

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil



Polycopié de

Pathologies et réhabilitation des ponts

Master Travaux Publics –Spécialité : Voies et
Ouvrages d'Art

Réalisé par

BOUTARAA Zohra

MCB : Faculté de génie civil et d'architecture

2019

Avant-propos

Comme toute œuvre humaine, les ponts perdent avec le temps la qualité originelle de leurs matériaux ainsi qu'une partie de la résistance de leurs structures. Ce constat est fait même si, initialement, ces ouvrages d'art ont été très bien conçus et réalisés aux stades de l'étude et de l'exécution sur chantier. Cette perte des performances initiales peut être attribuée au vieillissement et à la modification des conditions d'exploitation, telles que l'augmentation du trafic et des charges pour lesquelles l'ouvrage a été destiné.

L'exposition continuelle aux intempéries et aux charges dynamiques dues au trafic des véhicules lourds (pour les ponts routiers) et des trains (pour les ponts ferroviaires) affecte ces ouvrages par des désordres de différentes natures (corrosion des armatures, carbonatation du béton, fissuration, fatigue ...etc). Des actions accidentelles, tel que le séisme, peuvent également être à l'origine de désordres importants. On parlera alors de *pathologies des ponts* pour lesquelles, des méthodes d'investigation et des techniques de réparation vont permettre d'identifier les causes et de réparer, voire renforcer l'ouvrage afin de prolonger sa durée de vie et lui procurer l'habilité d'assurer le service prévu.

Pour cette raison, l'état d'un pont doit faire l'objet d'un suivi continu par un technicien formé dans le domaine de la pathologie des ouvrages d'art, et d'un contrôle périodique effectué par un ingénieur expérimenté afin de détecter, dès le début d'apparition, toute pathologie affectant les matériaux et/ou la structure. De même, l'évaluation de l'état d'un ouvrage existant nécessite une excellente connaissance des matériaux et des règlements de calcul utilisés.

A cet effet, ce polycopié de *pathologie et réhabilitation des ponts*, initialement destiné aux étudiants en graduation (Master 2 – spécialité : Travaux publics), peut être également exploité par les techniciens et ingénieurs en exercice dans le domaine des ouvrages d'art. Les chapitres qui y sont exposés, offrent au lecteur les connaissances nécessaires pour faire le diagnostic d'un pont en état pathologique, détecter la nature des différents désordres et leurs sources probables, connaître les différentes méthodes d'auscultation à utiliser et, éventuellement, procéder à l'évaluation de l'ouvrage pour proposer un projet de réparation, ou de renforcement de ce dernier. Le polycopié est rédigé en respectant le programme élaboré par le ministère Algérien de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS	6
I.1. INTRODUCTION	7
I.2. ACTIONS SOLLICITANT LES PONTS	7
I.2.1. CHARGES PERMANENTES	7
I.2.2. CHARGES LIEES AU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DES MATERIAUX.....	8
I.2.2.1. <i>Le gradient thermique</i>	8
I.2.2.2 <i>Le fluage du béton</i>	9
I.2.3. CHARGES DUES AU TRAFIC ROUTIER ET FERROVIAIRE	9
I.2.4. CHARGES DUES AUX ACTIONS ACCIDENTELLES	11
I.2.4.1. <i>L'eau</i>	11
I.2.4.2. <i>Le séisme</i>	12
I.2.4.3. <i>Les chocs</i>	14
I.3. EFFETS DES ACTIONS NATURELLES SUR LES PONTS.....	15
I.3.1. EFFET DE LA TEMPERATURE	15
I.3.2. EFFET DU VENT	16
CHAPITRE II : PATHOLOGIES DU BETON.....	17
II.1. INTRODUCTION.....	18
II.2. MODES D'ALTERATIONS DU BETON	18
II.2.1. LA CARBONATATION.....	18
II.2.1.1. <i>Paramètres influençant la carbonatation du béton</i>	19
II.2.1.2. <i>Mesure de la profondeur de carbonatation</i>	19
II.2.2. L'ATTAQUE DES SULFATES	20
II.2.3. L'ATTAQUE DES IONS-CHLORURES.....	22
II.2.4. L'ALCALI-REACTION	23
II.2.5. LE GEL DEGEL	24
CHAPITRE III : PATHOLOGIES DES PONTS.....	26
III.1. INTRODUCTION	27
III.2. PATHOLOGIES DES PONTS EN MAÇONNERIE.....	27
III.2.1. TERMINOLOGIE DES PONTS EN MAÇONNERIE	28
III.2.2. MATERIAUX UTILISES	29
III.2.2.1. <i>La pierre</i>	30
III.2.2.2. <i>La brique</i>	30
III.2.2.3. <i>Le mortier</i>	31
III.2.3. PRINCIPALES PATHOLOGIES DES PONTS EN MAÇONNERIE	31
III.2.3.1. <i>Disjointoiement des joints</i>	31
III.2.3.2. <i>Désorganisations et dislocations de la maçonnerie</i>	32
III.2.3.3. <i>Fissuration et fracturation</i>	33
III.2.3.4. <i>Cas des voûtes surbaissées</i>	33
III.2.4. CAUSES DES PATHOLOGIES	34
III.2.4.1. <i>L'évolution des charges</i>	34
III.2.4.2. <i>L'eau</i>	34

III.2.4.3. <i>La végétation</i>	35
III.2.4.4. <i>Désordres liés à l'environnement de l'ouvrage</i>	36
III.2.5. CONSEQUENCES DES PATHOLOGIES SUR LES MATERIAUX	36
III.2.5.1. <i>L'action chimique</i>	36
III.2.5.2. <i>L'action mécanique</i>	37
III.3. PATHOLOGIES DES PONTS METALLIQUES	37
III.3.1. EVOLUTION HISTORIQUE DES PONTS METALLIQUES	37
III.3.2. L'ALTERATION DE L'ACIER : LA CORROSION	40
III.3.2.1. <i>La corrosion atmosphérique</i>	41
III.3.2.2. <i>Autres formes de corrosion</i>	41
III.4. PATHOLOGIES DES PONTS EN BETON ARME	41
III.4.1. PATHOLOGIES DES PONTS COURANTS EN BETON ARME	41
III.4.2. PATHOLOGIES ISSUES DE DEFAUTS DE CONCEPTION	42
III.4.2.1. <i>Conséquences sur la résistance à la flexion</i>	43
III.4.2.2. <i>Conséquences sur la résistance à l'effort tranchant</i>	43
III.4.2.3. <i>Pathologies résultant d'une insuffisance du modèle d'étude</i>	44
III.5. PATHOLOGIES DES PONTS EN BETON PRECONTRAINTE	45
III.5.1. CORROSION DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE	45
III.6. LES DEFAUTS DE REALISATION	46
III.7. PATHOLOGIES AFFECTANT LES EQUIPEMENTS DES PONTS	47
III.7.1. DESORDRES AFFECTANT LES APPAREILS D'APPUI	48
III.7.2. DESORDRES AFFECTANT LES JOINTS DE CHAUSSEE	48
III.7.3. DESORDRES AFFECTANT L'ETANCHEITE	49
III.8. PATHOLOGIES AFFECTANT LES FONDATIONS DE PONTS	50
III.8.1. CAUSES DES PATHOLOGIES	50
III.8.2. AFFOUILLEMENT DES FONDATIONS	51
III.8.2.1. <i>Affouillement général</i>	51
III.8.2.2. <i>Affouillement local</i>	51
III.8.3. CONSEQUENCES DE L'AFFOUILLEMENT DES FONDATIONS	52
III.8.3.1. <i>Réduction de la force portante des fondations</i>	52
III.8.3.2. <i>Disparition des enrochements</i>	53
III.8.3.3. <i>Abrasions et érosions des matériaux</i>	53
III.8.3.4. <i>Formations de cavités</i>	53
CHAPITRE IV : METHODES D'AUSCULTATION DES PONTS	54
IV.1. INTRODUCTION	55
IV.2. ETUDE DES MATERIAUX EN PLACE	55
IV.2.1. DETECTION DE LA CORROSION DES ARMATURES	55
IV.2.2. MESURE DE LA PERMEABILITE DE LA SURFACE DU BETON	56
IV.2.3. CONTROLE DE LA TENEUR DU BETON EN CHLORURES	56
IV.2.4. <i>L'auscultation du béton</i>	56
IV.2.4.1. <i>Mesure de la résistance à la compression du béton</i>	56
IV.3. LES ETUDES SUR PRELEVEMENTS	60

IV.3.1. Essais mécaniques	60
IV.3.2. Essais physiques	61
IV.3.3. Essais chimiques.....	61
IV.4. ETUDE DU FONCTIONNEMENT DES STRUCTURES EXISTANTES.....	61
IV.4.1. MESURE DES DEFORMATIONS GENERALES ET DES MOUVEMENTS A VIDE.....	62
IV.4.2. MESURE DES DEFORMATIONS SOUS CHARGEMENT	62
IV.4.2.1. Mesure des flèches.....	62
IV.4.2.2. Mesure des rotations.....	62
IV.4.2.3. Mesures des déplacements sous actions dynamiques	63
IV.4.2.4. Mesure des forces sur ouvrage	63
CHAPITRE V : REPARATION ET RENFORCEMENT DES PONTS.....	68
V.1. INTRODUCTION	69
V.2. REPARATION ET RENFORCEMENT DES PONTS EN BETON ARME	69
V.2.1. TECHNIQUES DE REPARATION	69
V.2.1.1. Principes de réparation du béton.....	70
V.2.1.2. Principes de réparation des armatures.....	70
V.2.2. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT.....	74
V.2.2.1. Techniques de renforcement local	75
V.2.2.2. Techniques de renforcement général	75
V.3. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES PONTS EN BETON PRECONTRAINTE	76
V.3.1. RENFORCEMENT PAR PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE	77
V.3.1.1. Renforcement par précontrainte additionnelle d'un ouvrage fissuré	78
V.3.1.2. Renforcement dans le cas d'insuffisance de résistance.....	79
V.3.2. RENFORCEMENT PAR REMPLACEMENT DE LA PRECONTRAINTE EXISTANTE	79
V.3.3. RENFORCEMENT PAR DENIVELLATION D'APPUIS	81
V.4. TECHNIQUES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT DES PONTS METALLIQUES	81
V.4.1 PREVENTION DE LA CORROSION DES PONTS METALLIQUES	82
V.4.2. PRINCIPALES METHODES DE REPARATION ET/OU DE RENFORCEMENT DES PONTS METALLIQUES	83
V.4.2.1. Allègement de l'ouvrage	83
V.4.2.2. Connexion des hourdis.....	84
V.4.2.3. Remplacement d'éléments endommagés.....	84
V.4.2.4. Ajout de matière.....	85
V.4.2.5. Dénivellations d'appuis.....	86
V.4.2.6. Utilisation d'assemblages	86
V.5. TECHNIQUES UTILISEES POUR LES PONTS EN MAÇONNERIE.....	89
V.5.1. AMELIORATION DES SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX ET DE DRAINAGE.....	90
V.5.2. REFECTION DE LA MAÇONNERIE	90
V.5.3. REJOINTOIEMENT DE LA MAÇONNERIE.....	91
V.5.4. ANCRAGE DES MURS DE TETE ET DES VOUTES.....	91
CHAPITRE VI : SURVEILLANCE ET MAINTENANCE DES PONTS	93
VI.1. INTRODUCTION	94
VI.2. SURVEILLANCE DES OUVRAGES.....	94
VI.2.1. NOTION DE PERTE DE VALEUR DE L'OUVRAGE.....	94

VI.2.2. TYPES DE SURVEILLANCE	95
<i>VI.2.2.1. l'inspection primaire</i>	95
<i>VI.2.2.2. Diagnostic de l'ouvrage</i>	96
<i>VI.2.2.3. L'inspection détaillée</i>	97
<i>VI.2.2.4. L'auscultation</i>	98
VI.3. EVALUATION DE L'OUVRAGE	99
VI.3.1. CHRONOLOGIE DE L'EVALUATION	99
VI.3.2. CONDUITE DE L'EVALUATION D'UN PONT EN ETAT PATHOLOGIQUE	101
<i>VI.3.2.1. Cas des ponts en béton</i>	102
<i>VI.3.2.2. Cas des ponts métalliques ou à ossature mixte</i>	102
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	103
ANNEXE A :	104
ANNEXE B:	105

Chapitre I : Généralités sur les ponts

I.1. Introduction

Durant leur vie, les ponts sont sollicités par des actions de différents types (permanentes, dynamiques, accidentelles, naturelles, ...) ce qui détériore leur qualité structurale initiale. D'autre part, l'environnement où l'ouvrage est implanté influence fortement l'état des matériaux constituant ce dernier. En effet, les sols ou les eaux contenant des agents agressifs tels que les chlorures et les sulfates ainsi que le gaz CO_2 contenu dans l'atmosphère, sont à l'origine des pathologies du béton et des aciers.

I.2. Actions sollicitant les ponts

Durant leur vie, les ponts sont soumis à l'action de différentes charges dont, principalement celles citées ci-dessous [1] :

I.2.1. Charges permanentes

Les actions dues à des charges permanentes appliquées à un tablier (y compris son poids propre), ainsi que les sollicitations qu'elles induisent peuvent être imprécises. En effet, si on considère, à titre d'exemple la valeur de la masse volumique du béton adoptée par les codes de calcul ($\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$), cette valeur sera soit surestimée soit au contraire sous-estimée, selon si on utilise pour la formulation du béton des granulats lourds¹ ($\gamma \approx 3 \text{ t/m}^3$) ou des granulats légers² ($\gamma = 1,2 \sim 2 \text{ t/m}^3$). La valeur de la masse volumique devient sensiblement plus élevée dans le premier cas et moins dans le second. D'où le poids propre réel de l'ouvrage sera plus ou moins important que celui estimé par les calculs.

D'autres erreurs de métrés et de sous-estimation du poids propre de certains éléments sont les principales sources d'imprécision dans l'estimation des charges permanentes (ex : poids des équipements du pont), ou encore l'augmentation du poids propre par rapport à celui calculé suite à une opération d'entretien périodique de l'ouvrage (ex : rechargement de la couche de roulement pour les ponts routiers, ou de la couche de ballast pour les ponts ferroviaires). Il est à noter que les ponts ferroviaires portent des voies ballastées dont l'épaisseur va de 25 cm à 45 cm, d'où une charge permanente très élevée (de l'ordre de 40 à 70 KN/m). Ce ballast a pour rôle de répartir les charges d'essieux, d'amortir les chocs, et de faciliter les opérations de maintenance.

¹Les granulats lourds sont des granulats d'origine volcanique telle que les basaltes. Ils permettent l'obtention de bétons de bonne résistance et de masse volumique élevée.

²Les granulats légers sont obtenus de la pouzzolane, d'argile, de laitier ou de schistes expansés. Ils permettent l'obtention de bétons de bonne isolation thermique et de faible masse volumique.

