, environ, 0,4 mm (voir **Nota**).

Des compléments d'information peuvent être obtenus dans les deux guides suivants ([11], [12]).

Ce qui vient d'être dit s'applique également aux armatures de précontrainte (fils, torons, barres) [6], particulièrement vulnérables lorsque leur enrobage ou la qualité de leur injection sont insuffisants. Mais les armatures de précontrainte peuvent être affectées par d'autres formes de corrosion qui sont la corrosion fissurante sous contrainte, la fragilisation par l'hydrogène atomique et le phénomène de « *fretting-fatigue* ». Ces formes de corrosion, qui peuvent aussi affecter la suspension des ponts à câbles et les boulons à serrage contrôlé (boulons HR), sont décrites au paragraphe 1.3.

Nota : dans le cas d'une structure fissurée (sous réserve que les fissures soient faiblement ouvertes, non actives et non soumises à une circulation d'eau), il y a amorçage rapide d'une corrosion mais les produits de corrosion obturent les fissures ce qui en stoppe la propagation. L'incubation se poursuit, comme dans le cas d'une structure non fissurée, avec la pénétration des agents agressifs au travers de l'enrobage jusqu'à ce qu'ils atteignent les armatures ce qui provoque alors la propagation de la corrosion comme dans le cas d'une structure non fissurée.

2.2.3 Autres formes de corrosion

Il existe d'autres formes de corrosion que celles précédemment décrites. Il y a lieu de citer :

- la **corrosion bimétallique** (anciennement galvanique) qui se développe en présence d'humidité (électrolyte) lorsque deux métaux ayant des potentiels différents sont en contact. Le plus électro-négatif subit une dissolution au profit du métal le moins électro-négatif qui se trouve ainsi protégé. Ce phénomène affecte surtout les équipements des ponts comme, par exemple, le berceau en acier galvanisé support d'un chéneau en acier inoxydable, si un isolant n'a pas été disposé entre ces deux métaux ;
- la **corrosion par aération différentielle** due à l'**effet Evans** : un métal placé dans un milieu oxydant prend un potentiel plus élevé que dans un milieu réducteur. Il se produit une sorte de corrosion bimétallique entre deux parties du même métal. Ce phénomène

affecte, par exemple, un pieu ou une palplanche dans la zone de marnage (point triple : acier, air et eau), le montant d'un garde-corps au niveau de son ancrage dans le béton (point triple : acier, air et béton) ;

- la **corrosion par influence de courants vagabonds** sur des pièces métalliques situées à proximité de tramways ou de chemins de fer alimentés en courant continu ;

- la **dégradation microbienne**, due à des bactéries produisant de l'acide sulfurique (thiobacilles) ou du sulfure d'hydrogène (bactéries sulfato-réductrices) se combinant avec les ions Fe^{2+} pour former des sulfures insolubles. Si, par un moyen mécanique, la couche de sulfures est partiellement détruite, il se forme une pile entre le métal anodique et les sulfures cathodiques.

2.3 Pathologie des câbles de suspension

Les ponts à câbles regroupent essentiellement les ponts suspendus et les ponts à haubans [7].

■ Les principaux types de câbles porteurs des **ponts suspendus** sont :

- les câbles à fils parallèles, qui se présentent sous forme d'un faisceau de fils maintenus jointifs par des frettes (fils métalliques enroulés sous tension) disposées à intervalles réguliers : chaque fil est protégé individuellement à l'aide de brai de houille ;

- les câbles torsadés, dont les fils constitutifs sont assemblés entre eux en torons de 7 à 19 fils, puis ces torons sont câblés en hélice autour d'un toron central métallique ou textile ;

- les câbles toronnés, dits clos ou non : ce sont les plus fréquemment rencontrés sur les ponts suspendus ; ils sont constitués de fils enroulés en hélice autour d'un fil d'âme, en couches successives à pas inversés. Les câbles clos sont dotés de fils profilés en Z dans leurs couches périphériques, fils qui s'emboîtent les uns dans les autres ce qui assure « théoriquement » aux câbles une certaine étanchéité.

■ Les câbles des **ponts à haubans** sont essentiellement des câbles de type précontrainte, mais avec des dispositions spéciales pour assurer la protection anticorrosion. On retrouve, comme éléments de base, les constituants des câbles de précontrainte classiques : barres, fils et torons. Citons aussi les câbles de haubanage à fils parallèles dérivés des câbles de précontrainte : ils sont constitués de fils de 7 mm de diamètre, ancrés individuellement dans un culot. Ils peuvent comporter de 50 à 400 fils maintenus en faisceau par un toronnage à très long pas et placés dans une gaine métallique ou en polyéthylène armé ou non. L'ensemble est protégé par injection, généralement d'un coulis à base de résine époxyde et/ou de ciment.

Les principaux désordres pouvant affecter la suspension des ponts à câbles se manifestent par une réduction de section ou par une fissuration des fils constitutifs, susceptibles d'aboutir à la rupture de ces derniers. Ces deux phénomènes peuvent, l'un comme l'autre, avoir deux origines, l'une électrochimique : la corrosion, l'autre mécanique : le *fretting*.

2.3.1 Corrosion

En règle générale, on observe principalement la corrosion par dissolution et la corrosion fissurante sous contrainte.

■ **Corrosion par dissolution**

La structure des câbles de type classique, y compris les câbles dits clos, n'assure pas l'étanchéité vis-à-vis des eaux ruissellements ; ils sont donc le siège d'une circulation d'eau quasi permanente provoquant des phénomènes de corrosion aux points de rétention. Cette corrosion, dite « aqueuse », généralement par piqûres, est un phénomène électrochimique ayant pour origine l'hétérogénéité des matériaux ou celle du milieu environnant, cas le plus courant. Les zones de rétention d'eau se situent dans les parties basses des câbles, près des ancrages, en bas de parabole pour les ponts suspendus, ainsi qu'en tout point faisant obstacle à l'écoulement :

intérieur des faisceaux, des colliers d'attache, des colliers d'épanouissement, entrée des selles de déviation, etc.

■ **Corrosion fissurante sous contrainte**

La corrosion fissurante sous contrainte, parfois improprement appelée corrosion fissurante sous tension, est liée, comme son nom l'indique, à la formation de fissures transversales à l'échelle de son réseau cristallin lorsque l'acier est le siège de contraintes de traction, aboutissant, à terme, à la rupture brutale de l'élément concerné. Elle affecte surtout les pièces présentant une composition chimique et une structure métallurgique défavorable, soumis en outre à d'importants efforts de traction.

Ses mécanismes sont plus complexes que ceux de la corrosion par dissolution puisqu'ils font intervenir à la fois les phénomènes de pile par aération différentielle, de pile galvanique et de fragilisation par l'hydrogène.

Les divers stades d'amorçage d'une fissure peuvent être décrits de la façon suivante : après fissuration des oxydes superficiels sous l'effet de la contrainte, formation d'une pile galvanique entre ces mêmes oxydes et le métal sous-jacent, production d'hydrogène naissant (protons) lors de la réaction d'oxydation, fragilisation du métal et fissuration de ce dernier par suite de la diffusion de l'hydrogène atomique qui se recombine en hydrogène moléculaire dans les vides du réseau cristallin en exerçant des pressions considérables. Les mêmes facteurs entrent en jeu pour la propagation, sous réserve que le facteur d'intensité des contraintes K , en fond de fissure, dépasse un seuil critique (voir **Nota 1**).