1.2.2. Charges liées au comportement rhéologique des matériaux

Le comportement des matériaux utilisés dans la construction d'un pont, évolue dans le temps sous l'effet des contraintes et des déformations produites dans ces matériaux (la variation de la température durant une même journée crée des contraintes additionnelles dans le béton). La raison pour laquelle, une estimation insuffisante ou erronée des phénomènes liés à cette évolution, notamment dans les ponts en béton précontraints construits par phasage, est la cause majeure des désordres dans ce type de ponts, notamment ceux construits durant les années soixante. De nos jours, ces phénomènes (fluage du béton, relaxation des aciers, phénomène thermique) sont pris en compte par les règlements de calcul.

1.2.2.1. Le gradient thermique

Le gradient thermique est un phénomène qui se produit dans les structures exposées à des variations de températures plus ou moins élevée, ce qui engendre la naissance des déformations à l'intérieur de la structure. Dans les structures continues (hyperstatiques) conçues avant les années 75, la différence de température entre les fibres supérieures et inférieures (voire transversalement), dont la prise en compte n'était pas clairement explicitée par les anciens règles de calcul des ponts, engendre des déformations gênées par l'hyperstaticité de la structure, d'où une redistribution d'efforts donnant lieu à une majoration des sollicitations et de la fissuration.

L'exemple courant de manifeste de ce phénomène est celui des ponts dont l'épaisseur du tablier est importante. La variation de la température entre l'intrados et l'extrados peut par conséquent varier d'un gradient de 20° voir plus. La figure 1.1 schématise l'effet de ce gradient thermique sur la variation du diagramme des moments d'une structure en béton armé, où une augmentation de 7000 KN.m est constatée après redistribution des réactions d'appuis.

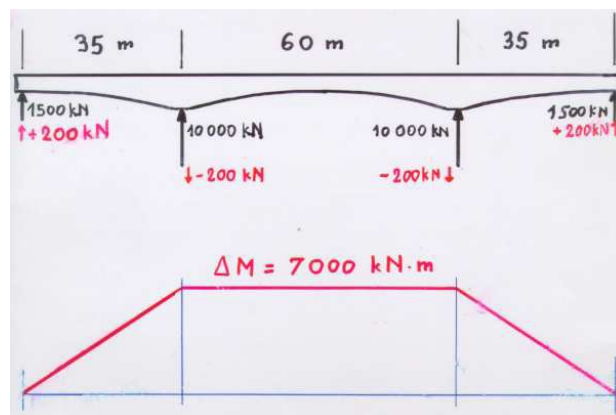


Fig. 1.1 : Effet de la redistribution des efforts sur la variation du moment

1.2.2.2 Le fluage du béton

Le fluage du béton est un phénomène complexe, qui fut mis en évidence pour la première fois en 1912 par *Eugène Freyssinet*, en mesurant les conséquences de ce phénomène sur le comportement des structures en béton armé et en béton précontraint (réduction de la résistance sous charges soutenues, pertes de précontrainte, redistribution des efforts dans les structures hyperstatiques). Cependant, la prise en compte du fluage dans les calculs des ouvrages ne date qu'après 1975.

En fait, il s'agit d'un processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. La déformation du béton soumis à un chargement de longue durée est la somme de la déformation dite instantanée et de la déformation différée due au fluage. Quand le béton est soumis à un chargement maintenu constant, sa déformation croît lentement, à vitesse décroissante, jusqu'à atteindre, après plusieurs années, sa valeur maximale qui est, en ordre de grandeur, le double de celle de la déformation instantanée. Dans ce cas, le module d'élasticité réel du béton E_v est réduit par rapport à sa valeur initiale, ce qui explique l'apparition de fissures de flexion.

Le fluage est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément, de l'hygrométrie de l'environnement et du temps. Lorsque ce phénomène n'est pas considéré ou sous-estimé dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hyperstatiques (cas des ouvrages construits avant 1975) on assiste à d'importants désordres sur ces ouvrages.

1.2.3. Charges dues au trafic routier et ferroviaire

Dans les ponts routiers, le trafic des véhicules, notamment lourds, a principalement trois types d'effets sur les ponts: des effets dynamiques, des effets de répétition (phénomènes de fatigue) et des effets dus aux efforts de freinage des véhicules. D'une manière générale, on distingue deux systèmes de charge pour le trafic routier :

- le système A : composé d'une charge uniformément répartie³ et fonction de la longueur chargée l du pont, donnée par l'équation (1-1):

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l+12} \dots \dots \dots (1-1)$$

³ Cette charge à un état de chargement quasi-statique du tablier (cas où une file de véhicules se déplace à très faible vitesse sur le pont).

- le système **B** : comprenant le camion **Bc** (Fig.1.2), l'essieu **Be**, la roue **Br** et le convoi exceptionnel.

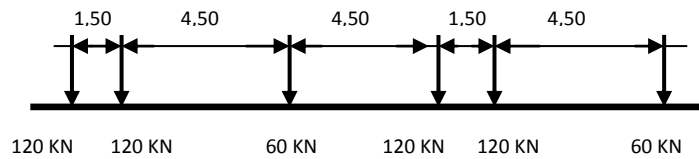


Fig. 1.2 : Disposition des camions du système *Bc* dans le sens longitudinal du pont

Le trafic des trains quant à lui, a de multiples effets complexes et agressifs sur les ponts ferroviaires. En effet, ces ponts doivent résister sans se déformer aux effets de la circulation des trains, qui sollicite leurs structures. L'effet dynamique et de souffle sur les équipements de ces ponts, provoqués par la vitesse de passage des trains surtout ceux à grande vitesse (TGV) ainsi que les effets de freinage et de redémarrage des trains dans le cas d'un arrêt d'urgence sur le pont, sont très importants dans la conception de ces ouvrages. Les effets des actions accidentelles tel que le déraillement d'un train du rail sont également considérés et sont couverts dans les codes par des coefficients d'amplification dynamique.

D'autre part, le passage d'un train provoque des chocs qui déconsolident les assemblages rivés ou boulonnés des ponts métalliques et soudés (cas des poutres reconstituées soudées PRS dans les ponts mixtes) et fissurent les voûtes des ponts en maçonneries.

Pour ce qui est des codes de calcul spécifiques aux ponts ferroviaires, plusieurs règlements se sont succédé depuis 1858 apportant chacun, un nouveau convoi de calcul sensiblement plus lourd que le précédent. Le convoi de calcul, appelé *schéma de charge* est constitué d'une combinaison associant une charge linéaire et une succession de forces ponctuelles représentant les charges des essieux.

Le *schéma de charge* adopté par la majorité des pays est celui développé par l'Union Internationale des Chemins de fer, communément appelé UIC 71 (Fig1.3). Ce *schéma de charge* est défini par l'Eurocode 1 et stipule l'utilisation de quatre charges ponctuelles ($p = 250 \text{ kN}$) et de deux charges réparties ($q = 80 \text{ kN/m}$) sur une distance non limitée sur l'ouvrage. Ces charges réparties doivent être positionnées de sorte à créer les sollicitations les plus importantes.

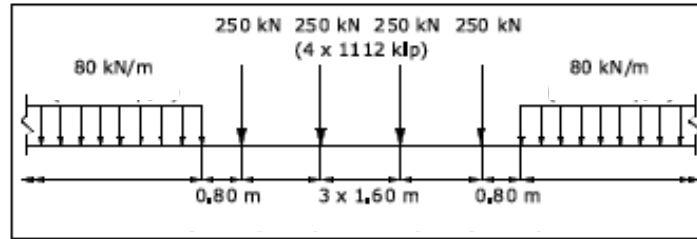


Fig. 1.3 : Schéma de charge de l'UIC 71

I.2.4. Charges dues aux actions accidentelles

Les actions accidentelles agissant sur la structure d'un pont peuvent être de différentes natures : aléas naturels tels que le séisme et les glissements, pression hydrodynamique de l'eau sur les piles des ponts franchissant les rivières et chocs des véhicules ou des bateaux.

I.2.4.1. L'eau

L'action mécanique de l'eau sur les ponts recouvre les phénomènes d'affouillement (Fig.1.4) et d'abrasion (Fig.1.5) qui se produisent sur le périmètre et contre les parois des appuis intermédiaires des ponts (piles) franchissant des rivières ou des oueds. En effet, pendant les fortes crues les cours d'eau charrient des sédiments qui peuvent avoir un effet abrasif sur les piles et leurs fondations. Les crues provoquent également l'affouillement du sol autour des appuis, d'où la nécessité de les protéger par l'ancrage de rideaux (palplanche par exemple).

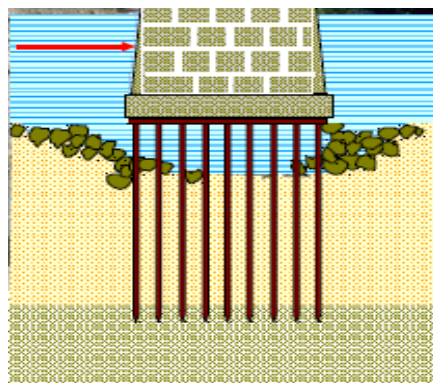


Fig 1.4 : Schéma illustrant le phénomène d'affouillement du sol autour d'une fondation profonde de la pile d'un pont



Fig 1.5 : Désordre à la base des piles du pont sur *Oued Allala (Ténès-Algérie)* sous l'effet de l'abrasion⁴

1.2.4.2. Le séisme

Dans les zones sismiques, le séisme induit dans les diverses parties d'un pont des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont lourdes et rigides. Les efforts induits dans la structure sont donc essentiellement liés aux forces inertielles horizontales qui résultent de la mise en mouvement des masses (Fig 1.6). La raison pour laquelle les structures lourdes sont à déconseiller dans ces zones.

Les piles conçues sous formes de raidisseurs, se comportent comme des voiles, souvent élancés, et connaissent par conséquent les mêmes modes de rupture. Il s'agit soit d'une rupture par flexion, par flexion - effort tranchant ou d'une rupture par cisaillement. La composante du séisme verticale, si elle est importante, peut également causer des dommages importants, tel que le poinçonnement du tablier (Fig.1.7).

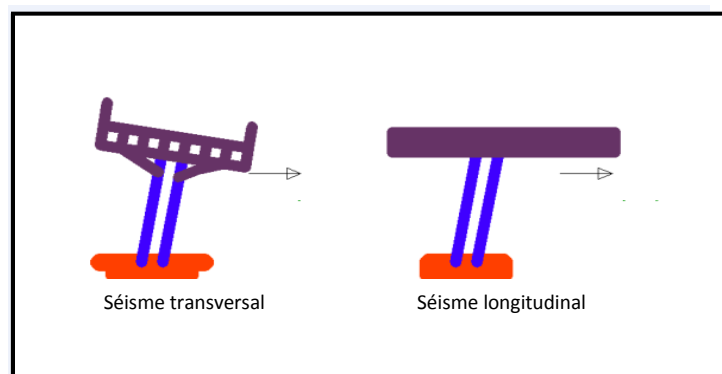


Fig. 1.6 : Sollicitations sismiques agissant sur un pont

⁴Photos prises lors du diagnostic de l'ouvrage (collection de l'auteur).



Fig.1.7 : Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale du séisme séisme de *Loma Prieta* (USA 1989)⁵

D'après le retour d'expérience des séismes passés, les dégâts les plus fréquents pouvant être subis par un pont durant un événement sismique (Figure 1.8) peuvent être résumés dans ce qui suit :

- échappement des appuis d'où la chute du tablier,
- cisaillement des piles par effort tranchant,
- rupture simultanée de toutes les piles par flexion et cisaillement,
- basculement de la fondation s'une piles (pathologies souvent due à une défaillance dans le sol support : liquéfaction par exemple),
- rupture des piles par flambement des armatures longitudinales, en zone de recouvrement (le recouvrement à proscrire en zones potentielles de rotules plastiques),
- endommagement des zones nodales.

⁵Photo : site internet.

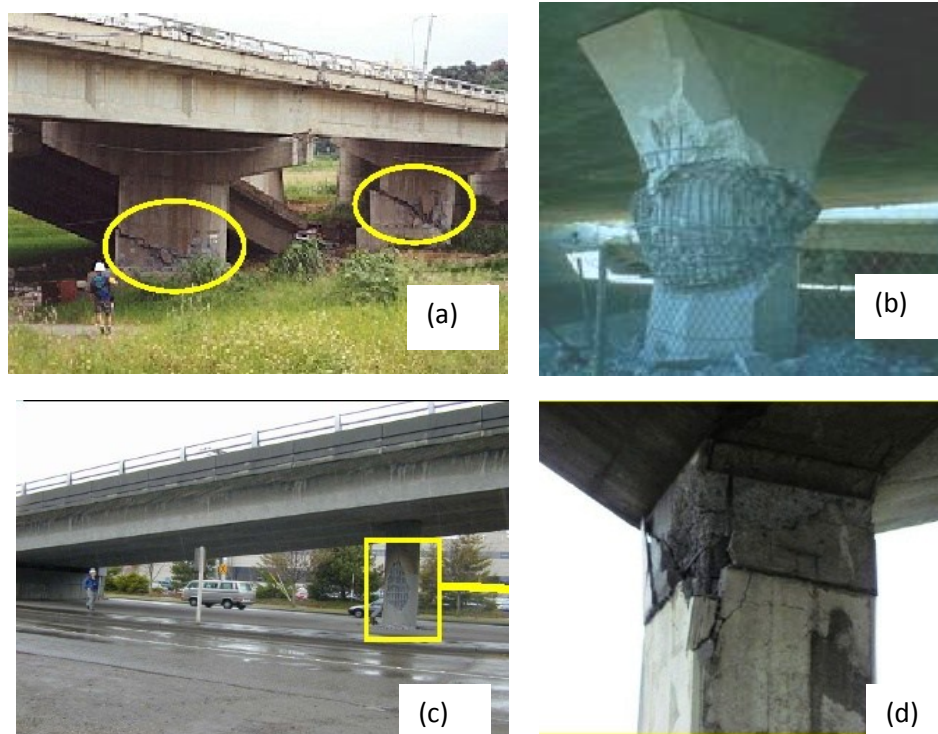


Fig. 1.8 : Exemples de défaillances des ponts durant le séisme de *Kobé* 1995 :(a) rupture de piles par effort tranchant, (b) flambement des armatures longitudinales avec éclatement des armatures transversales, (c) endommagement de la pile par flexion-cisaillement et (d) éclatement de béton de la colonne⁶

1.2.4.3. Les chocs

Selon le lieu d'implantation du pont, ce dernier peut être soumis aux chocs qui sont la conséquence de la collision d'un navire, d'un bateau (Fig. 1.9a) ou d'un véhicule (Fig. 1.19b) contre les piles du pont. Par ailleurs, les chocs sur le tablier par non-respect de gabarit sont très fréquents. Les conséquences de ces chocs peuvent être catastrophiques ; des cas désastreux se sont produits à travers le monde : perte de vies humaines, importants dégâts affectant les ouvrages, conséquences économiques et sociales résultant de l'indisponibilité de la voie.....

⁶Photos : Sites internet.

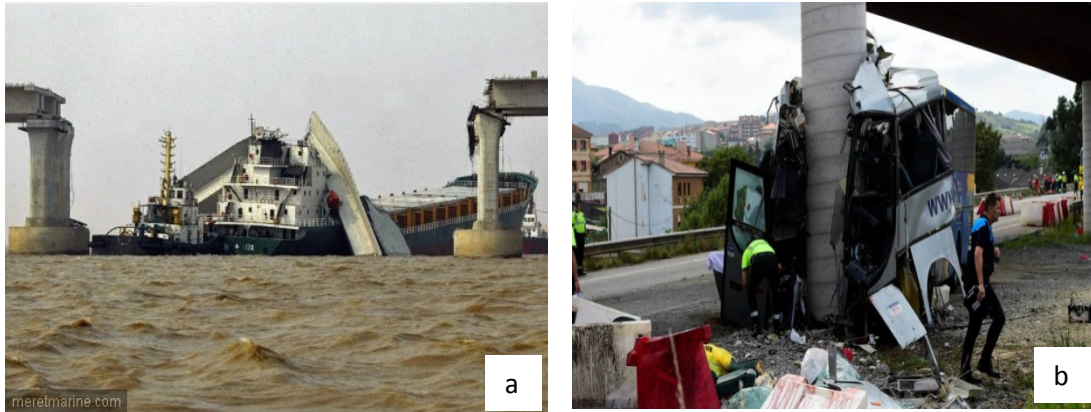


Fig. 1.9 : Grave conséquence de collision contre la pile d'un pont: (a) d'un bateau⁷ et (b) d'un véhicule

I.3. Effets des actions naturelles sur les ponts

Les actions naturelles telles que, la température et le vent, jouent un rôle dans la dégradation des matériaux et de la structure d'un pont.

I.3.1. Effet de la température

La température a deux types d'action sur les ponts. Elle affecte les matériaux composant l'ouvrage (le béton, l'acier, la maçonnerie, ...) et agit sur les éléments de la structure de ce dernier.

L'action de la température sur les matériaux se traduit par le phénomène de fissuration. En effet, la température est l'une des causes de fissuration du béton en cours de son durcissement. Un bétonnage par temps chaud ($T > 35^{\circ}\text{C}$) accélère la prise et accroît la fissuration. La forte vitesse d'hydratation⁸ du ciment augmente la température à l'intérieur de la matrice du béton, ce qui accroît la fissuration lors de son refroidissement. La température agit également sur les aciers et affecte la vitesse des actions chimiques intervenant dans le processus de dégradation des matériaux.

L'action de la température sur un élément de la structure d'un pont se traduit par une répartition de la chaleur de façon non uniforme. A titre d'exemple, cette répartition n'est pas la même sur l'intrados et l'extrados du tablier d'un pont en béton à cause de la couleur et de l'épaisseur de son revêtement, de l'ensoleillement auquel l'extrados du tablier est exposé et

⁷Photos : Site internet.

⁸L'hydratation est un ensemble de réactions chimiques qui interviennent dès le début du gâchage et qui se poursuivent dans le temps, pendant plusieurs mois.

du vent. Dans le cas d'un pont mixte (béton – acier), cette non uniformité de la répartition de la chaleur est due à la différence entre la conductivité thermique de l'acier et celle du béton. L'effet de la température est également considérable sur les éléments verticaux lorsqu'ils sont en contact avec des milieux de température différente, telles que les piles submergées ou implantées dans un environnement à alternance de submersion – immersion.

I.3.2. Effet du vent

Tout comme la température, le vent a un effet sur le béton composant le pont et un autre sur sa structure. Cet effet se manifeste par l'action du vent sur le béton frais, connu par le phénomène de dessiccation⁹ du béton.

Le second effet du vent sur les ponts est celui agissant sur la structure. Il s'agit de l'effet dynamique du vent sur la structure du pont qui se traduit par sa mise en mouvement et qui peut provoquer un phénomène de flottement ou de galop pour les structures souples tels que les ponts suspendus.

⁹Perte prématurée de l'eau contenue dans le béton lors de sa prise entraînant des fissures de retrait importantes.

Chapitre II : Pathologies du béton

II.1. Introduction

Sous l'effet de l'environnement plus ou moins agressif, le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimique et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et des gaz. Cette dernière est fonction de la porosité, donc de la perméabilité du béton. Les agents agressifs extérieurs (CO₂, sulfates, chlorures), contenus dans le sol, dans l'eau ou dans l'air, altèrent les qualités du béton en réagissant avec les hydrates¹⁰ du ciment en formant des composées expansifs ou solubles [2].

II.2. Modes d'altérations du béton

Le béton offre aux armatures une première protection physique par le biais de l'épaisseur de l'enrobage et une autre chimique via l'alcalinité élevée du béton. Dans ce second type de protection, un film mince d'hydroxydes de fer est créé autour des aciers. Cependant, la pénétration des fluides dans le béton est la cause des désordres. Ce transfert peut se faire par différents mécanismes : perméabilité¹¹, diffusion¹² ou absorption capillaire. La défaillance de ces deux types de protection affecte largement la durabilité du béton. Les principaux modes d'altération du béton sont : la carbonatation, l'action des sulfates et des chlorures, l'alcali-réaction et le gel dégel.

II.2.1. La carbonatation

L'action du gaz carbonique sur le béton est un processus qui commence par la pénétration du premier (gaz carbonique) dans la matrice du béton à travers les pores de ce dernier. Une fois pénétré, le CO₂ se dissout dans l'eau et rentre en réaction avec l'hydroxyde de calcium (Ca (OH)₂) contenu dans la pâte de ciment. Il en résulte un acide dont la formule chimique est H₂CO₃, et qui réagit avec les hydrates du ciment dans une réaction appelée la *Carbonatation*. L'écriture chimique de cette réaction est donnée par l'équation (2-1) :



Parmi les résultats de cette réaction la composition de nouvelles particules d'eau, ce qui permet la continuation du processus d'hydratation du ciment non encore hydraté d'où de nouveaux hydrates sont obtenus et la compacité du béton est augmentée. La carbonatation est

¹⁰ Les hydrates sont le résultat de l'hydratation du ciment anhydre lorsque ce dernier est mélangé à l'eau.

¹¹ Transport par écoulement hydraulique qui se produit sous gradient de pression (loi de Darcy).

¹² Transport à l'échelle moléculaire sous gradient de concentration (loi de Fick).

donc une réaction chimique favorable au béton, puisque elle permet le colmatage des vides et donc d'arrêter, ou du moins diminuer, la pénétration des agents agressifs extérieurs. Elle permet également d'augmenter la résistance du béton et sa durabilité. Le béton non armé bénéficie donc pleinement des bienfaits de cette réaction. Cependant, il n'en est pas de même pour les aciers, pour lesquels cette réaction est très nocive. Inévitablement, la carbonatation du béton déclenche la chute du PH d'une valeur comprise entre 12,6 et 13,5 à une valeur d'environ 9. Cette baisse du PH dépassive les armatures et le film protecteur qui constitue une protection chimique des barres d'aciers est ainsi éliminé et le dangereux phénomène de corrosion s'initie. Dès que le front de carbonatation atteint la zone de l'armature, celle-ci peut commencer à s'oxyder. La formation de rouille étant toujours accompagnée d'une augmentation de volume, il en résulte généralement un éclatement du béton d'enrobage [2].

II.2.1. 1. Paramètres influençant la carbonatation du béton

La carbonatation du béton est influencée par un nombre de paramètres qui, accélèrent sa cinétique. Ces paramètres sont la porosité du béton, la quantité de chaux contenue dans le ciment, la concentration du CO_2 dans l'atmosphère et l'humidité de l'environnement [1]. Il est à remarquer que, l'eau étant le vecteur de déplacement des agents agressifs, le gaz carbonique ne peut se diffuser à travers le béton que si ce dernier n'est pas totalement saturée et non parfaitement sec en même temps. Un autre facteur augmentant la perméabilité du béton est la quantité de calcaire ajouté au ciment lors de sa fabrication à l'usine. Cette perméabilité permet la diffusion du CO_2 ou de d'autres agents agressifs dans le béton. L'ajout de calcaire au ciment doit donc être utilisé avec précaution.

II.2.1.2. Mesure de la profondeur de carbonatation

La profondeur de pénétration de la carbonatation peut être calculée théoriquement par l'emploi de formules empiriques. Au laboratoire des techniques de mesures telles que, l'analyse chimique, la diffraction des rayons X, la spectroscopie infrarouge ou l'analyse thermogravimétrie permettent d'obtenir la profondeur réelle de carbonatation dans un échantillon de béton prélevé sur un élément de la structure.

Ces techniques de mesure étant toutes relativement chères, on fait presque toujours recourt à une analyse simple qui consiste en le traitement de la surface du béton par une solution de phénolphthaléine diluée dans de l'alcool. Après un court moment de l'application, le béton sein ($\text{PH} > 9$) se colorie en rose foncé alors que celui carbonaté garde sa couleur

grise initiale (Fig.2.1). La profondeur de carbonatation est alors mesurée à l'aide d'un instrument de mesure simple. La vitesse de carbonatation du béton est proportionnelle à sa porosité, donc à sa résistance aussi (Tab. 2.1), mais son évolution est en générale estimée à 2 mm/an [1].

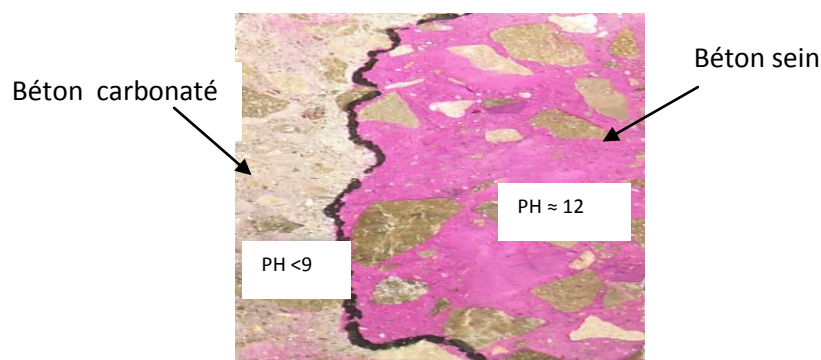


Fig. 2.1: Mesure de la profondeur de carbonatation à l'aide du test de phénolphthaléine¹³

Tableau 2.1 : Profondeur de la carbonatation du béton en fonction de sa résistance [2]

Conditions d'exposition du béton	Profondeur de carbonatation après 50 ans (mm)	
	Béton de 25 MPa	Béton de 50MPa
Abrité	60 à 70	20 à 30
Exposé à la pluie	10 à 20	1 à 2

Remarque : malgré ses effets néfastes sur les aciers, la carbonatation permet de réduire la perméabilité du béton et d'augmenter sa résistance. Par conséquent cette réaction est bénéfique pour les pièces confectionnées de béton non armé, telle que les bordures de trottoir.

II.2.2. L'attaque des Sulfates

Parmi les plus graves pathologies du béton, celle engendrée par la réaction sulfatique interne (RSI) ou externe (RSE). Dans la RSI, la réaction est provoquée par la forte chaleur d'hydratation du ciment dans les pièces massives (semelle, raidisseur de pile, chevêtre,...), accélérée par un bétonnage par temps chaud ($T > 35^{\circ}$). Dans la RSE, les sulfates provenant de sources externes au béton, telles que les eaux de mer et eaux séléniteuses¹⁴, entrent en réaction chimiques avec les autres composants du béton et forment l'anhydrite; produit qui s'hydrate en gypse secondaire et réagit avec les aluminates de calcium pour former l'ettringite¹⁵ dont, la cristallisation développe des pressions considérables pouvant conduire à la ruine du béton.

¹³Image : <https://www.infociments.fr>

¹⁴Eau contenant du sélénite (sulfate de calcium CaSO_4).

¹⁵Substance pathogène expansive, se formant plusieurs années après la prise du béton et provoquant sa fissuration.

Ces pressions engendrent la fissuration du béton ce qui permet à d'autres agents agressifs d'y pénétrer. La figure 2.2 montre l'importance des fissures développées par un échantillon de pâte de ciment soumis à un test de résistance aux sulfates.



Fig. 2.2: Fissurations importantes d'un échantillon de béton soumis au test de résistance aux sulfates (le bâtonnet blanc indique la longueur initiale de l'échantillon) [3]

Il à souligner qu'afin d'éviter la réaction chimique entre les sulfates provenant du sol et les composants du ciment, il faut que des analyses chimiques de l'eau contenue dans le sol d'implantation de l'ouvrage soit entreprise au stade de l'étude. Dans le cas où une présence des sulfates dépassant le taux fixé par les normes est confirmée¹⁶, un ciment résistant aux sulfates doit être utilisé. Cependant, afin d'éviter la RSE, le bétonnage des pièces massives par temps chaud est à proscrire et l'utilisation d'un ciment à faible taux d'aluminate tricalcique ($C_3A < 10\%$) est fortement recommandée. La figure 2.3 montre un exemple de cette pathologie engendrée par l'attaque du béton par des sulfates sur la pile d'un pont.



Fig. 2.3: Pathologie due à l'attaque des sulfates sur la pile d'un pont¹⁷

¹⁶ Plus de 3000 mg/kg de sulfates pour le sol et plus de 500 mg/l pour l'eau.

¹⁷ Photo : IFSTTAR.

II.2.3. L'attaque des ions-chlorures

Les chlorures pénètrent dans le béton par diffusion, qui augmente avec l'augmentation du rapport E/C, et réagissent avec les aluminates de calcium pour former les chloro-aluminates, dits chlorures liés (Fig. 2.4a). Ces derniers sont un produit non nocif pour le béton. Cependant, une partie des ions chlorures se trouve sous forme ionique, dite chlorures libres (Fig. 2.4b), dans la solution interstitielle du béton et lorsque leur concentration au niveau des armatures atteint une valeur suffisante, la destruction du film protecteur survient ; c'est-à-dire que l'acier est dépassivé et la corrosion est initiée.

Les chlorures proviennent de deux sources: la première est interne au béton, il s'agit des adjuvants et qui doivent donc être utilisés de façon rationnelle. La seconde source est externe au béton: eau de mer, eaux souterraines, eaux usées et sels anti verglas [3].