Pour ce qui est de ce facteur K , on a longtemps estimé que la contrainte « de service » des câbles de suspension les plaçait au-dessous du seuil critique. Mais l'état des contraintes dans les fils des câbles toronnés est complexe et la combinaison des contraintes résiduelles de toronnage et d'effets de flexion parasites conduit souvent, en fibre externe, à des contraintes de traction supérieures au seuil d'amorçage de la corrosion fissurante sous contrainte (voir **Nota 2**).

Nota 1 : à l'extrémité d'une fissure, l'intensité du champ de contraintes, dans un matériau élastique linéaire, est caractérisée par un seul paramètre, le facteur d'intensité de contrainte K , fonction de la géométrie de la pièce et de la fissure, de la dimension de celle-ci et du chargement. Le facteur K est donné par la formule (2).

$$K = \sigma \gamma \sqrt{a} \quad (2)$$

avec	γ	facteur géométrique (souvent fonction de a),
	σ	contrainte nominale,
	a	longueur de la fissure.

Nota 2 : les armatures de précontrainte sont soumises à des essais vis-à-vis de la corrosion fissurante sous contrainte. Cependant, si une telle armature, ayant subi avec succès les essais, se trouve en contact permanent avec l'humidité (eau issue de la décantation du coulis d'injection, coulis d'injection n'ayant pas fait prise localement...), une corrosion fissurante sous contrainte va se développer entraînant, à terme, la rupture de l'armature (figure 8).



Figure 8 – Corrosion fissurante sous contrainte sur le fil d'un toron
(Crédit LRPC du Bourget)

2.3.2 Le fretting

■ Dans le cas des câbles de suspension, de petits déplacements relatifs se produisent entre les fils d'un même câble (contacts inter-filaires dans un même toron ou entre torons jointifs) ou entre les fils d'un câble et les pièces d'ancrage (culot, clavettes, trompette, etc.), d'appui (selles, déviateurs) ou de liaison (colliers). Ces déplacements sont engendrés par les vibrations, les variations de contraintes, de traction ou de flexion, liées au trafic ou aux déformations thermiques. Ils engendrent un frottement en petits débattements, appelé **fretting**, dont la répétition provoque une usure ou une fissuration de surface préjudiciables à la tenue dans le temps des éléments en cause.

■ Lors des déplacements tangentiels relatifs des solides concernés, les écrans naturels que constituent, entre autres, les oxydes superficiels sont détruits et les débris ainsi obtenus ou provenant des solides eux-mêmes forment ce qu'il est convenu d'appeler le « troisième corps ». Au cours des déplacements cycliques relatifs des deux corps solides, les particules constituant le troisième corps sont successivement détachées, transportées et éliminées de la zone de contact, puis recirculées dans cette zone. Il peut en résulter un endommagement du câble par usure, souvent, et improprement, appelée « **fretting-corrosion** » en raison du fait que les débris d'usure s'oxydent très rapidement sous forme d'une poudre rouge.

■ À cette usure peut s'ajouter l'apparition de fissures de fatigue engendrées par la combinaison des effets des frottements en petits débattements et des variations de contrainte : on parle alors de phénomène de « **fretting-fatigue** ». Une fois la fissure amorcée, elle peut se propager sous la seule action des sollicitations cycliques de traction.

À noter que ce phénomène peut également affecter les câbles de précontrainte là où ils sont en contact direct avec leurs conduits métalliques, c'est-à-dire à l'intérieur des parties courbes de leur tracé.

La pression latérale, jointe au mouvement relatif, même très petit, entre les câbles et leur conduit au voisinage des fissures, provoque un frottement des fils ou torons donnant naissance au phénomène de fissuration par fatigue (surtout lorsque les conduits sont en feuillard nervuré). La protection des câbles vis-à-vis de la pénétration d'humidité et d'oxygène se détériore, ce qui peut amorcer un processus de corrosion.

3. Erreurs de conception

3.1 Ponts en béton précontraint

3.1.1 Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion

Par le passé, de nombreux ponts ont connu des désordres plus ou moins graves par suite d'une insuffisance manifeste de résistance à la flexion. Les causes les plus courantes de cette insuffisance étaient : « l'oubli » des actions thermiques (les gradients thermiques), la méconnaissance des effets des redistributions d'efforts par déformations différées gênées appelées improprement redistributions d'efforts par fluage dans les ponts construits par phases et une évaluation « optimiste » de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellations d'appuis ([6][18]).

Les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte pouvaient prendre de nombreuses formes, parfois difficiles à décoder. Certes, le choix de faibles coefficients de frottement des câbles dans leur conduit ou la sous-estimation des pertes par relaxation ont été, à une certaine époque, plutôt systématiques. Mais, de nombreux ponts ont été calculés avec des programmes automatiques entachés d'erreurs, tels ceux tenant compte d'une « longueur de diffusion », en faisant croître linéairement sur ladite longueur l'effort

dans chaque câble à partir de la valeur nulle au droit des ancrages, perturbant nettement le calcul des moments hyperstatiques de précontrainte.

Un certain nombre d'insuffisances de résistance vis-à-vis de la flexion furent aussi dues à des tracés de câbles maladroits, conduisant souvent, dans certaines sections, à de fortes discontinuités de l'effort de précontrainte (arrêts de câbles en trop grand nombre, variation trop rapide de l'excentricité).

3.1.2 Défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Des défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant ont souvent accompagné les défauts de résistance en flexion. Cela se traduisait généralement par une allure particulière de la fissuration de certains ouvrages (figure 9). Ces défauts trouvaient leur origine dans une évaluation erronée (réductions abusives par « effet Résal ») des contraintes tangentes conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou dans une prise en compte non moins erronée (ou abusive) des réductions d'effort tranchant par la précontrainte.

Il ne faut cependant pas oublier que la fissuration n'est pas toujours pathologique, même en béton précontraint : les contraintes principales de traction existent bel et bien et ce, malgré la définition utopique d'Eugène Freyssinet.

Lorsque les critères de résistance à l'effort tranchant des âmes d'une poutre-caisson n'étaient pas satisfaits, la mise en œuvre d'étriers actifs constituait (et constitue toujours) une solution efficace, à condition que l'effort de précontrainte, nécessaire dans la partie concernée, soit effectivement créé. Par le passé, on a cru volontiers qu'il suffisait de précontraindre verticalement la zone où l'on effectuait la vérification des contraintes de cisaillement en pensant que ces contraintes y étaient toujours maximales, ce qui a parfois conduit à des espacements d'étriers trop importants (figure 10).

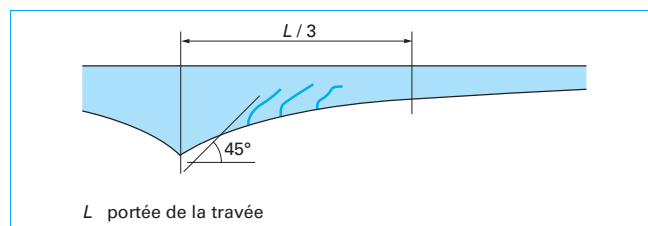


Figure 9 – Fissuration d'effort tranchant dans un pont-caisson

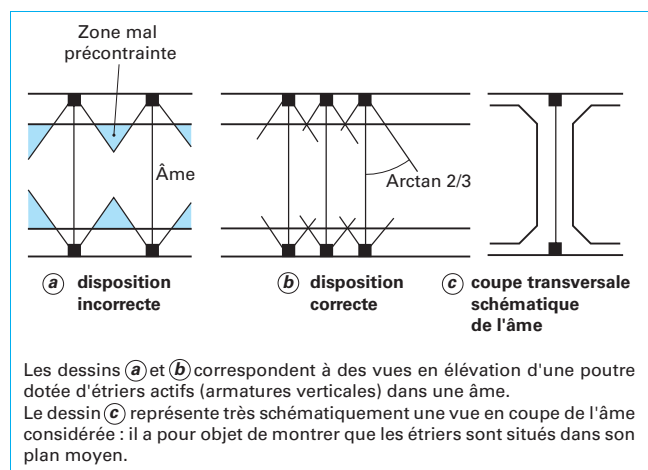


Figure 10 – Disposition des étriers actifs

3.1.3 Quelques autres causes de fissuration

Un grand nombre de ponts en béton précontraint ont connu des fissurations ou des éclatements à caractère local qui se sont parfois transformés en insuffisances structurales sous l'action :

- des efforts de poussées au vide générales ou locales ;
- des efforts concentrés développés au niveau des ancrages par la précontrainte (efforts de diffusion et/ou d'entraînement) ;
- des efforts locaux développés dans les zones de couplage des câbles.

Si les insuffisances de résistance structurale visées ci-devant ont été maîtrisées, depuis les années 1975, par la prise en compte des actions négligées (gradients thermiques, redistribution des efforts par déformations différées gênées...), la puissance actuelle des armatures de précontrainte est telle qu'une erreur de conception, ou un défaut d'exécution, peuvent encore être à l'origine de désordres sous des poussées au vide locales, ou sous les efforts concentrés au niveau des ancrages.

■ Poussées au vide à caractère local

Une armature de précontrainte isolée et courbe exerce une poussée au vide vers l'intérieur de la courbure. Si cette poussée au vide n'est pas équilibrée par une masse de béton suffisante et des armatures de béton armé correctement disposées, il peut se produire des fissurations, voire une éclatement local du béton entourant l'armature active (figure 11).

Ces désordres locaux sont, le plus souvent, causés par une mauvaise maîtrise du tracé des armatures de précontrainte lors de l'exécution (par exemple : déplacement de gaines mal fixées sur le ferrailage sous la poussée du béton frais lors du bétonnage).

■ Poussées au vide à caractère général

Ce type de poussée au vide s'est manifesté dans le hourdis inférieur de poutres-caissons de hauteur variable (voir **Nota**) contenant un grand nombre de câbles. En effet, à vide, la poussée au vide, exercée par la compression du béton du hourdis inférieur courbe, équilibre la poussée exercée par les armatures de précontrainte. Il n'en est plus de même en charge, puisque le hourdis inférieur peut même être soumis à des tractions. Dans les ponts concernés, ce phénomène n'avait pas été pris en compte lors de la conception et, donc, le hourdis n'avait pas été renforcé en conséquence (figure 12).

La poussée au vide générale peut aussi se développer dans un hourdis à forte courbure et comprimé, ou dans un hourdis dont le tracé présente une cassure (cas d'une poutre à goussets).

Nota : dans les poutres-caissons de hauteur variable à hourdis inférieur courbe actuelles, bien que les câbles soient regroupés dans les goussets inférieurs des âmes, ils exercent une poussée au vide qui doit être équilibrée.



Figure 11 – Poussée au vide locale exercée par des câbles de précontrainte déplacés lors du bétonnage (Crédit D. Poineau)

■ Efforts de diffusion et d'entraînement

Un grand nombre de ponts en béton précontraint construits par phases (construction par encorbellements successifs, par poussage...) ont connu des fissurations dues aux efforts concentrés qui se développent dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte. Elles sont appelées « fissurations de diffusion » et/ou « d'entraînement » (figure 13). Les désordres les plus critiques étaient dus à la présence de câbles ancrés dans des bossages situés à la surface du hourdis inférieur. Ils étaient principalement imputables à un ferrailage insuffisant et à l'arrêt prématuré des câbles, dans des zones relativement peu comprimées.

• Les **efforts de traction** développés en arrière des ancrages se combinant aux efforts de traction dus aux gradients thermiques, poids des superstructures, aux charges d'exploitation..., il en est résulté des insuffisances de résistance à la flexion.

De même, les **cisaillements** développés en avant des ancrages se sont combinés aux cisaillements dus aux gradients thermiques, poids des superstructures, aux charges d'exploitation..., il en est résulté des insuffisances de résistance à l'effort tranchant.

• Les **méthodes de calcul simplifiées**, développées dans les règles de calcul actuelles, permettent d'éviter les désordres susvisés dans la majeure partie des cas sous réserve de :

- s'assurer que le béton peut équilibrer les efforts concentrés (respect des contraintes limites) ;
- mettre en place un ferrailage chargé d'empêcher la rupture locale du béton ;
- vérifier que le béton pourra se mettre en place entre les câbles, le ferrailage, et les ancrages.

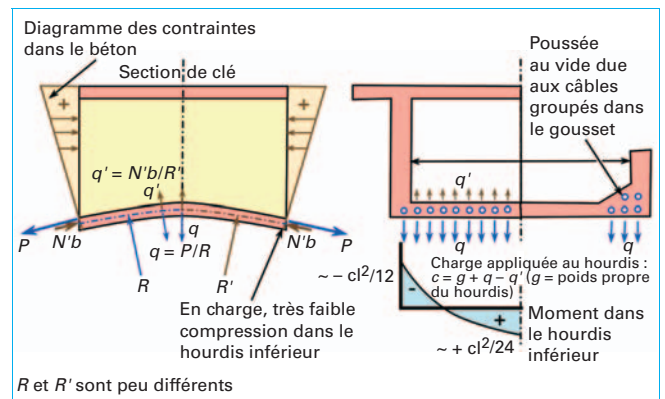


Figure 12 – Poussée au vide générale dans le hourdis inférieur d'une poutre-caisson

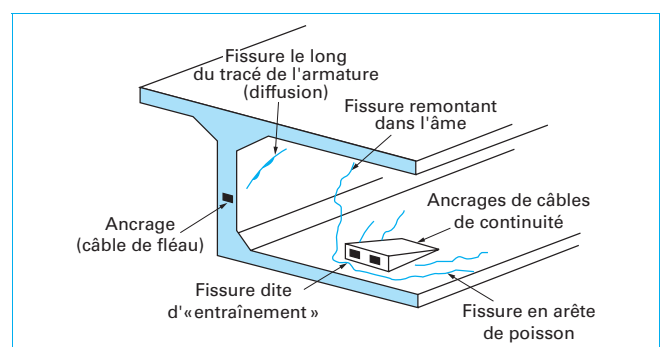


Figure 13 – Principaux types de fissures



Figure 14 – Fissures de diffusion à l'about d'un pont-dalle à nervure très étroite et biais (Crédit D. Poineau)

- Dans le cas des structures qui sortent des standards et où des fissures apparaissent (cas de la figure 14), il est inutile d'augmenter le ferrailage. Il faut revoir la modélisation de la zone concernée (calcul aux éléments finis par exemple) pour évaluer avec plus de précision les champs de contraintes qui se développent dans le béton. Si besoin est, l'ajout d'une précontrainte locale (barres de précontrainte...) est souvent une bonne solution pour empêcher toute fissuration.

■ Efforts locaux dans les zones de couplage des armatures de précontrainte

L'utilisation de coupleurs pour rabouter des câbles (notamment dans un grand nombre de ponts poussés et de ponts construits sur cintre autolanceur) a conduit à de nombreux déboires, largement décrits dans divers ouvrages et publications. C'est pourquoi les règles BPEL actuelles conseillent de limiter à 50 % la proportion d'armatures couplées dans une même section (à condition que les coupleurs soient dotés de capots) et fournissent des dispositions constructives pour les armatures passives.