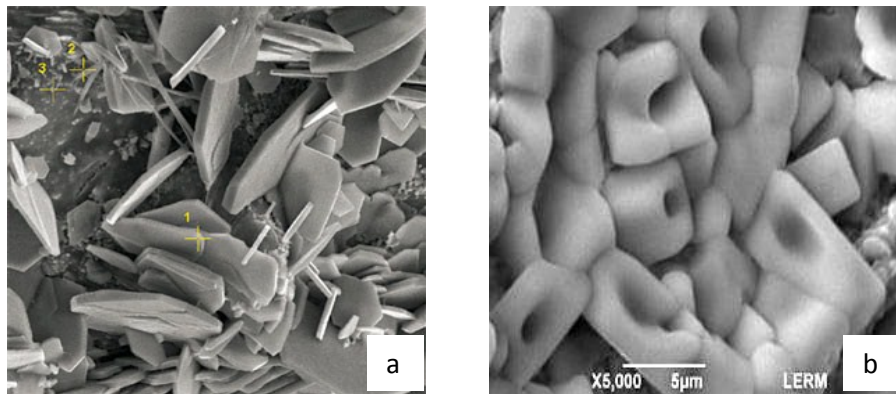


Fig. 2.4: Chlorures dans la microstructure d'un béton : (a) liés et (b) libres (NaCl) [3]

L'action de l'eau de mer est complexe, mais moins nocive que certaines eaux fortement salées ou séléniteuses, et cela grâce à la carbonatation de la surface du béton faisant obstacle à la pénétration des sulfates. Cependant, le sulfate de magnésium qui est un sel acide présent dans cette eau, réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de magnésium. Le premier conduit à la formation de l'ettringite secondaire. Le chlorure de magnésium est un sel acide qui forme avec l'hydroxyde de calcium le chlorure de calcium qui réagit avec les aluminates de calcium. Et en présence des sulfates, de l'ettringite expansive se forme, engendrant des fissurations du béton [1].

II.2.4. L'alcali-réaction

La réaction alcali-silice est une réaction chimique à évolution lente entre certains granulats *potentiellement réactifs* et les alcalins solubles (ions sodium Na^+ et potassium K^+) normalement présents dans les constituants du béton (le ciment pour la plus grande part, soit environ 80 %), ou provenant du milieu environnant tels que les eaux souterraines, sels de déverglaçage et eau de mer [3]. L'alcali-réaction ou *cancer du béton*, a été identifiée pour la première fois comme cause de désordres d'un ouvrage en béton armé en 1940 en *Californie* aux *USA*. Les pathologies liées à l'alcali-réaction dont, aucun remède n'existe jusqu'à ce jour, ont une période d'incubation longue (2 à 40 ans).

En présence d'une humidité élevée ($\text{HR} > 80\%$), la silice réactive contenue dans les granulats réagit avec la pâte de ciment et conduit à la formation de gel gonflant contenant des silicates alcalins entraînant la fissuration du béton (Fig.2.5).

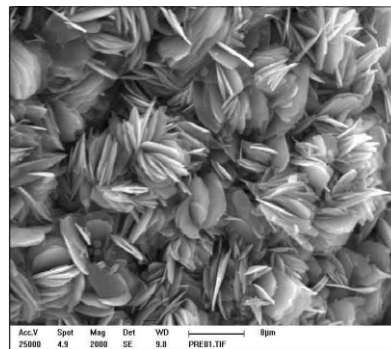


Fig. 2.5 : Produits d'alcali-réaction vus au microscope électronique à balayage [3]

Les principaux symptômes d'une alcali-réaction sont une fissuration en forme d'un faïençage des parois de béton avec des contours polygonaux (Fig.2.6), une fissuration orientée dans le sens des contraintes pour les parties d'ouvrage pré ou post contraintes, ou fortement armées et la formation de cratère et de gel blanchâtre durcissant à l'air libre [1]. Cependant, pour confirmer la présence de la pathologie, des analyses au microscope à balayage électronique (MEB) sont à réaliser.

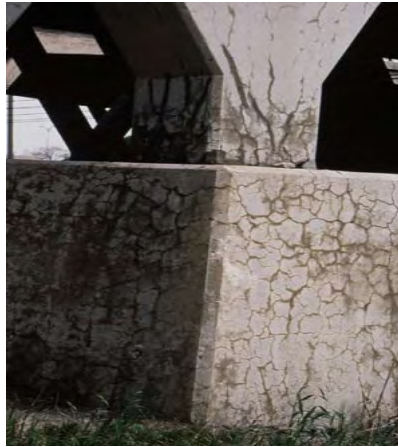


Fig. 2.6 : Fissures en forme de faïençage sur la pile d'un pont atteint d'alcali réaction¹⁸

II.2.5. Le gel dégel

Les cycles de gel et de dégel sont à l'origine de certaines dégradations du béton. Car, sous l'effet de la baisse de la température au-dessous du degré de congélation, l'eau contenue dans les granulats ou dans les capillaires de la pâte de ciment se transforme en glace, d'où une augmentation du volume du béton se traduisant par une expansion engendrant des pressions internes importantes, dépassant la capacité de résistance à la traction du béton. La répétition fréquente des cycles de gel - dégel fait apparaître un réseau dense de microfissures à la surface du béton. Le quel réseau évolue plus ou moins rapidement vers un feuilletage ou un écaillage de la surface. Les désordres du béton sont d'autant plus graves que les cycles de gel et de dégel sont rapides et fréquents. Notons que les parois de béton verticales sont moins exposées à ce genre de dégâts comparées à celles horizontales [3]. La figure 2.7 montre un exemple d'une paroi de béton écaillée sous l'effet combiné du cycle gel-dégel et de l'utilisation des sels de déverglaçage.

¹⁸ Source de la photographie : IFSTTAR.



Fig. 2.7 : Effet du gel-dégel sur le béton : écaillage du béton d'enrobage et corrosion des armatures¹⁹

¹⁹ Source de la photographie : <http://doc.lerm.fr>

Chapitre III : Pathologies des ponts

III.1. Introduction

Comme toute structure de génie civil, les ponts perdent avec le temps la qualité originelle de leurs matériaux ainsi qu'une partie de la résistance de leurs structures. Ceci est dit même si, aux stades de l'étude et du chantier, ils ont été très bien conçus et réalisés. Cette perte des performances initiales peut être attribuée au vieillissement, à la modification des conditions d'exploitation, et à l'exposition continue aux intempéries et aux charges dynamiques dues au trafic des véhicules lourds (pour les ponts routiers) et des trains (pour les ponts ferroviaires). Des actions accidentelles, tel que le séisme, peuvent également être à l'origine de désordres importants.

Par ailleurs, certains désordres sont le résultat direct d'une dégradation des équipements en raison du manque d'entretien. D'autres sont engendrés par des mouvements du sol support (basculement d'une la fondation, tassement des remblais techniques derrière les culées,...). Les pathologies des ponts ne sont pas identiques pour tous les types de ponts et dépendent des matériaux de construction ; certaines sont communes aux ponts en béton armé et en béton précontraint, d'autres sont spécifiques aux ponts métalliques ou aux ponts en maçonnerie.

III.2. Pathologies des ponts en maçonnerie

Les ponts en maçonnerie sont les ouvrages les plus anciens sur terre. De ce fait, il est normal que des pathologies apparaissent sur ces ouvrages. Les causes de ces pathologies étant généralement le manque d'entretien (défaut ou absence d'étanchéité, absence de drainage des remblais, ...etc.), la modification des conditions d'exploitation ou évolution des charges (accroissement du trafic et des charges appliquées hauteur excessive de ballast, poussées latérales sur les tympans dues aux charges,...etc.), la présence d'eau dans et/ou autour de l'ouvrage (tassement des appuis, glissement du terrain, affouillement des fondations et action du gel) et l'environnement d'implantation de l'ouvrage. Ces pathologies peuvent dans certains cas induire une insuffisance vis-à-vis de la résistance globale de l'ouvrage [4].

Parmi les facteurs qui ont contribué à la bonne tenue de ces ouvrages, dont plusieurs sont encore existant et en service de nos jours, celui se rattachant au fait que la maçonnerie était, traditionnellement, réalisée avec des matériaux de provenance locale. Ceci avait pour avantage que ces matériaux, conservés dans leur environnement climatique habituel, se comportaient assez bien vis à vis aux attaques provenant de cet environnement. Les matériaux

utilisés dans la construction des ponts en maçonnerie sont : la pierre naturelle, la brique, le mortier de chaux et le mortier de ciment.

III.2.1. Terminologie des ponts en maçonnerie

La principale terminologie utilisée dans le vocabulaire spécifique aux ponts en maçonnerie est représentée sur les Figures 3.1 et 3.2:

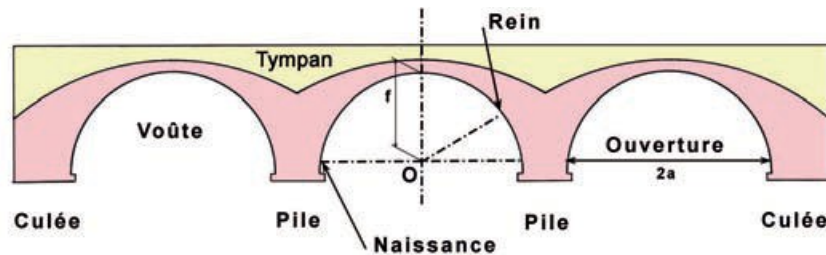


Fig. 3.1: Schéma représentant une vue en élévation d'un pont en maçonnerie [10]

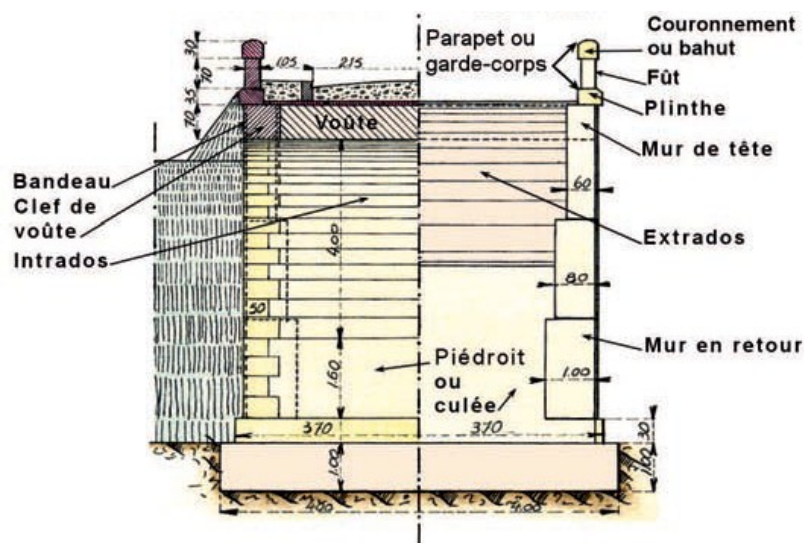


Fig. 3.2 : Demi-coupe transversale (gauche) et demi vue en bout (droite) de la voûte d'un pont en maçonnerie [10]

- **Voûte** : partie porteuse de l'arche. Elle peut être droite ou biaise, selon l'angle formé entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe des appuis, et plus rarement courbes.
- **Ouverture** ou **portée** : longueur libre horizontale sous une voûte.
- **Naissances** : les deux points d'origine de la voûte
- **Clé de voute** : point le plus haut de la voute.
- **Reins** : partie moyenne d'une voûte entre les naissances et la clé.

- **Murs tympans** : murs latéraux jouant le rôle de murs de soutènement pour les remplissages.
- **Parapet** : **mur** en maçonnerie surmontant les murs tympans, sur lequel vient se fixer le garde-corps. Le parapet ainsi que la plinthe et le couronnement représentent des éléments architecturaux de l'ouvrage.
- **Douelle** : partie transversale de l'intrados sur toute la largeur du pont.
- **Bandeaux** : deux arcs maçonnés constitués d'un matériau de très bonne qualité. Ils sont situés de part et d'autre de la voûte, à l'aplomb des tympans et ont une épaisseur uniforme.

III.2.2. Matériaux utilisés

L'utilisation de la pierre, qui est un matériau minéral naturel, dans la construction de structures majestueuses était connue depuis l'ère des Egyptiens. Par la suite, entre le XI^{ème} et le XVI^{ème} siècle, grâce au développement de techniques permettant de construire en s'affranchissant des problèmes liés à la présence de l'eau (ex : digues et batardeaux), ainsi que des problèmes posés par les sols trop meubles (ex : pieux battus en bois), des projets de construction de grands ponts et viaducs en maçonnerie ont vu le jour. La construction des ponts en pierre se poursuivra jusque vers les années 1930 et se prolongera jusqu'aux années 50, avec la reconstruction des ponts détruits lors de la seconde guerre mondiale [4]. En Algérie, la construction des ponts en maçonnerie, même si les ruines de certains ouvrages datent depuis l'époque romaine, est liée avec l'ère de colonisation Française²⁰ durant laquelle ces ponts étaient édifiés. La figure 3.3 montre un exemple de ces ouvrages, malheureusement mis hors service.



Fig. 3.3 : Pont en maçonnerie construit au début du 20^{ème} siècle (ville de Ténès)²¹

²⁰ Période s'étendant entre 1830-1962.

²¹ Source de la photographie : Collection personnel de l'auteur.

III.2.2.1. La pierre

Les anciennes maçonneries étaient réalisées en moellons, qui sont des pierres de formes plus ou moins irrégulières liées par un mortier (Fig. 3.4). Le comportement d'un ouvrage en maçonnerie dépend des caractéristiques physico-chimiques de la pierre naturelle utilisée dans sa construction (porosité, capillarité, perméabilité, gélivité, comportement thermique) et mécaniques, dont la résistance à la compression simple varie fortement selon les roches (de 20 à 200 MPa).

Tableau 3.1 : Résistance à la compression des pierres [4]

Type de pierre	Poids surfacique (Kg/m ²)	Résistance à la compression
porphyre	2472	243
Basalte	2077	204
Marbre	1039	102
Granit	619	61
Grès très dure	812	80
Grès tendre	200	20
Grès très tendre	4	0
Calcaire tendre	115	11
Brique ordinaire	50	5

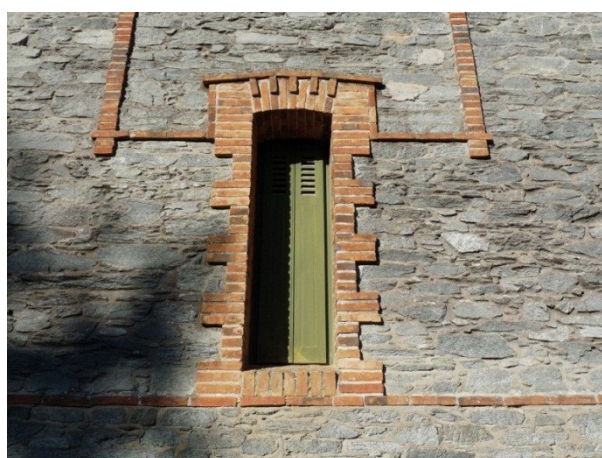


Fig. 3.4 : Mur de façade d'une maison en pierre²²

III.2.2.2. La brique

Les briques, quant à elles sont des blocs d'argile durcie naturellement (briques crues) ou artificiellement (briques cuites), dont la résistance à la compression simple est plus faible que la pierre, de l'ordre de 5 à 15 MPa [4]. Cependant, comme toute construction et même si ces structures ont prouvé leur pérennité comparées à celle en acier par exemple, de graves

²² Source de la photographie : <http://www.renoversamaison44.fr>

pathologies peuvent les affecter et induire leur ruine. La figure 3.5 montre l'exemple d'une maçonnerie en brique.



Fig. 3.5 : Mur construit en brique²³

III.2.2.3. Le mortier

Le mortier est utilisé pour le jointement des maçonneries. Ces caractéristiques physiques et mécaniques varient selon que le liant utilisé soit de la chaux ou du ciment. Le tableau 3.2 donne les valeurs de la densité, de la résistance à la compression et du module d'élasticité de ces deux mortiers.

Tableau 3.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques des mortiers [5]

Type de mortier	Caractéristiques physiques et mécaniques		
	Densité brute (Kg /m ³)	Résistance à la compression (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
Mortier de chaux	155-1700	0-1	0-1
Mortier de ciment et de chaux	1800-2000	2-8	2-6
Mortier de ciment	2000-2200	8-15	6-10

III.2.3. Principales pathologies des ponts en maçonnerie

Les pathologies affectant les ponts en maçonnerie se manifestent généralement par le disjointoiement ou altération des joints entre les blocs, la désorganisation et la dislocation et des fissures voire des fractures. Ces pathologies sont détaillées dans ce qui suit.

III.2.3.1. Disjointoiement des joints

La disparition partielle ou totale du mortier existant entre les moellons ou briques d'une maçonnerie est la cause de l'altération des joints dite disjointoiement (Fig.3.6). Un

²³ Source de la photographie : <https://www.istockphoto.com/fr>

disjointoiement profond est la cause de la chute de la maçonnerie et conduit ainsi à la désorganisation de la structure. L'altération des joints peut être causée par [4]:

- la carbonatation du mortier
- l'attaque des sulfates: en présence d'eau, la portlandite²⁴ peut réagir avec les acides pour constituer des sulfates gonflants (Gypse secondaire, ettringite, thaumasite). La conséquence de cette réaction est la destruction du mortier constituant les joints entre maçonnerie d'où la perte de cohésion d'où la désorganisation des joints.
- les contraintes supérieures à la résistance du mortier: sous l'effet de contraintes élevées, les joints sont soit comprimés et cela peut provoquer l'altération du mortier, soit tendus et cela peut provoquer l'ouverture des joints et entraîner la chute de mortier.



Fig. 3.6 : Disjointoiement profond sur une maçonnerie de briques [6].

III.2.3.2. Désorganisations et dislocations de la maçonnerie

La désorganisation et la dislocation sont les signes précurseurs de la ruine des ponts en maçonnerie. En effet, sous l'effet des charges dynamiques subies par l'ouvrage, la maçonnerie est déstabilisée d'où la chute d'éléments de l'ouvrage en maçonnerie (Fig.3.7).



Fig.3.7 : Déstabilisation et chute de pierres de maçonnerie²⁵

²⁴ Produit de l'hydratation du ciment.

²⁵ Source de la photographie : www.le-pont.com

III.2.3.3. Fissuration et fracturation

Lorsque la maçonnerie est localement tendue, des fissures apparentes dont, l'ouverture est de l'ordre millimétrique, caractérisent un état d'endommagement qui affecte une partie de la section résistante de la maçonnerie. Néanmoins, l'évolution de cette fissuration est à prendre en considération. Lorsque l'ouverture des fissures est d'ordre centimétrique, on parlera alors de fractures tranchant la section résistante de la maçonnerie en deux parties. Les fractures sont bien évidemment plus préjudiciables que les fissures et leur apparition est le signe d'une forte perte de capacité portante de la structure. (Fig. 3.8).



Fig.3.8 : Pont en maçonnerie gravement fracturé au niveau du tympan (ville de Constantine)²⁶

III.2.3.4. Cas des voûtes surbaissées

Les mouvements horizontaux des appuis affectent de manière plus préjudiciable les ouvrages à voûte surbaissée (Fig 3.9), qui se trouve en état de décompression sous l'effet de l'écartement des appuis de l'ouvrage. Cet état de décompression modifie la courbe des pressions au niveau de la clé de voute, qui devient surcomprimée en extrados d'où l'apparition de fissures transversales en intrados. Dans les zones tendues, ces fissures s'accompagnent dans certains cas par des déplacements de la maçonnerie (moellons ou de briques). Dans les zones surcomprimées, la compression excessive peut engendrer des éclatements de la maçonnerie [4].

²⁶ Source de la photographie : Collection *Benhouhou*

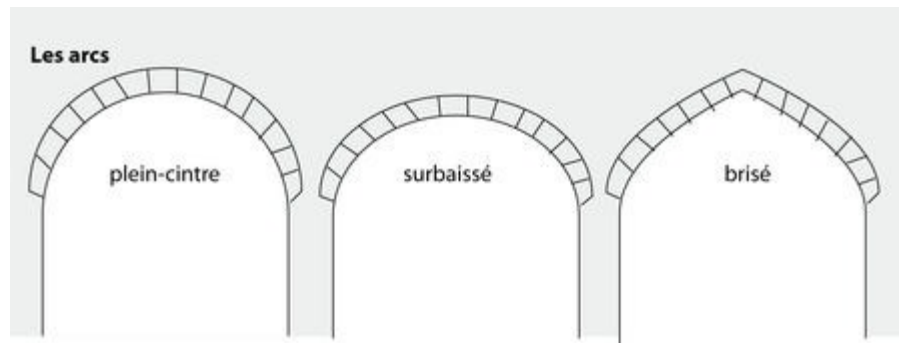


Fig. 3.9: Types de voutes utilisées dans la conception des ponts en maçonnerie

III.2.4. Causes des pathologies

III.2.4.1. L'évolution des charges

L'accroissement des charges tout au long de la durée de vie des ponts en maçonnerie n'était pas pris en considération lors de la conception de ces ouvrages. Pour cette raison, l'augmentation actuelle du trafic routier et ferroviaire induisant l'accroissement des charges d'exploitation, ainsi que les travaux d'entretien des chaussées induisant l'augmentation des charges permanentes (ajout de ballast ou de chape d'étanchéité) sont l'une des principales sources des dommages dans les ponts en maçonnerie. Notons aussi que l'utilisation d'engins lourds et puissants lors des travaux d'entretien génère des fois des désordres affectant la structure de ces ouvrages. Les actions dissymétriques entraînent souvent des sollicitations de flexion dans le corps des voûtes et peuvent être à l'origine de désordres graves [4].

III.2.4.2. L'eau

Il est évident que la présence d'eau autour de l'ouvrage (dans le sol, circulant dans un court d'eau franchit,...etc.), favorise la fissuration. De plus, les zones d'humidité favorisent généralement le développement de la végétation et les mouvements de fondations. Pour cette raison on retrouve dans ces ponts des systèmes d'évacuation des eaux sous forme de barbacanes traversant le corps de la maçonnerie. Cependant, avec le temps et dans les ponts en état pathologique, les systèmes d'évacuation ont souvent été démolit par les mouvements internes de la structure, d'où l'écoulement des eaux pluviales circulant à l'extrados du pont ou des eaux infiltrées à l'intérieur de la structure, n'est plus assuré et l'ouvrage n'est plus protégé des dangers provenant de l'action des eaux. Ces dangers se traduisent par les phénomènes agressifs qui sont :

- la dissolution du liant des joints entre les maçonneries par actions chimiques,

- l'altération de la maçonnerie sous l'action des cycles gel - dégel,
- le développement de la végétation sur l'ouvrage.

D'autre part, la présence d'eau et son accumulation, peuvent être à l'origine de désordres dangereux dans les points bas de la structure maçonnée. Les éléments les plus sensibles étant les appuis et les raccords entre les voûtes (Fig. 3.10). Dans le cas des ponts ferroviaires, les pressions importantes dues aux surcharges ferroviaires appliquées sur les tympans et le corps de la voûte peuvent engendrer de graves dommages (déversements, ventres, désorganisations).



Fig. 3.10 : Présence d'eau interne circulant dans la maçonnerie²⁷

III.2.4.3. La végétation

En présence d'humidité, le pullulement de végétaux tels que les herbes, les arbustes et les champignons sur les ouvrages en maçonnerie est favorisé (Fig.3.11). Ces végétaux peuvent détériorer la maçonnerie et les joints en dégradant les propriétés mécaniques des matériaux. La pénétration et la croissance des racines entre les pierres de maçonnerie engendrent des poussées qui désorganisent les parties de l'ouvrage et entraînent la dislocation des pierres. D'autre part, certains arbustes sécrètent des acides provoquant ainsi l'altération des joints et des pierres.



Fig. 3.11: Végétations sur les murs tympans (preuve de présence d'eau interne)²⁸

III.2.4.4. Désordres liés à l'environnement de l'ouvrage

La durée de vie d'un pont en maçonnerie dépend énormément de son environnement, principalement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est fondé. Dans les terrains compressibles des désordres peuvent concerner les appuis du pont. Des mouvements de ces appuis favorisent la détérioration de la structure de l'ouvrage, spécialement la voûte qui est l'élément le plus vulnérable aux mouvements verticaux des appuis.

III.2.5. Conséquences des pathologies sur les matériaux

Les pathologies sur citées ont différents types d'actions sur les matériaux constitutifs de l'ouvrage (pierres, briques, béton et mortier de ciment ou de chaux). Ces actions sont d'ordre physique, mécanique, chimique et biologique. On assiste le plus souvent à une action combinée de ces types d'actions.

III.2.5.1. L'action chimique

Les matériaux constitutifs des ponts en maçonnerie sont soumis aux actions de l'eau qui provoquent la dissolution des sels solubles présents dans ces matériaux. La pollution atmosphérique, par la présence d'acides, attaque les carbonates de chaux ou de magnésium contenus dans les pierres. Les attaques d'acides provoquent la formation d'une croûte superficielle appelée calcin. Sous l'action de l'eau et du gel, cette croûte se décolle, tombe et laisse apparaître la pierre saine. Au cycle suivant, le processus se répète et la pierre est ainsi abîmée. Pour les ouvrages "jeunes" (moins de 150 ans), ces attaques chimiques, causées par l'action de l'eau ou des acides, sont généralement superficielles (quelques millimètres au

²⁸ Source de la photographie : [www. Le-pont.com](http://www.Le-pont.com)

plus) et ne provoquent que des défauts d'aspect. Ils ne réduisent pas notablement les capacités portantes de ces ouvrages.

Cependant, c'est surtout le gel qui provoque les dégâts les plus importants sur les matériaux. L'eau contenue dans les pores des pierres se transforme en glace, son volume augmentant alors de 9 %. Si la pierre ne contient pas assez d'air pour compenser cette augmentation de volume, la solidification de l'eau provoque des pressions dans les pores conduisant à l'éclatement de la pierre. Ces altérations peuvent atteindre des profondeurs importantes et causer de sérieux dégâts.

III.2.5.2. L'action mécanique

L'érosion du sol et les chocs de véhicules sont à l'origine de fortes perturbations dans l'ouvrage. L'érosion éolienne²⁹ provoque la perte d'épaisseur localisée des matériaux d'où la réduction des caractéristiques mécaniques de ces matériaux. Les chocs de véhicules provoquent parfois des épaufréments sur les bandeaux et des rayures sur les douelles. Des chocs répétés sur les bandeaux peuvent générer leur désorganisation. De plus, les efforts anormaux dans la maçonnerie peuvent occasionner des avaries sur les matériaux par excès de compression.

III.3. Pathologies des ponts métalliques

La dégradation des ponts métallique est essentiellement due à leur vulnérabilité au phénomène de corrosion de l'acier, qui affecte les parties de ces ouvrages construit en acier ou en métal. Cette pathologie demeure l'unique redoutable désordre pouvant nuire à la pérennité de ces ponts. Cependant, il est à souligner, que les ponts métalliques peuvent connaître les mêmes pathologies que celle affectant les ponts en maçonnerie ou en béton armé, selon qu'ils soient fondés sur une infrastructure en maçonnerie ou en béton armé. Par conséquent, nous consacrons les paragraphes suivants au phénomène de corrosion, sans aborder les pathologies communes touchant ces deux autres matériaux.

III.3.1. Evolution historique des ponts métalliques

L'histoire des ponts métalliques débuta avec la construction du pont sur la Severn, à *Coalbrookdale* (Angleterre) en 1779. Avant cette date, les ponts étaient construits en maçonnerie et en bois. Jusqu'au XIX^{ème} siècle, des alliages à base de fer, de fonte, de fer

²⁹ Phénomène causée par le vent, caractérisé par le rôle abrasif des particules solides, portées par le vent.

puddlé et d'acier, constituaient les principales périodes de construction des ouvrages métalliques [7]. L'évolution, en fonction du temps, des différents matériaux métalliques et des modes d'assemblage pour ouvrages d'art est présentée de façon synthétique par la figure 3.12.

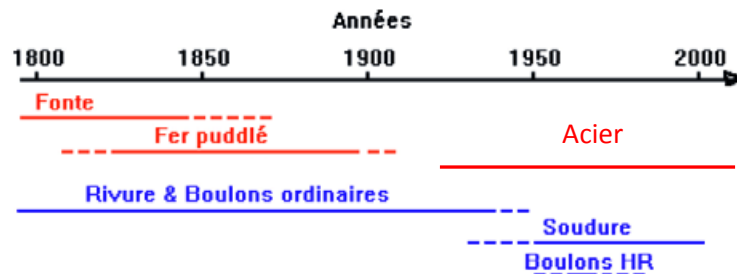


Fig. 3.12 : Evolution historique des matériaux métalliques et des modes d'assemblage des ouvrages d'art (modifié de [7])

Cependant, l'apparition de l'acier et son industrialisation massive au début du XX^{ème} siècle a permis à ce matériau, grâce à ses caractéristiques mécaniques dont principalement sa résistance élevée, de remplacer de manière définitive la fonte et le fer dans la fabrication de ponts [7]. L'essai de pliage sur un fer puddlé et un acier moderne met en évidence la supériorité de résistance du second comparé au premier (Fig.3.13). Les principales caractéristiques mécaniques et la description générale des différents matériaux métalliques utilisés dans la construction des ponts métalliques sont résumées dans le tableau 3.3.