3.2 Ponts en béton armé et parties de ponts en béton précontraint relevant du béton armé

Certains désordres furent imputables à des erreurs de conception du ferrailage de pièces en béton armé [3] :

- armatures en feuillet sans liaison transversale (pouvant conduire, par exemple, à un éclatement du béton dans les nœuds de portiques très sollicités) ;
- ancrages et/ou recouvrements trop courts ;
- absence ou insuffisance d'armatures de peau ou de répartition ;
- poussées au vide (entraînant également des éclatements du béton) des barres tendues ou comprimées ;
- appareils d'appui placés trop près du bord de certaines pièces, etc. ;
- et, surtout, **enrobages insuffisants** (figure 15) conduisant à un aspect dégradé dû à la corrosion totale de certaines armatures quelques années seulement après la construction.

Dans le cas des voussoirs sur pile des ponts construits en encorbellement, un certain nombre de désordres résultèrent du cumul de plusieurs maladresses de conception portant sur :

- l'emplacement des appareils d'appui ;
- la géométrie de l'entretoise ;
- le fonctionnement mécanique du voussoir et la répartition de son ferrailage.

De telles situations se sont produites, notamment, lorsque l'axe des appareils d'appui était trop éloigné de celui des âmes, ou lorsque le sabot à la base de l'entretoise, à l'intérieur duquel



Figure 15 – Défaut d'enrobage des étriers d'un pont en béton précontraint (Crédit D. Poineau)

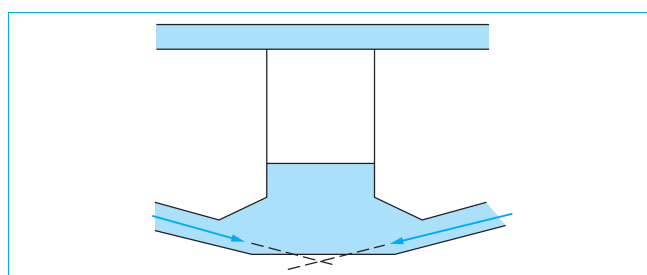


Figure 16 – Efforts de compression dans le hourdis inférieur d'un voussoir sur pile. Conception défectueuse

doivent se recouper les efforts de compression canalisés par le hourdis inférieur, était inexistant ou de dimensions insuffisantes (figure 16).

3.2.1 Ponts courants en béton armé

Les ponts courants en béton armé ne connaissent pas de pathologie spécifique, sauf problème particulier de fondation, lorsqu'ils sont conçus en respectant les règles de l'art. Il semble néanmoins utile d'insister sur les points suivants :

- les **ponts-dalles très biais** peuvent être le siège de **fortes fissurations** dans la zone de leurs angles aigus lorsque le ferrailage de ces angles n'est pas prévu avec la densité et l'orientation appropriées ;
- les **actions thermiques dans les ponts-dalles de grande largeur** provoquent une flexion transversale pouvant entraîner une fissuration longitudinale de l'intrados. Toutefois, les fissures en question, lorsqu'elles sont correctement pontées, ne paraissent pas devoir mettre en cause la durabilité de l'ouvrage. D'autre part, il se peut que certaines fissures soient bénéfiques en permettant de libérer des contraintes parasites ;
- les **encorbellements latéraux des ponts-dalles ou des ponts à poutres sous chaussée continus**, lorsqu'ils sont larges, peuvent être le siège de fissurations dans les zones voisines des appuis intermédiaires si leur ferrailage longitudinal n'est pas suffisamment dense ;
- enfin, la **traverse et les piédroits des cadres et portiques** peuvent se fissurer (fissuration contenue dans des plans verticaux parallèles à l'axe de la voie portée) à cause du retrait différentiel entre des bétons coulés à des époques différentes ou d'éventuels tassements différentiels si le ferrailage n'a pas la densité appropriée.

3.2.2 Fatigue dans les ponts en béton

Les ponts en béton peuvent subir un endommagement par fatigue : il se traduit par une dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures entraînant l'apparition d'une fissuration pouvant affecter la durée de vie de l'ouvrage, voire des déformations irréversibles sous l'effet des charges de service. Le degré d'endommagement dépend de nombreux facteurs comme le nombre et l'intensité des cycles de chargement, la variabilité des charges appliquées et le degré de fissuration entraînant une modification des propriétés du béton.

Le phénomène de fatigue concerne principalement les armatures dans les structures en état de précontrainte partielle « involontaire » (force de précontrainte insuffisante), pour lesquelles il n'a donc pas été pris en considération.

Il n'a jamais été observé dans le béton de tabliers non fissurés.

3.3 Ponts métalliques ou en ossature mixte

3.3.1 Désordres dus à la corrosion

C'est de très loin la principale cause de détérioration, voire parfois de ruine, des ponts métalliques. Il s'agit d'un phénomène essentiellement électrochimique, déjà décrit au paragraphe 2.2, dans lequel l'acier joue le rôle d'anode soluble et se transforme en oxyde de fer. Mais il ne s'agit pas seulement d'un problème de réaction chimique et d'entretien : une conception inadéquate de certains détails, entraînant la stagnation des eaux de pluie ou de condensation, peut favoriser le développement du phénomène. De même, l'inaccessibilité de certaines parties d'ouvrages (notamment aux extrémités des tabliers et dans certains nœuds d'assemblage) relève d'un défaut de conception.

■ Dans certains ponts rivés anciens à base de fer puddlé, l'acier écroui des rivets présente un potentiel plus faible que le matériau de base et joue le rôle d'anode soluble, l'électrolyte étant constitué par l'eau de pluie ou de condensation. On a pu observer la formation de plans de corrosion transformant progressivement la tôle en « mille-feuilles ».

■ En règle générale, la corrosion s'accélère chaque fois qu'il y a stagnation d'eau ou ambiance humide. Un cas typique est celui des ouvrages dont les membrures sont constituées par des tôles assemblées par des cornières, chaque membrure ayant la forme d'un U ouvert vers le bas pour la membrure supérieure et ouvert vers le haut pour la membrure inférieure. La membrure inférieure, dans laquelle peuvent s'accumuler eau et débris maintenant l'humidité et qui peut même se transformer en « bac à fleurs », est toujours corrodée (et parfois très corrodée), alors que la membrure supérieure, dont la géométrie favorise l'évacuation de l'eau, est généralement en bon état même si l'entretien a été négligé (figure 17).

3.3.2 Désordres dus à la fatigue

Les trafics routier et ferroviaire engendrent des variations de contraintes cycliques d'intensité et de fréquence élevées : il est donc logique que les ponts soient potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue [24].