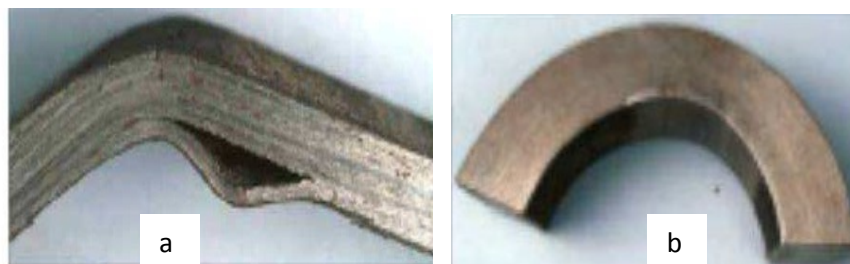


Fig 3.13 : Essai de pliage : (a) sur du fer puddlé et (b) sur un acier moderne³⁰

Par la suite, la construction des ponts métalliques à poutres en treillis (Fig.3.14a) qui s'est développée en faisant appel au mode d'assemblage par rivetage et par boulonnage ordinaire et cela avant le développement de la soudure [7]. Un nombre important de ce type de ponts, datant de l'époque coloniale, est encore en exploitation en Algérie et nécessite un entretien régulier, voire un renforcement ou encore un remplacement définitif de l'ouvrage.

³⁰Source de la photographie : BrunoGodart (ENTPE).

Concernant les règles de calcul des ponts métalliques, une synthèse des règlements apparus depuis 1858 et jusqu'aujourd'hui est donnée en annexe A.

Tableau 3.3 : Caractéristiques des matériaux métalliques [7]

Matériau	Caractéristiques			
	Limite élastique σ_e (MPa)	Contrainte de rupture σ_r (MPa)	Allongement à la rupture A (%)	Description
Fonte	50 - 100	100 - 180	1 - 8	- bonne résistance à la corrosion - non soudables ; - fragiles.
Fer puddlé	230 - 300	300 - 400	10 - 20 (sens du Laminage) 0 (sens transversal)*	- Sensibilité à la corrosion feuilletante ; - soudabilité à définir par essais - peut être fragile.
Aciers doux	240 - 280	420 - 450	> 23	- assez peu sensibles à la corrosion ; - soudables** - ductiles.
Aciers mi-durs	360	520	> 20	- assez peu sensibles à la corrosion ; - généralement soudables***

* à cause du feuilletage.

** moyennant certaines précautions pour les aciers anciens.

*** certaines qualités anciennes sont à la limite de la fragilité et donc sont non soudables.

En Algérie, l'existence des ponts métalliques date depuis les débuts du XX^{ème} siècle. Le parc de ces ponts englobe ceux hérités de l'ère de la colonisation Française de l'Algérie. La conception de ces ponts est faite, en règle générale, d'un tablier formé d'une structure triangulée et d'une infrastructure soit en maçonnerie, soit en béton armé (Fig. 3.14a). Ces ponts ne sont presque plus d'usage et ont été remplacés par les ponts mixtes qui forment la seconde catégorie et dont, la conception est faite d'un tablier métallique, généralement en poutre reconstituées soudées (PRS), connectées à un hourdis en béton armé et d'une infrastructure en béton armé (Fig. 3.14b) C'est surtout sur cette catégorie de ponts que doivent porter les opérations de réparation dont, les techniques sont décrites au chapitre V.



Fig. 3.14 : Pont métalliques en Algérie : (a) à poutres à treillis (sur *Oued Ouahran-Chlef*) et (b) à tablier mixte (*Beni Haoua-Chlef*)³¹

III.3.2. L'altération de l'acier : la corrosion

L'altération des aciers est le résultat de leur corrosion qui est la première cause des dégradations des ouvrages d'art dans le monde. Cette corrosion est le résultat de l'attaque des chlorures ou de la carbonatation du béton. Il s'agit d'un processus électrochimique dans lequel, une anode et une cathode sont créés et cela suite à la pénétration de l'oxygène et de l'eau à l'intérieur du béton (Fig.3.15). La corrosion commence si le film passif qui protège les armatures est éliminé par une baisse du PH en-dessous de 10 à cause de la pénétration du CO₂ ou si ce film est éliminé par une concentration élevée (au-dessus du seuil critique) par les chlorures libres dans la matrice du béton. Les facteurs de corrosion sont très nombreux. Certains dépendent du métal lui-même, et d'autres du réactif [1].

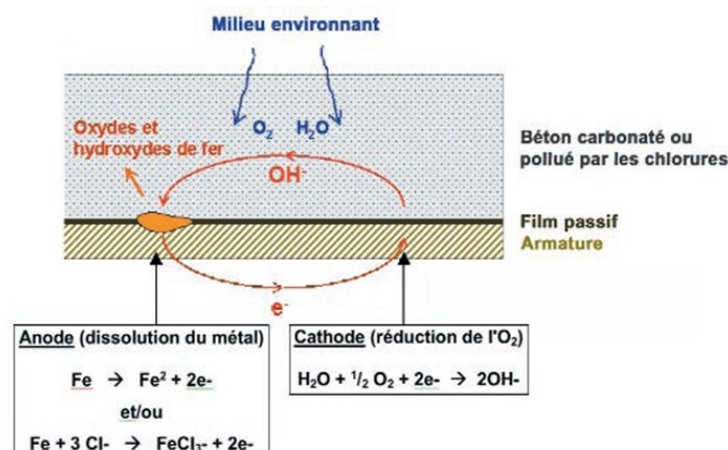


Fig. 3.15 : Principe du processus de la corrosion des armatures³²

³¹ Source de la photographie : collection de l'auteur.

³² Source de l'image : www.espif.blogspot.com

III.3.2.1. La corrosion atmosphérique

Un acier ordinaire, laissé sans protection à l'air libre, se couvre d'une couche d'oxydes constituant ce que l'on appelle la *rouille*. Cette dernière possède un volume très supérieur à celui dont elle est issue. Dans ce processus les rôles principaux sont tenus par l'oxygène et l'eau. La corrosion ne devient sensible qu'au-delà d'un taux d'humidité relative de l'ordre de 50 à 70%. Mais dans un environnement pollué, ce taux peut se trouver abaissé. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus de corrosion³³. Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution.

III.3.2.2. Autres formes de corrosion

D'autres formes de corrosion existent dont, la corrosion par influence de courants électrique vagabonds sur des pièces métalliques situées à proximité de tramways ou de chemin de fer alimentés en courants continu. La corrosion des armatures dans les structures en béton armé tels que les murs de soutènement ou les digues, notamment si ces derniers sont réalisés sur des berges d'oueds hautement pollués, peut également être induite par la dégradation microbienne, due à des bactéries.

III.4. Pathologies des ponts en béton armé

Dans les ponts en béton armé ou précontraint, l'enrobage du béton constitue une barrière contre tous types d'agression externe. Malgré cela, l'épreuve du temps, le manque d'entretien et l'effet des actions agissant sur un pont altère les matériaux et peuvent même diminuer la capacité portante de la structure.

III.4.1. Pathologies des ponts courants en béton armé

Si on traite du cas des ponts courants³⁴ en béton armé, et lorsqu'ils sont conçus en respectant les règles de l'art, ces derniers ne connaissent pas de pathologies spécifiques, sauf problème particulier de fondation. Il est cependant utile d'insister sur les points suivants afin d'éviter l'apparition de désordres [1]:

³³ Une augmentation de la température de 10°C double la vitesse de réaction.

³⁴ Le cas des autres ponts n'est pas traité dans ce polycopié, puisque non inclus dans le programme de la matière.

- Le ferrailage des angles aigus dans les ponts dalles biaises doit être prévu avec la densité et l'orientation appropriées, le cas échéant des fissures apparaissent au niveau de ces angles,
- Les actions thermiques dans les ponts dalles de grande largeur provoquent une flexion transversale pouvant entraîner une fissuration longitudinale de l'intrados. Toutefois, si ces fissures sont correctement pontées, la durabilité de l'ouvrage n'est pas mise en cause,
- Si leur ferrailage longitudinal n'est pas suffisamment dense, les encorbellements latéraux larges³⁵ des ponts dalles ou des ponts poutres sous chaussées continus (Fig.3.16), peuvent être le siège de fissurations dans les zones voisines des appuis intermédiaires ;
- La traverse et les pieds droits des ponts cadres et portiques peuvent se fissurer 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.

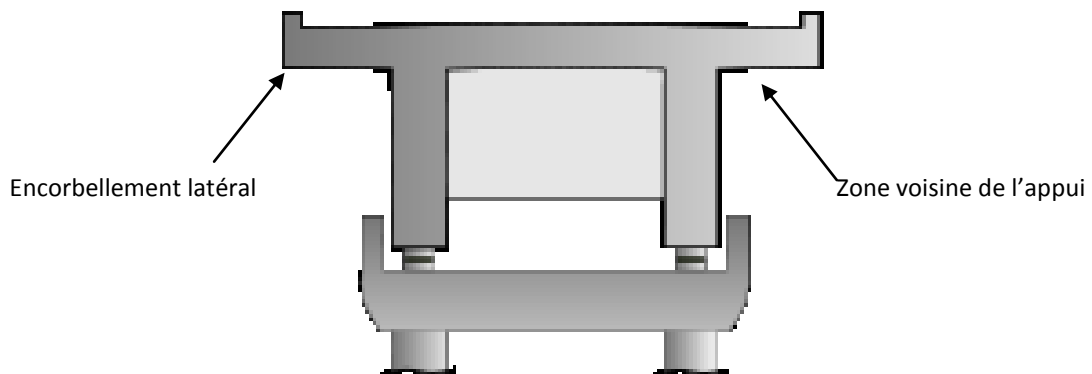


Fig.3.16: Section transversale type d'un pont courant en béton armé

III.4.2. Pathologies issues de défauts de conception

La conception d'un pont est une tâche très délicate nécessitant l'intervention d'un ingénieur spécialisé. Il s'agit, de considérer tous les critères du projet et tous les éléments ayant trait à la bonne tenue de l'ouvrage durant sa période de vie. En cas de séisme, ces erreurs peuvent engendrer des conséquences catastrophiques, car la négligence ou la mauvaise prise en compte du phénomène sismique dans le calcul des charges peut donner lieu à des pathologies graves dont celles citées en §1.2.5.2.

Il est donc clair que la négligence, ou bien l'oubli d'une charge ou d'une action durant la phase de conception du projet, peut affecter la résistance de la structure et engendrer de lourdes conséquences. Ces erreurs de conception peuvent conduire à deux types d'insuffisance de la résistance celle à la flexion et/ou celle à l'effort tranchant.

³⁵ Ces encorbellements, servant de trottoirs et de pistes cyclables, doivent être assez large en zones urbaines.

III.4.2.1. Conséquences sur la résistance à la flexion

L'insuffisance de résistance à la flexion fut, durant le début de l'aire de réalisation des ponts en béton armé puis précontraint, la cause principale des désordres plus ou moins graves. Les causes les plus courantes de cette insuffisance étaient la non considération ou l'oubli des actions thermiques dans les calculs des charges. Les effets des déformations différées gênées dans les ouvrages construits par phases (redistribution des efforts par fluage), encore méconnus dans le passé³⁶, et une évaluation optimiste de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellation d'appuis [1]. La figure 3.17 montre l'emplacement classique des fissures dues à une insuffisance de résistance à la flexion.

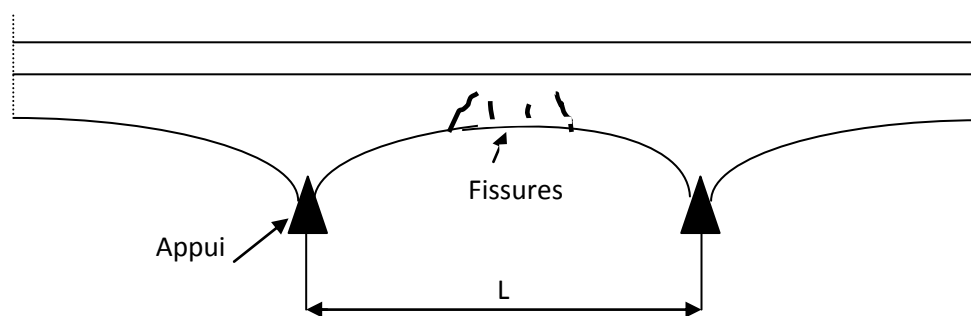


Fig. 3.17 : Fissures dues à une insuffisance de résistance à la flexion localisées au milieu de la poutre du tablier d'un pont

Remarque : la construction des ponts en béton précontraint étant relativement récente en Algérie (à partir des années 80), la prise en compte de l'effet des actions du gradient thermique est en principe considérée dans les calculs de ces ponts. Les ouvrages construits avant 1975 sont par contre susceptibles des déformations gênées par l'hyperstaticité.

III.4.2.2. Conséquences sur la résistance à l'effort tranchant

Les erreurs de conception entraînant des défauts de résistance en flexion engendrent également des défauts de résistance à l'effort tranchant. Cette insuffisance se traduit par une allure particulière de la fissuration dans les ouvrages victimes de ces erreurs (Fig. 3.18). L'origine de ces erreurs est due à une évaluation erronée des contraintes tangentes, conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou des réductions d'effort tranchant par la précontrainte. Cependant, il faut garder à l'esprit qu'une fissure n'est pas toujours un signe

³⁶ L'effet du fluage du béton donnant naissance à une redistribution des efforts par déformations différées gênées n'était pas pris en compte avant 1975.

pathologique, même dans le cas d'un béton précontraint. Les contraintes de traction dans le béton sont à l'origine de fissures de faible épaisseur, ne présentant aucun préjudice pour la résistance de l'ouvrage [1].

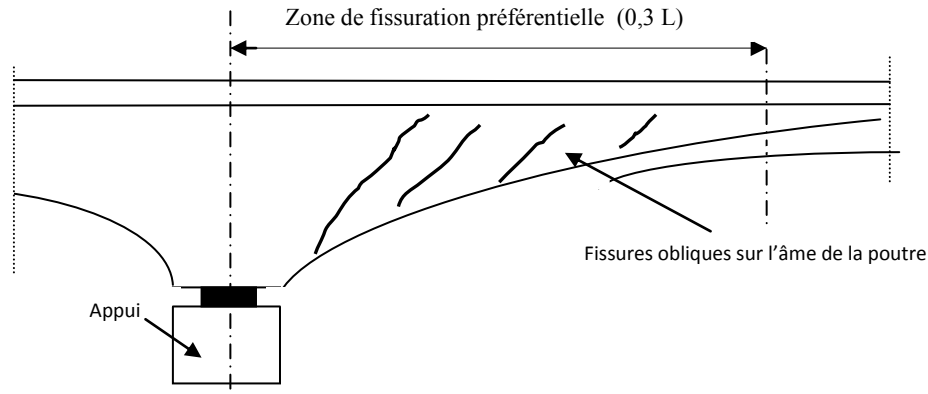


Fig. 3.18 : Zone d'apparition des fissures dues à l'insuffisance de résistance à l'effort tranchant

Les défauts de conception peuvent être à l'origine de d'autres types de désordres dans les ponts. Ces désordres se traduisent le plus souvent par [1] :

- éclatement du béton dans les nœuds très sollicités, en raison d'un manque en Des armatures transversales,
- importante fissuration à défaut d'absence ou d'insuffisance d'armatures de peau,
- éclatements du béton par poussées au vide des barres tendues ou comprimées,
- aspect dégradé de l'ouvrage ou de certains éléments affectant la durabilité de l'ouvrage, dû à la corrosion totale des armatures en raison d'un enrobage insuffisant.

III.4.2.3. Pathologies résultant d'une insuffisance du modèle d'étude

Afin d'étudier un pont, qui est une structure tridimensionnelle, on utilise un modèle plus ou moins simplifiés. 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 usuelles. De nos jours, des modèles numériques complexes (modèles aux différences finies ou aux éléments finis) et des outils sophistiqués (SAP2000, ROBOT,...etc.) sont utilisés pour analyser ces ouvrages.

Mais, il faut garder à l'esprit que chaque fois que l'on représente une structure réelle par un modèle numérique, on introduit une erreur systématique due à l'insuffisance du modèle. Théoriquement les effets de cette insuffisance sont couverts par des coefficients appropriés

exigés par les codes de calcul aux états limites. Cependant, ces coefficients de sécurité ne sauraient couvrir des erreurs découlant de simplifications exagérées ou de calcul erronés [1].

III.5. Pathologies des ponts en béton précontraint

Les ponts en béton précontraint sont construits de béton, d'armatures passives et d'armatures actives (précontraintes). Ils peuvent donc être concernés aussi bien par les différentes pathologies du béton que celles affectant les armatures passives et celles qui concernent les armatures de précontrainte. Les premières et les secondes ayant déjà été traitées dans le chapitre II et plus haut (voir §III.2.1. 1), on consacre le paragraphe suivant aux dernières.

III.5.1. Corrosion des armatures de précontrainte

La corrosion des armatures dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. Après son passage à l'état de rouille, l'acier connaît un important gonflement. Cet état provoque l'éclatement de l'enrobage, qui est le béton de protection. A la même occasion, la section résistante des armatures diminue. On considère que les armatures actives (câbles de précontrainte) dans un ouvrage en béton précontraint sont protégées vis-à-vis de la corrosion électrochimique classique si l'enrobage des conduits est supérieur ou égal à 5 cm, l'ouverture des fissures en surface est inférieure à 0,2 mm et si les conduits des câbles de précontraintes sont soigneusement injectés. Mais les câbles de précontraintes peuvent être affectés par d'autres formes de corrosion dont, la corrosion sous tension et la fragilisation [1].

Remarque: 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.

Dans le cas des voussoirs sur piles des ponts en béton précontraint construits en encorbellement, un certain nombre de désordres résulte de plusieurs maladroites de conception portant sur l'emplacement des appareils d'appui, la géométrie de l'entretoise et le fonctionnement mécanique du voussoir et la répartition de son ferrailage. On observe généralement, des fissures au niveau du gousset en bas du voussoir dues à la poussée au vide, des fissures dues à l'insuffisance de résistance à la flexion sur la traverse inférieure du voussoir ou sur l'âme de ce dernier (Fig.3.19). Lorsque les fissures sont dues à une

insuffisance de résistance à l'effort tranchant, ces fissures se placent d'ordinaire auprès des appuis et prennent une orientation oblique [1].

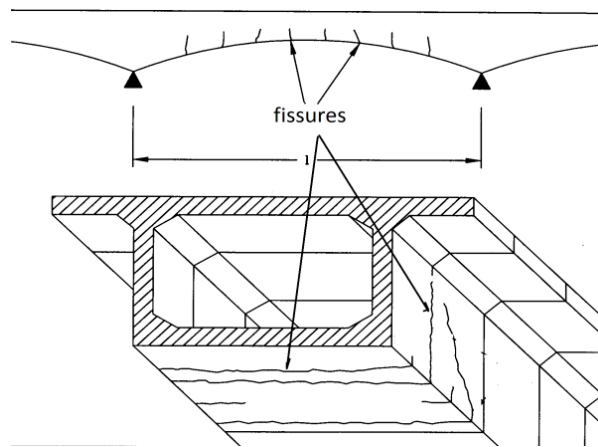


Fig.3.19: Fissures dues à l'insuffisance de résistance à la flexion dans les voussoirs de ponts

Notons que les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte pouvaient, par le passé, se traduire par de nombreuses formes de désordres et nombreux sont les ponts qui ont été conçus avec des codes entachés d'erreurs de calcul, tels que celles de l'évaluation 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 [1].

III.6. Les défauts de réalisation

La dernière phase du projet de construction d'un pont étant sa réalisation sur chantier, il est primordial d'accorder à cette tâche la plus grande importance car, même si l'ouvrage a été parfaitement conçu, des erreurs commises lors de la réalisation lui seraient désastreuses. On rencontre souvent sur chantier, des cas de dossiers d'étude (plans d'exécution) incomplets ou négligeant certaines parties de l'ouvrage tels que les dés d'appuis ou les plots parasismiques. Cette insuffisance des documents d'exécution conduit l'ingénieur de chantier ou le conducteur des travaux à improviser des solutions sans études détaillées préalables. Cependant, ces improvisations ne sont pas toujours bien fondées et leurs conséquences peuvent être graves.

Des erreurs d'exécution sont également dues à des défaillances dans l'organisation ou le contrôle de la qualité des matériaux de construction ainsi que celle de la réalisation, ou encore au non-respect des règles de l'art. A titre d'exemple, les défauts de mise en œuvre des

appareils d'appui du pont associés à des défauts d'assise (mauvaise exécution des bossages, mauvaise pose, absence de contrôle et de réglage en fin de construction) sont à l'origine de nombreux désordres affectant ces équipements. Ces défauts se traduisent généralement par des dépassements de la capacité de rotation et ou de distorsion des appareils d'appui [1].

III.7. Pathologies affectant les équipements des ponts

Les équipements d'un pont tels que les joints de chaussée ou de dilatation, les appareils d'appui et les éléments de protection (garde du corps) aident à procurer la sécurité requise pour que le pont assure un niveau de service acceptable. Mais si la garantie de fonctionnement de certains équipements porte sur plusieurs années, ces derniers vieillissent, s'usent ou se détériorent, et il faut les réparer, voire les remplacer périodiquement³⁷. Une attention particulière doit être portée aux désordres affectant les appareils d'appui et les joints de dilatation, car ils peuvent induire des dysfonctionnements de la structure [1]. Il est à souligner que l'absence ou le manque d'entretien de certains équipements, telles que les gargouilles d'évacuation des eaux, peut être à l'origine de graves dommages affectant aussi bien les matériaux que la structure. La présence de traces de calcite ou d'efflorescences sur l'intrados du tablier indique souvent que les eaux pluviales pénètrent à travers les joints de chaussée et non à travers les gargouilles d'évacuation des eaux en raison de l'obstruction de ces dernières (Fig.3.20) ou encore à cause d'une étanchéité en état dégradé (voir § 1.5.3).

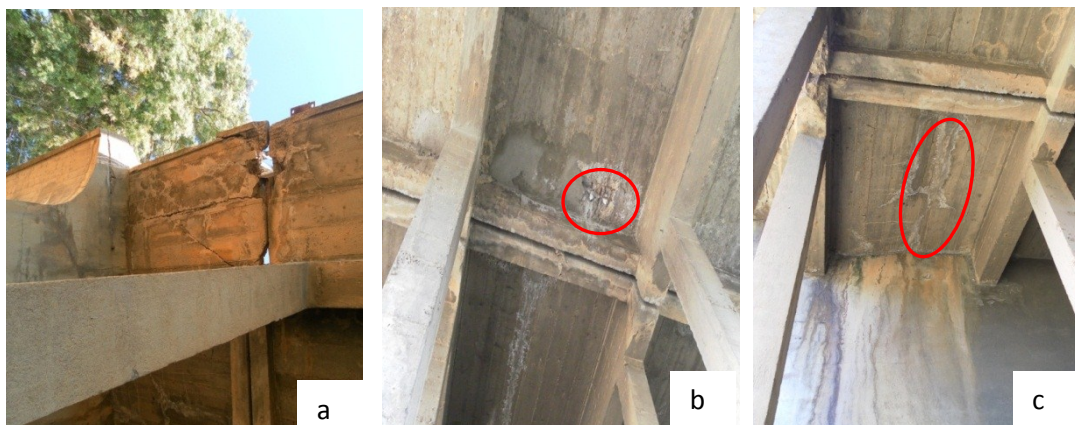


Fig. 3.20: Désordres engendrés par le manque d'entretien des équipements du pont de *la Ferme(Chlef)* : (a) dégradation avancée du trottoir au niveau du joint, (b) éclatement de béton et corrosion des armatures de la dalle et (c) traces de calcite sur l'intrados du tablier³⁸

³⁷ Le coût des équipements ne représente généralement pas une importante part du coût total initial d'un pont, cependant leur coût d'entretien est beaucoup plus élevé.

³⁸ Photos prises lors du diagnostic du pont (collection de l'auteur).

III.7.1. Désordres affectant les appareils d'appui

En raison de leur emplacement, les appareils d'appui sont très souvent non ou mal entretenus. Cet entretien est spécialement requis dans le cas des appareils d'appui métalliques (Fig. 3.21a). Notons que le manque d'entretien peut entraîner des dysfonctionnements structuraux dont l'importance est souvent en relation directe avec la complexité du dispositif concernés. Les désordres les plus courants des appareils d'appui résultent souvent d'un mauvais choix, liés à une mauvaise connaissance des produits et de leurs performances de la part de l'ingénieur concepteur, voire aussi d'erreurs de conception (par exemple, appareils d'appui de raideurs différentes ou dispositifs unidirectionnels disposés sur une même ligne d'appui). Mais, il peut arriver que certains désordres soient dus à des défauts de fabrication (rupture fragile d'une lentille d'un appareil d'appui sphérique, décollement de plaques de glissement en acier inoxydable, etc) [1].

D'autres facteurs de dysfonctionnement structuraux peuvent être à l'origine d'un désordre dans les appareils d'appui ; par exemple le mouvement d'une culée (tassements différentiels) modifiant la répartition des charges et des déplacements entre les différentes lignes d'appui. En tout état de cause et comme tout autre équipement, ces appareils vieillissent avec le temps (Fig. 3.21b) et doivent être remplacés une fois leur durée de vie écoulée³⁹.

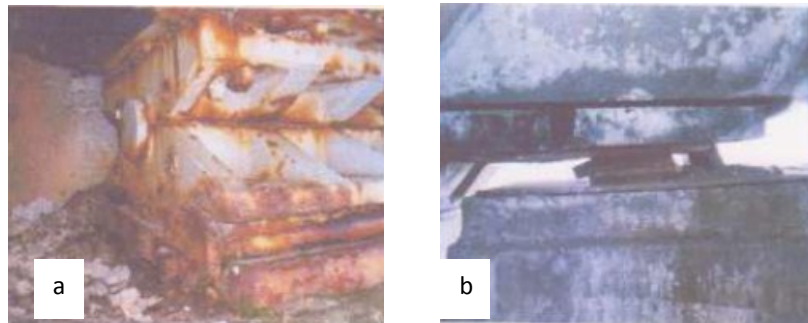


Fig. 3.21: Appareils d'appui très détériorés : (a) métallique et (b) en caoutchouc fretté⁴⁰

III.7.2. Désordres affectant les joints de chaussée

Les joints de chaussée, également désignés par joint de dilatation, subissent des sollicitations dynamiques répétées engendrant leur détérioration ainsi que celle de leur support car, malgré toute les précautions prises, le calage d'un joint par rapport au niveau de

³⁹ Dans de bonnes conditions de mise en œuvre et d'entretien, chaque 15 à 20 année.

²⁷ Photos : Guide STRRES.

la chaussée adjacente n'est jamais parfait. En effet, quelques millimètres de dénivellation suffisent pour que l'action du trafic soit fortement amplifiée par l'effet dynamique. La figure 3.22 montre un exemple d'un joint de chaussée détérioré sous l'effet des efforts de freinage des véhicules. Les désordres les plus fréquents dus à l'action dynamique du trafic routier sont les suivants [1] :

- Rupture de soudures d'éléments métalliques,
- Rupture d'éléments métalliques par insuffisance de résistance,
- Rupture ou arrachement de parties de joints sous l'effet des efforts de freinage, et
- Désorganisation d'ancrage.

Remarque : la mauvaise mise en œuvre des joints de chaussée est souvent la principale cause de leur endommagement (défaut de liaison de la poutre supportant le joint avec la structure, non-respect des enrobages appropriés, défauts de qualité du béton d'ancrage, de scellement ou de calage et défauts de serrage de la boulonnerie ou mauvaise exécution des soudures).



Fig. 3.22: Joint de chaussée fortement endommagé : arrachement de plusieurs éléments du joint sous l'effet du trafic routier⁴¹

III.7.3. Désordres affectant l'étanchéité

Lorsque l'étanchéité de la dalle ou de l'hourdis d'un pont est atteinte d'un désordre affectant la chape (Fig. 3.23), les agents agressifs dont, principalement l'eau et les sels anti-verglas, accèdent à l'intérieur de la dalle ce qui entraîne progressivement la corrosion des armatures de cette dernière. Avec le temps, cette corrosion se traduit par des désordres structuraux telle une insuffisance de capacité portante de la dalle [1].

⁴¹Photos : collection de l'auteur.



Fig. 3.23: Etanchéité et dalle en état très détérioré [1].

III.8. Pathologies affectant les fondations de ponts

Les pathologies affectant les fondations de ponts ne sont pas toujours visibles lors d'une visite ordinaire de l'ouvrage, en raison de leur immersion dans le sol ou dans l'eau. Cependant, ces pathologies sont souvent à l'origine de graves désordres affectant la structure, d'où il est nécessaire d'être attentif, lors d'une inspection de l'ouvrage à tout mouvement de la superstructure et de surveiller son évolution. Des inspections subaquatiques périodiques sont indispensables en complément des autres actions de surveillance des ouvrages présentant des cas pathologiques.

III.8.1. Causes des pathologies

Les pathologies affectant les fondations des ponts peuvent généralement avoir les causes qui suivent:

- une reconnaissance insuffisante du sol support,
- un défaut de conception de l'ouvrage (conditions de site non considérées, étude insuffisante ou incomplète, sous estimations des efforts) et/ou d'exécution des travaux,
- l'augmentation non prévue des charges,
- l'application d'un effort accidentel (séisme, choc,...),
- le vieillissement des matériaux constitutifs des fondations (dégradation accélérée due au mauvais choix des matériaux, ou provoquée par l'agressivité du milieu ambiant),
- le manque d'entretien, et
- l'affouillement et/ou l'érosion du sol de fondation.

Ce dernier point reste la principale cause de la ruine des fondations des ponts, il sera traité dans les paragraphes qui suivent.