■ Dans le cas des ponts routiers, ce phénomène n'est tributaire ni des charges apportées par les essieux légers, même s'ils sont nombreux, ni de celles apportées par les essieux très lourds, plutôt rares : les charges déterminantes sont donc les charges intermédiaires. Les tabliers à dalle orthotrope [8] sont particulièrement exposés : des fissures ont été découvertes là où les assemblages soudés des cadres avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales ne respectaient pas les règles de conception à



Figure 17 – État du nœud inférieur d'une poutre métallique en treillis (Crédit D. Poineau)

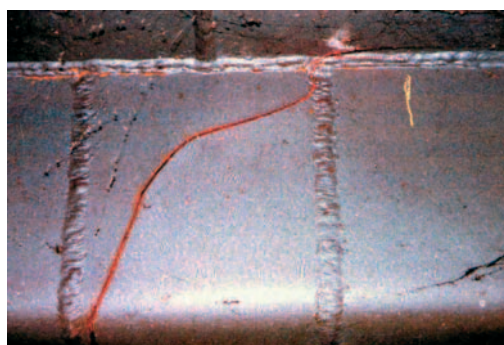


Figure 18 – Fissure de fatigue dans un auget de dalle orthotrope (Crédit LRPC)

la fatigue, notamment dans les endroits où, du fait de la présence de raidisseurs ou de diaphragmes, la flexibilité de la couverture orthotrope sous l'effet des charges de trafic subissait une discontinuité brutale, d'où des actions dynamiques (chocs) amplifiant des variations de contraintes locales.

Un exemple caractéristique est fourni par les viaducs métalliques démontables, ouvrages réputés provisoires et qui sont restés en place pendant des périodes dépassant souvent trente ans. Conçus dans un souci d'économie maximale, leur durée de vie ne devait pas dépasser 5 ou 10 ans à une époque où les moyens de calcul ne permettaient pas d'estimer correctement les contraintes locales dans une dalle orthotrope.

Ces ouvrages souffrent logiquement d'un sous-dimensionnement de la tôle de platelage de 10 mm d'épaisseur. Les effets de celui-ci sont aggravés par la minceur du revêtement (5 à 6 mm) qui ne permet pas d'étaler les charges locales, par un trafic lourd et très canalisé compte tenu de la faible largeur de ces ouvrages et, pour certains, par des défauts de soudage à la liaison auget-tôle de platelage (mauvais accostage, défaut de pénétration) (figure 18).

■ Dans le cas des ponts ferroviaires, l'évolution du trafic a engendré un important endommagement en fatigue de ponts anciens qui n'avaient été ni conçus ni calculés pour résister à ce phénomène. Ce sont les pièces courtes (longerons et pièces de pont, poutres principales des petits ponts) qui subissent l'endommagement le plus important car elles sont sollicitées par le passage de chaque essieu qui engendre un ou plusieurs cycles de forte intensité.

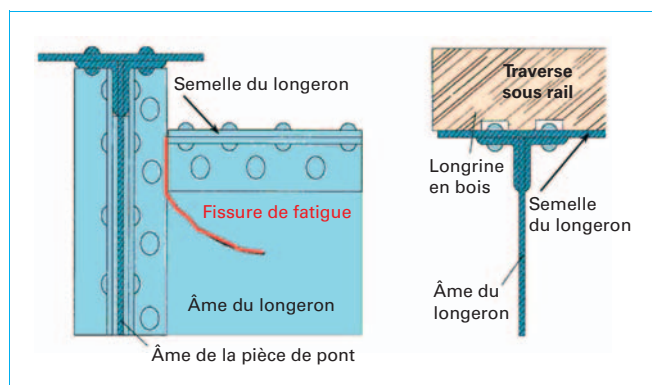


Figure 19 – Fissure de fatigue dans un assemblage soudé pièce de pont-longeron

Dans le cas des longerons, bien que calculés comme des poutres sur appuis simples, ils subissent des moments de continuité résultant de l'encastrement partiel sur les pièces de ponts créé par leurs cornières d'attache.

Les désordres dus à la fatigue apparaissent principalement dans les zones d'assemblage où l'on constate les effets suivants.

• **Dans les assemblages rivés** (figure 19) :

- des concentrations de contraintes au voisinage des rivets ;
- des défauts d'épuration de barres provoquant des moments parasites ;
- des concentrations de contraintes dues à l'arrêt brutal d'une membrure ou d'une cornière.

• **Dans les assemblages soudés**

- des concentrations de contraintes souvent importantes dues au tracé des pièces mais aussi à des défauts (parfois minimes) de soudage (caniveaux, stries, etc.) ou d'usinage (stries d'oxycoupage) ;
- des contraintes internes parfois importantes dues à des retraits de soudage bridés ;
- un durcissement du métal de base au voisinage de la soudure qui réduit son allongement à rupture et, par voie de conséquence, sa ténacité ;
- dans certains cas, des sous-dimensionnements de tôles ou de cordons de soudure ;
- des défauts d'exécution ou des parachèvements mal faits (soudures non ou mal meulées).

3.3.3 Quelques erreurs de conception

Les erreurs les plus fréquentes concernent la non-prise en compte des risques de corrosion dans la conception ; sans être limitatifs, on peut citer les cas suivants :

- absence de chape d'étanchéité ;
- hourdis constitués de tôles cintrées recouvertes d'un mauvais béton (voire parfois de tout-venant) ;
- évacuation des eaux mal conçue, provoquant des ruissellements sur des semelles de poutres ;
- fil d'eau disposé à la verticale d'un longeron ou d'une poutre ;
- espace insuffisant entre le mur garde-grève et l'extrémité du tablier ne permettant pas l'entretien de l'entretoise d'about et de l'extrémité des poutres ;
- joints de chaussée laissant l'eau ruisseler sur la charpente métallique ;
- membrures inférieures en forme de U ouvert vers le haut facilitant l'accumulation d'eau et de débris, et pouvant se transformer en « bacs à fleurs » (§ 3.3.1) ;
- montants et diagonales constitués par quatre cornières reliées par des barrettes. L'espace libre entre les deux cornières, égal à l'épaisseur des barrettes (de 6 à 10 mm) est trop faible pour

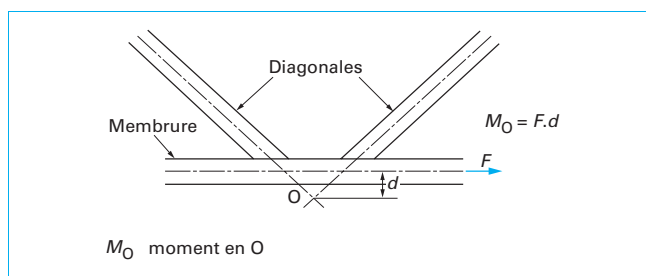


Figure 20 – Exemple de défaut d'épuration des barres

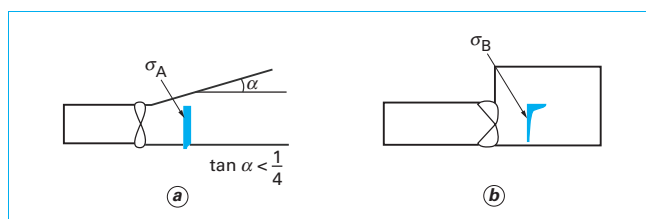


Figure 21 – Contraintes dans des tôles réunies par soudure

permettre le moindre entretien et favorise l'accumulation de poussière et d'humidité ;

- trop grand entraxe des rivets qui permet à l'humidité de pénétrer entre deux tôles et d'y développer de la corrosion ; le foisonnement de la rouille provoque un écartement des tôles entre deux rivets, écartement qui, lui-même, favorise la pénétration et la stagnation d'eau.

Outre ces erreurs qui provoquent des désordres par corrosion, on constate parfois des fautes de conception qui ont des conséquences directes sur la tenue des ouvrages.

Par **exemple**, lorsque les fibres moyennes des barres aboutissant à un même nœud ne sont pas concourantes au sein de la matière, des moments secondaires non négligeables se développent, pouvant provoquer des ruptures de rivets ou de déchirures de pièces (figure 20).

■ **Rivets travaillant à l'arrachement des têtes**

Ce défaut se rencontre surtout à l'attache des longerons sur les pièces de pont. Les longerons étant calculés comme une suite de travées isostatiques, certains constructeurs se contentaient d'attacher l'âme du longeron sur celle de la pièce de pont à l'aide de cornières. La continuité des longerons de part et d'autre des pièces de pont provoque l'apparition de moments de flexion qui sollicitent les têtes de rivets à l'arrachement, provoquant, dans les cas extrêmes, leur rupture.

■ **Discontinuité brutale dans la section d'une pièce**

L'exemple le plus courant est celui des membrures constituées par un empilage de tôles réunies par soudure où l'on n'a pas pris la précaution de décaler l'extrémité de la semelle additionnelle : il se produit une concentration de contraintes à l'extrémité de cette semelle due à la déviation brutale des isostatiques (figure 21). Cette concentration, qui se cumule aux contraintes de retrait de soudage ou même aux effets de défauts de surface des cordons de soudure tels que caniveaux, stries, etc., peut provoquer la fissuration de la soudure et de la première semelle.

Ce phénomène est encore plus dangereux lorsque la semelle additionnelle a été arrêtée en pleine largeur : le cordon de soudure, qui tourne à 90° suivant un rayon très faible, engendre localement des contraintes de retrait selon deux directions perpendiculaires, ce qui accroît fortement les risques de fissuration.

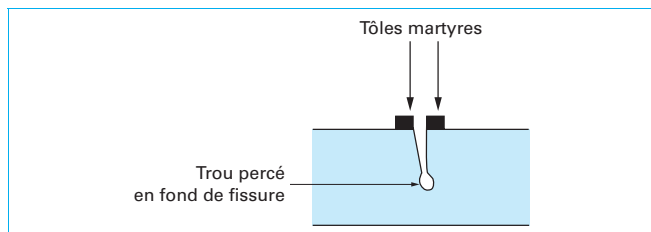


Figure 22 – Réparation de tôles par soudage

■ Réparations « abusives »

Le renforcement ou la réparation d'un ouvrage métallique sont plus simples et plus faciles à concevoir et à mettre en œuvre que pour un ouvrage en béton mais, une réparation mal conçue ou mal exécutée peut provoquer des désordres graves, voire la ruine de l'ouvrage.

Les erreurs les plus fréquentes sont les suivantes.

• Renforcement par soudage sans précaution

Sur un acier peu ou pas soudable.

• Mauvaise conception des réparations par soudure

Un cas classique est celui d'une tôle déchirée à la suite d'un choc et réparée par soudage ; si l'on se contente, après avoir redressé la tôle, de souder bout à bout les deux bords de la déchirure sans précautions, la probabilité que le retrait et la concentration de contraintes existant en fond de déchirure provoquent une fissuration est très élevée. Dans un tel cas, il convient (figure 22) :

- de repérer par ressuage l'extrémité de la déchirure (elle n'est généralement pas visible à l'œil nu) ;
- de percer un trou à l'extrémité de la déchirure ;
- de disposer des « tôles martyres » sur le bord libre de la tôle ;
- de réaliser la soudure ;
- d'éliminer les tôles martyres et de meuler l'extrémité de la soudure ;
- d'aléser le trou (+ 20 à 30 mm sur le diamètre initial du trou) pour éliminer l'extrémité du cordon ;
- de ne pas chercher à reboucher le trou !

• Remplacement sans précaution d'un élément endommagé

Les poutres en treillis anciennes sont souvent intérieurement hyperstatiques et il est en général possible, sans mettre en cause la stabilité de la structure sous poids propre, de démonter et de remplacer une diagonale sans précaution particulière. Dans un tel cas, la nouvelle diagonale n'est sollicitée que par les charges d'exploitation. La totalité du poids propre et une fraction des charges d'exploitation sont alors reprises par les diagonales restées en place qui ne sont pas toujours capables d'y résister.

• Modification de la répartition des efforts dans une structure hyperstatique

Il est arrivé que des ouvrages ne présentent pas une résistance homogène dans toutes leurs sections, certaines zones étant surdimensionnées par rapport à d'autres. Dans un tel cas, il est tentant de renforcer les zones les plus faibles dans l'intention de conférer à l'ouvrage la même capacité portante dans toutes ses sections.

Mais attention, le fait de renforcer certaines zones d'une poutre continue en modifie la loi d'inertie et, par voie de conséquence, la répartition des moments fléchissants. Certaines sections, qui présentaient une résistance suffisante avant renforcement, peuvent subir des contraintes excessives après réparation.

• Renforcement d'un assemblage rivé par de la soudure

Une erreur assez fréquente consiste à renforcer un assemblage rivé insuffisant par de la soudure. Il s'agit là d'une erreur grossière car :

- la soudure ne travaille alors que sous les charges d'exploitation ;

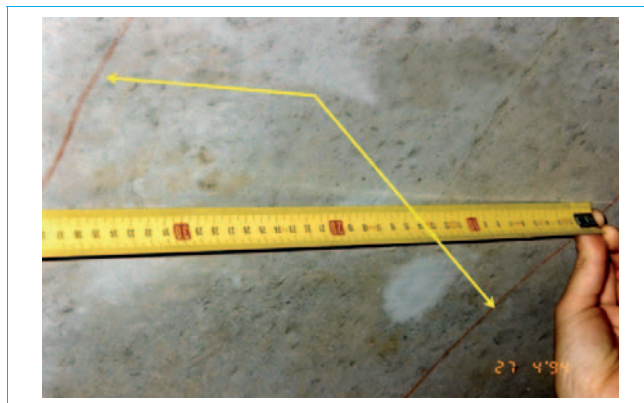


Figure 23 – Fissures dans une dalle d'un pont mixte acier-béton

- la répartition des efforts dus aux charges d'exploitation entre rivets et soudure dépend du tracé des pièces mais, en général, la mise en charge de la soudure n'intervient qu'après rupture de la première ligne de rivets ou la déchirure de la pièce ;
- la soudure, souvent difficile à réaliser, risque d'être une cause de fissuration.

■ Cas particulier des ponts mixtes

Dans le cas des ponts mixtes, lorsque la connexion entre la dalle et les poutres n'a pas été correctement réalisée, des microfissures se sont développées dans le béton entourant les connecteurs, dues au retrait/fluage au jeune âge du béton ou à la corrosion des connecteurs. Ces derniers, ne pouvant suivre les déformations résultant de l'accroissement graduel de la fissuration, ont plastifié le béton environnant et réduit sa résistance. Un glissement relatif entre la dalle et les poutres s'est alors développé peu à peu, mettant en cause l'hypothèse de mixité de la structure.

D'une façon générale, le décollement d'une dalle de pont mixte par rapport aux poutres métalliques, favorisant en particulier l'infiltration de l'eau dans la poutraison ou dans le caisson, est dû à une insuffisance de la connexion. Cette insuffisance est souvent liée à une sous-estimation des efforts de glissement. Par ailleurs, les moments d'encastrement des dalles sur les poutres principales au droit des cadres d'entretoisement sont d'intensité élevée. La dalle a tendance à tourner (avec soulèvement unilatéral) par rapport aux membrures si sa connexion n'est pas suffisamment renforcée.

Un autre problème posé par les ponts en ossature mixte est lié à la fissuration transversale de la dalle en béton armé, due, non seulement aux déformations imposées dans les zones de moment négatif, mais également aux retraits au jeune âge du béton (retrait thermique et retrait endogène). Si elle devient trop dense, elle peut mettre en cause la longévité de l'ouvrage (figure 23, [28]).

3.4 Erreurs ou insuffisances des modèles

Un pont est une structure tridimensionnelle que l'on étudie à partir de modèles plus ou moins simplifiés [3].

Dans de nombreux cas, le modèle employé pour étudier la résistance d'ensemble est constitué par un réseau de barres reliant des nœuds, chaque barre représentant un élément assimilé à une poutre dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont évaluées à l'aide des méthodes de la résistance des matériaux usuelle. Mais, on recourt de plus en plus fréquemment à des modèles numériques complexes (modèles aux éléments finis) pour analyser plus finement certaines parties des ouvrages.

Chaque fois que l'on représente une structure réelle par un modèle, on introduit une erreur systématique dont les effets sont, en théorie, couverts dans les codes de calcul aux états limites par un coefficient partiel approprié qui ne saurait, cependant, couvrir des erreurs résultant de simplifications abusives ou de calculs erronés.

3.4.1 Modèles en résistance des matériaux usuelle

En dehors des dalles, la plupart des tabliers de ponts sont à poutres sous chaussée ou en forme de caisson uni- ou multicellulaire. Les **vérifications de résistance** (flexion, effort tranchant, torsion) utilisent les valeurs des caractéristiques mécaniques de leurs sections droites. Or, le calcul des contraintes dues à l'effort tranchant ou à la torsion utilise généralement les formules établies pour des poutres à parois minces. Le passage d'une section réelle, à parois épaisses, à un modèle de section à parois minces pose des problèmes délicats à la jonction des éléments de parois. En effet, si l'identification du contour médian et de son épaisseur associée dans les éléments de parois rectilignes est assez évidente, il n'en va pas de même au droit des goussets (cas d'une section en béton), surtout lorsqu'ils sont volumineux, ou à la jonction de poutres métalliques et d'une dalle en béton par l'intermédiaire d'un renformis.

Si le modèle de section à parois minces équivalent n'est pas établi avec soin, on peut introduire des erreurs non négligeables dans la position du centre de gravité ou dans le calcul de caractéristiques mécaniques (moments statiques, moments d'inertie, caractéristiques sectorielles) nécessaires à la détermination des contraintes, d'où des imprécisions parfois inacceptables.

■ Par ailleurs, les **résultats en résistance des matériaux usuelle** sont basés sur un certain nombre d'hypothèses classiques.

L'une d'elles, très importante, consiste à admettre que la **section droite des poutres étudiées est indéformable**.

Cette hypothèse n'est pas toujours légitime. Dans les tabliers de ponts à poutres, il est d'usage d'employer des méthodes de calcul différentes selon que les poutres sont reliées ou non par des entretoises intermédiaires rigides. Par contre, les effets de la déformabilité en section des poutres-caissons sont rarement pris en compte. Ces effets se traduisent par une modification de la répartition des contraintes normales liée à la distorsion des caissons.

Dans le même ordre d'idées, les perturbations apportées à la distribution des contraintes normales dues aux contraintes de cisaillement (traînage de cisaillement ou *shear-lag* en anglais) peuvent jouer un rôle prépondérant, même dans les poutres-caissons en béton très larges et à deux âmes. On en tient compte, en construction métallique, par l'intermédiaire de la notion de **largeur participante** à affecter à chaque membrure. Le fait de négliger ce phénomène peut conduire à d'inacceptables surestimations de la rigidité, voire de la capacité résistante d'une section.

■ Les **modèles à barres, employés sans discernement, peuvent conduire à des résultats franchement erronés**. Les maladresses les plus courantes affectent le choix des caractéristiques mécaniques des différentes familles de barres, mais il arrive que des modèles soient établis en « oubliant » que les centres de gravité des poutres principales ne sont pas situés dans le même plan que le feuillet moyen de la dalle de couverture, elle-même représentée par un grillage plan de poutres.

3.4.2 Modèles numériques

Les progrès de l'analyse numérique et l'augmentation croissante de la puissance des ordinateurs ont permis de mettre au point des méthodes de calcul adaptées à l'étude directe d'un grand nombre de problèmes à partir d'hypothèses beaucoup moins restrictives que celles de la **résistance des matériaux**.

■ Parmi celles-ci, la **méthode des éléments finis** est la plus couramment employée en génie civil :

– lorsque la solution du problème est manifestement hors du champ d'application de la **résistance des matériaux** ;

– lorsque l'on souhaite apprécier la marge d'incertitude qui subsiste dans une solution approchée, obtenue par les méthodes traditionnelles ;

– lorsque l'on souhaite analyser de façon précise un problème particulier permettant de valider définitivement une méthode de calcul approché ou de définir des règles de bonne construction.

La fiabilité des résultats dépend de nombreux paramètres, dont la qualité du modèle (maillage) et... la compétence de l'utilisateur !

La plupart des calculs aux éléments finis sont conduits en admettant que le comportement des matériaux est élastique et linéaire, mais des contraintes parfois très élevées apparaissent dans des zones d'étendue limitée, alors que le matériau y subit, en réalité, une plastification modifiant la répartition et l'intensité des contraintes calculées.

■ Le **recours à l'analyse non linéaire** est possible, mais au prix d'un grand nombre de difficultés supplémentaires car l'utilisateur doit, non seulement définir le modèle de comportement mécanique de la structure étudiée, mais également la stratégie de calcul à utiliser, incluant la définition d'un critère de convergence et des incréments de calcul.

Avec ce type d'analyse, on n'est plus en droit « d'ajouter des cas de charges » car l'additivité a disparu. D'autre part, le problème est d'autant plus complexe que plusieurs types de non linéarités peuvent se présenter simultanément (géométriques et mécaniques, par exemple). Enfin, les résultats de modèles non linéaires se prêtent mal à une interprétation selon des codes de calcul basés sur la justification de sections de poutres.

■ Enfin, si le calcul des déplacements (tout au moins pour les éléments de type iso-paramétrique classique) est effectué de manière analogue dans tous les logiciels du commerce, le calcul des contraintes résulte de diverses hypothèses qui ne conduisent généralement pas aux mêmes résultats. On peut, dès lors, se poser la question de la signification réelle des contraintes ou des efforts obtenus. Quant à l'**analyse dynamique par éléments finis** des structures, elle peut réserver des surprises encore plus grandes que l'analyse statique.

Tout cela pour dire que le calcul de ponts au moyen d'éléments finis peut être entaché d'erreurs, systématiques ou non, qui peuvent être à l'origine de certains désordres, par exemple, des fissurations de tabliers de ponts-dalles en béton, consécutives à un ferrailage insuffisant, car mal calculé et/ou mal réparti.

3.5 Erreurs d'exécution

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art. Si l'on voulait établir une liste complète et détaillée de toutes les erreurs d'exécution répertoriées à ce jour, un livre entier ne serait probablement pas suffisant ([2] [3]).

Dans ce qui suit, seules sont évoquées les erreurs les plus fréquentes ou les plus lourdes des conséquences.

3.5.1 Ponts en béton armé ou précontraint

De nombreux désordres sont dus à des plans de ferrailage incomplets ou « illisibles » parce que l'on a voulu mettre l'ensemble de l'information nécessaire à l'exécution sur un seul dessin ou parce qu'une partie d'ouvrage a été représentée à l'échelle d'un timbre-poste.

■ **D'une façon générale**, la mise en œuvre des armatures passives présente fréquemment des défauts. Le plus grave d'entre eux, susceptible de mettre en cause la pérennité de la structure, est relatif à la position et à l'armage des armatures à l'intérieur des coffrages. En effet, si la position n'est pas correcte, ou si les armatures sont susceptibles de se déplacer pendant le bétonnage du fait du manque de rigidité des liaisons, les épaisseurs théoriques d'enrobage ont peu de chances d'être respectées. À plus ou moins court terme, par suite de la carbonatation du béton, elles se corrodent en entraînant l'éclatement du béton d'enrobage.

On peut également citer le cas d'aciers de fretage trop éloignés de la surface directement sollicitée et qui ne peuvent donc assurer efficacement leur fonction. De tels défauts mettent en cause non seulement les insuffisances du processus de contrôle de qualité, mais également la négligence de certains documents d'exécution qui ne fournissent pas d'indications suffisamment précises.

■ Dans le même ordre d'idée, des **plans de câblage traditionnel qui ne fixent que les points de passage des câbles de précontrainte dans certaines sections**, en laissant au chantier « l'initiative » du tracé entre les dites sections et, parfois, la gestion (« au chalu-meau », par exemple) des conflits entre armatures passives et actives, sont totalement insuffisants. Ils ont conduit, par le passé, à des tracés festonnants (entraînant des pertes par frottement nettement supérieures à celles prévues dans les notes de calcul), voire gauches (pouvant engendrer des éclatements par poussée au vide), ou à des enrobages aléatoires.

■ Dans les **ponts construits par phases** (notamment les ponts construits en encorbellements successifs), certains réglages (déformations imposées) nécessaires au moment des clavages n'ont pas été pris en compte dans les notes de calcul : ces réglages, parfois « sauvages », engendrèrent dans la structure des états de contraintes pouvant être à l'origine de fissurations préjudiciables. De même, la déformabilité, ignorée ou mal prise en compte, de certains ouvrages provisoires (tassement de cintres, déformabilité de palées employées lors du poussage d'un pont) ou de certains matériels d'exécution (équipages mobiles) est à l'origine d'imperfections plus ou moins sérieuses.

■ Des accidents graves, entraînant parfois des pertes de vies humaines (basculement de fléaux de ponts construits en encorbellement, par exemple), sont imputables à de « **fausses manœuvres** » ou au non-respect de phases de bétonnage prévues par le bureau d'études.

■ Dans les **cas courants**, c'est la qualité de mise en œuvre des différents matériaux qui est principalement en cause [6]. Sur chantier, le béton peut être d'une qualité médiocre pour de multiples raisons : irrégularité de fabrication sur chantier, délais de transport aléatoires depuis une centrale de béton prêt à l'emploi, reprises de bétonnage mal exécutées, mise en œuvre dans des coffrages mal nettoyés, ségrégation due à une hauteur de chute trop importante, traitements thermiques (montée et/ou descente en température) trop brutaux, etc.

L'attention est attirée sur l'**importance de l'opération de cure**. Si celle-ci n'est pas réalisée avec soin (c'est-à-dire si la surface du béton sèche prématurément), la perméabilité de la couche superficielle peut, du fait des inévitables fissurations, être très supérieure (de 5 à 10 fois) à celle du béton sous-jacent. Or, la profondeur de béton concernée par un séchage prématuré peut facilement atteindre, voire dépasser, l'épaisseur d'enrobage, surtout si le site est venté ou si la température ambiante est élevée ; la protection des armatures n'offre plus alors les garanties voulues.

■ Le soin apporté à la confection des pièces préfabriquées en béton conditionne largement la qualité de l'ouvrage terminé. Par exemple, dans le **cas de voussoirs**, si les joints ne sont pas

parfaitement conjugués, il n'en résulte pas seulement des problèmes de géométrie, mais également des problèmes de transmission effective des efforts internes.

■ Dans le **cas des armatures passives**, les déficiences du contrôle de qualité peuvent se traduire par des changements intempestifs de la nuance d'acier, le non-respect des rayons de courbure, la réalisation de soudures d'aciers non soudables ou le pointage à l'arc des cages d'armatures entraînant une modification de la limite d'élasticité, quand il ne s'agit pas d'oubli d'aciers principaux, de pliage et de dépliage d'armatures à haute adhérence, etc.

■ Dans le **cas de la précontrainte**, la mise en tension sans précautions de câbles après une introduction toron après toron peut conduire à des allongements très inégaux des torons élémentaires, certains d'entre eux pouvant même atteindre la rupture. Quant à leur injection, il semble superflu de revenir sur les risques encourus lorsqu'elle n'est pas exécutée avec tout le soin nécessaire.

3.5.2 Ponts métalliques ou en ossature mixte

Les erreurs d'exécution susceptibles de se produire lors de la construction de ponts métalliques [2] sont d'une nature très différente de celles mentionnées pour les ponts en béton. En effet, leurs différentes parties sont confectionnées en usine avec des contrôles de qualité effectués dans des conditions nettement plus favorables que sur un chantier.

Les principaux risques surviennent principalement au cours des opérations de montage, puis lors de la mise en œuvre de la protection.

■ Le **montage des ponts métalliques** peut se faire de diverses manières [8] :

- lancement ;
- utilisation de pontons flottants ;
- montage en encorbellement ;
- montage à la bigue ou à la grue, etc.

Toutes ces méthodes comportent des risques si tous les moyens d'exécution n'ont pas été testés avec soin, compromettant la fiabilité de l'ouvrage à réaliser.

Les accidents les plus spectaculaires ne sont pas forcément les plus difficiles à réparer en effet, par exemple, une mauvaise disposition des systèmes de lancement peut provoquer, sans désordres extraordinaires, un voilement des âmes difficile à rattraper.

■ La deuxième source de risques réside dans la **mauvaise exécution de soudures sur chantier**. Il ne faut pas oublier qu'une opération de soudage, accompagnée d'un refroidissement relativement rapide, est génératrice d'une « trempe », c'est-à-dire d'une fragilisation du matériau. Certes, les soudures d'un pont métallique sont l'objet de contrôles non destructifs (X ou ©, ultrasons, magnétoscopie, ressuage) ; encore faut-il que les assemblages soient conçus de façon à permettre l'une ou l'autre des méthodes de contrôle.

■ Enfin, une **mauvaise exécution des dispositifs de protection de l'acier contre la corrosion** compromet la résistance de la structure aux diverses agressions évoquées au paragraphe 2.2.

• Le **premier remède** contre la corrosion des tabliers de ponts réside dans une conception soignée des détails afin d'éviter la stagnation de l'eau en certains points. Le projecteur doit se soucier de l'accessibilité de toutes les parties de la structure. À signaler que les parties condensantes sont les premières à se dégrader et doivent être l'objet d'une protection renforcée.

- Le **second remède** est un entretien régulier pour éviter le développement de mousses, de végétations diverses et les dépôts de poussières qui, avec l'humidité, sont des facteurs d'aggravation.

■ Des types de **désordres particuliers** peuvent apparaître dans les tabliers de ponts mixtes lorsque la fissuration de la dalle n'est pas parfaitement maîtrisée au stade de l'exécution. Ils sont dus :

- au non-respect des phases de coulage des éléments prévues par le bureau d'études ;

- au non-respect de la formulation du béton et de ses conditions de mise en œuvre pour diminuer au maximum la valeur des différents retraits ;

- à la non-limitation des différences de température entre l'acier et le béton au moment de la prise ;

- à un décoffrage trop rapide, entraînant une dessiccation de la sous-face de la dalle ;

- à une cure insuffisante de l'extrados de ladite dalle.