III.8.2. Affouillement des fondations

Les fondations des ponts situés en sites aquatiques sont vulnérables aux agressions de l'environnement hydraulique. Cette vulnérabilité est fonction de la nature du sol de fondation (ex : sol compressibles, granulaires sans cohésion, ...) et celle de l'obstacle franchit (ex : débit d'écoulement,...). En effet, les fondations d'un ouvrage franchissant un cours d'eau risquent de subir des affouillements provoquant leur ruine si l'ancrage de ces fondations dans le sol est insuffisant et si aucune protection adéquate (ex : rideau de palplanches, nappe d'enrochement naturel ou de gabions) de ces dernières n'est prévue.

D'autre part, l'abrasion des matériaux constituant les fondations suite aux chocs qu'elles subissent lors des fortes crues peut les détruire. Dans les fondations en maçonnerie, l'eau dissout les chaux des mortiers et les pierres calcaires et rend ces fondations sensibles aux abrasions [10].

III.8.2.1. Affouillement général

L'affouillement général est provoqué par perte des propriétés mécaniques des sols lors des crues. En effet, au-delà d'une vitesse d'écoulement critique, les sédiments fins et meubles se trouvant en surface du lit du cours d'eau perdent leurs propriétés mécaniques et sont transportés vers l'aval par la crue. La profondeur d'affouillement est fonction de la granulométrie des sédiments, du débit et de la hauteur d'eau et peut varier entre quelques dizaines de centimètres et plusieurs mètres. L'affouillement général peut provoquer la ruine de toute fondation non protégée ou dont l'encastrement dans le sol est insuffisant [10].

III.8.2.2. Affouillement local

L'affouillement local se développe le long de la génératrice amont d'un appui non protégé. La profondeur maximale d'affouillement peut atteindre deux fois la largeur de la pile. Les sédiments affouillés se redéposent à l'aval [10]. La figure 3.24 montre les conséquences induites par l'affouillement de la fondation d'un pont. Cet affouillement qui a provoqué le tassement de la pile médiane est à l'origine des autres désordres constatés.



Fig. 3.24: Tassement de la pile médiane d'un pont due à l'affouillement local de sa fondation [10]

Le concept des deux phénomènes d'affouillement général et local, sont schématisés par la figure 3.24.

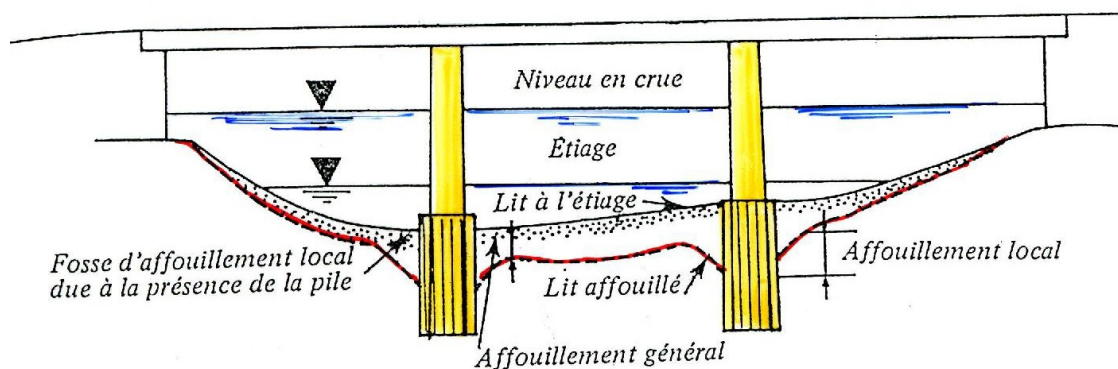


Fig. 3.25: Affouillement général et affouillement local durant une crue

III.8.3. Conséquences de l'affouillement des fondations

Les conséquences de l'affouillement des fondations de ponts sont des fois très lourdes et ont une répercussion immédiate sur la stabilité de l'ouvrage. Les principales conséquences sont les suivantes [10]:

III.8.3.1. Réduction de la force portante des fondations

La diminution de l'encastrement de la fondation, dû à l'abaissement du fond du lit, entraîne une réduction de la force portante de la fondation concernée. Dans le cas des fondations profondes, l'affouillement général ou local des alluvions provoque une réduction de la force portante des pieux par diminution du frottement latéral.

III.8.3.2. Disparition des enrochements

Lors de crue, des fosses sont formées à l'aval des fondations entraînant un raidissement des talus de protection par enrochement et le glissement de ces enrochements.

III.8.3.3. Abrasions et érosions des matériaux

Les sédiments charriés par la crue entrent en frottement et en chocs avec les appuis et fondations de ponts. Ceci entraîne l'abrasion des parties immergées (massif de fondation, protections en enrochements...), particulièrement lorsqu'aucune protection n'est prévue (enrochements, palplanches...).

III.8.3.4. Formations de cavités

Les écoulements d'eau entraînent les particules du sol et du massif de fondation. Ces écoulements se propagent à l'interface entre le sol et le massif de fondation et arrachent des sédiments. Ainsi, des cavités sous les massifs de fondation sont créées. Lorsque les enrochements de protection ont disparu, les affouillements locaux provoquent également des cavités dans les sols au pourtour de l'appui.

Dans les ponts dont les fondations sont en maçonnerie, des cavités se développent dans les zones soumises directement aux actions de l'eau (dans le massif de fondation même). En effet, au contact de ces zones, notamment les moins compacts, l'eau se charge de chaux et dissout le mortier laissant la place aux cavités.

CHAPITRE IV : Méthodes d'auscultation des ponts

IV.1. Introduction

L'auscultation est l'opération qui succède l'inspection détaillée et l'interprétation des constatations, essentiellement visuelles, relevées sur un pont. Les objectifs généraux de l'auscultation sont d'apprécier la qualité des matériaux, souvent de caractéristiques inconnues⁴², et d'analyser le mode de fonctionnement réel de la structure. Pour cela différents moyens et techniques sont utilisés.

IV.2. Etude des matériaux en place

La qualité des matériaux d'un pont ausculté peuvent être examinée et caractérisée en place (sur site). Les différentes méthodes d'auscultation des armatures et du béton sont traitées ci-dessous [1].

IV.2.1. Détection de la corrosion des armatures

La technique, basée sur la mesure du potentiel électrochimique, permet de repérer à la surface d'un tablier ou d'une surface de béton les zones de corrosion des aciers. Pour réaliser l'essai, on déplace le long du tracé des armatures à la surface du béton une électrode en cuivre-sulfate. L'électrode étant reliée à un voltmètre qui lui-même est relié au ferrailage (Fig. 4.1). Par la suite, les voltages lus sur le voltmètre sont interprétés en se référant à des valeurs de référence données par la norme ASTM C-[76-87 (ex : un voltage de inférieur à - 350 mV indique que la probabilité que les armatures soient corrodées est de l'ordre de 90%).

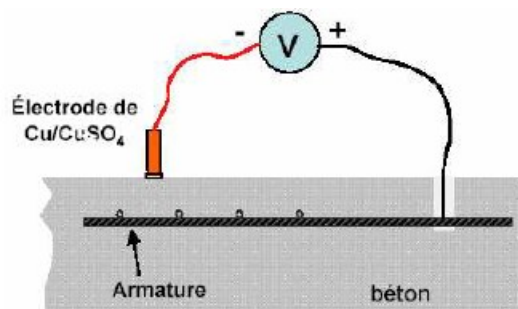


Fig. 4.1: Principe de la technique du potentiel électrochimique pour la détection de la corrosion des armatures

⁴²Cas des anciens ponts dont, les plans d'exécution et/ou les notes de calcul sont indisponibles.

IV.2.2. Mesure de la perméabilité de la surface du béton

La mesure de la perméabilité de la surface du béton se fait par méthode non destructive. Elle consiste à plaquer un appareil en forme de cloche (Fig 4.2) contre la parois de béton, à faire le vide à l'intérieur de cette cloche, et à mesurer le temps de rétablissement de la pression atmosphérique. Ce temps est fonction des caractéristiques de perméabilité du support.

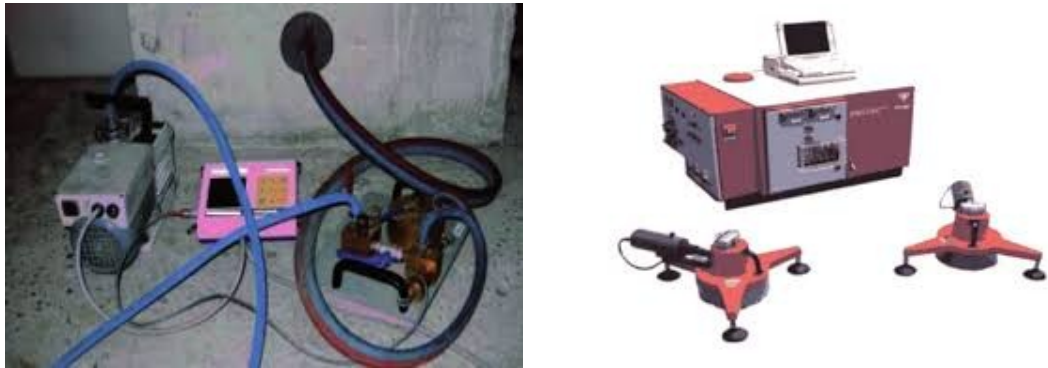


Fig. 4.2: Appareils de mesure de la perméabilité de la surface du béton⁴³

IV.2.3. Contrôle de la teneur du béton en chlorures

Le contrôle de la teneur du béton en chlorures est une analyse qui se pratique sur la poudre du béton, obtenue en perçant un parement de béton (en place) à différentes profondeurs. La poudre récupérée est par la suite analysée au laboratoire.

IV.2.4. L'auscultation du béton

L'auscultation du béton sur place peut se faire par différentes techniques. Selon le but recherché, l'une ou plusieurs des mesures citées ci-dessous sont réalisées.

IV.2.4.1. Mesure de la résistance à la compression du béton

Pour apprécier la dureté superficielle d'un parement de béton en place, on utilise souvent le scléromètre. Ce dernier est un appareil formé d'une masselotte guidée dans un tube et qui est projetée à l'aide d'un ressort taré sur une enclume dont, l'extrémité est mise en contact avec le béton (Fig. 4.3). Une fois en contact avec la surface du béton, cette masselotte rebondit sur l'enclume et comprime le ressort. La longueur du rebondissement est mesurée à l'aide d'un index. Cette longueur est d'autant plus grande que le béton est plus dur. Par la

⁴³ Source de la photo : <https://technobeton.wordpress.com>

suite, l'utilisation de tables de permet de connaître la résistance à la compression du béton testé. Néanmoins, cet appareil à l'inconvénient de ne pouvoir être utilisé que sur des parois de faibles épaisseurs.



Fig. 4.3 : Utilisation d'un scléromètre sur une paroi de béton⁴⁴

IV.2.4.2. L'auscultation sonique

La technique de l'auscultation sonique du béton repose sur le principe de mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultra sonique dans le béton. Il s'agit donc de mesurer le temps de propagation de cette onde entre un émetteur et un récepteur séparés par une distance qui doit être bien entendu, connue (Fig. 4.4). La vitesse mesurée est d'autant plus importante que le béton est homogène (ne contient pas de vides). A titre indicatif, un béton sain donnerait une vitesse de propagation de l'ordre de 4500 m/s. une vitesse de 1000 m/s révèle la présence d'un béton en état très dégradé. Cette technique est utilisée pour apprécier l'homogénéité d'un béton, localiser et apprécier l'importance d'un défaut et estimer la résistance à la rupture.

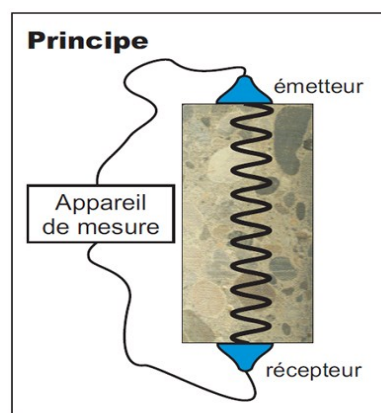


Fig. 4.4: Principe de mesure de la qualité du béton par auscultation sonique

⁴⁴ Source de la photo : <https://technobeton.wordpress.com>

IV.2.4.3. La radiographie

La radiographie est une technique qui était utilisée depuis longtemps dans le contrôle des assemblages des pièces métalliques pour le contrôle des soudures. Le principe de cette technique est simple : après avoir placé une source de rayonnement (de rayons Gama γ ou x) d'un côté de la paroi de béton à ausculter, un film photographique est imprimé suite au franchissement d'un flux de rayonnement traversant la paroi auscultée (Fig. 4.5).

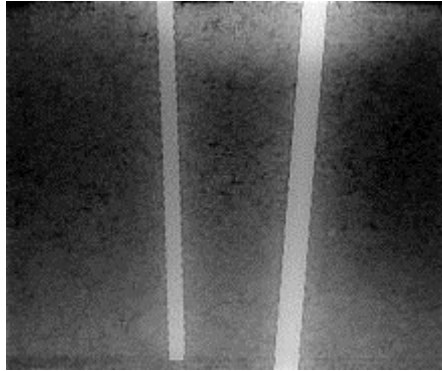


Fig. 4.5: Film obtenu par radiographie d'un béton armé⁴⁵

La radiographie permet de détecter certains défauts dans le béton (hétérogénéité : vides-reprises de bétonnage mal faites, certaines fissures internes) et dans les armatures (défauts d'adhérence armatures-béton et gaines-béton, déformation ou perforation des gaines, mauvais raccordement, manque d'injection dans les gaines, câbles de précontrainte rompus ou détendus et position incorrecte des aciers par rapport aux plans). Dans les ouvrages en béton précontraint en état pathologique, la radiographie par gammagraphie est souvent utilisée afin de s'assurer de la qualité des injections (présence de fissure (cheminement possible pour l'eau), câble mal injecté).

IV.2.4.4. La radioscopie

La radioscopie est un prolongement des techniques de radiographie. Elle permet d'obtenir des radiogrammes, comme pour la radiographie classique, mais avec la possibilité de traverser des parois de béton plus épaisses. Dans ce cadre, plusieurs systèmes ont été développés dont, le système SCORPION (Système de radioSCOpie par Rayonnement Pour l'Inspection des Ouvrages en bétON) développé en 1984 par le laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France.

⁴⁵Source de la photographie : www.caron-demolition.fr

IV.2.4.5. La fissurographie

La fissurographie est l'étude géométrique des fissures. Elle consiste à relever la fissuration d'une paroi de béton à l'aide d'un fissuromètre (Fig. 4.6a) et à suivre son évolution au cours du temps (Fig. 4.6b), ce qui permet de déterminer l'indice de fissuration⁴⁶ et d'étudier le fonctionnement local de la structure du pont en question. Seules les fissures dont l'épaisseur évolue avec le temps indiquent un défaut de fonctionnement de l'ouvrage.

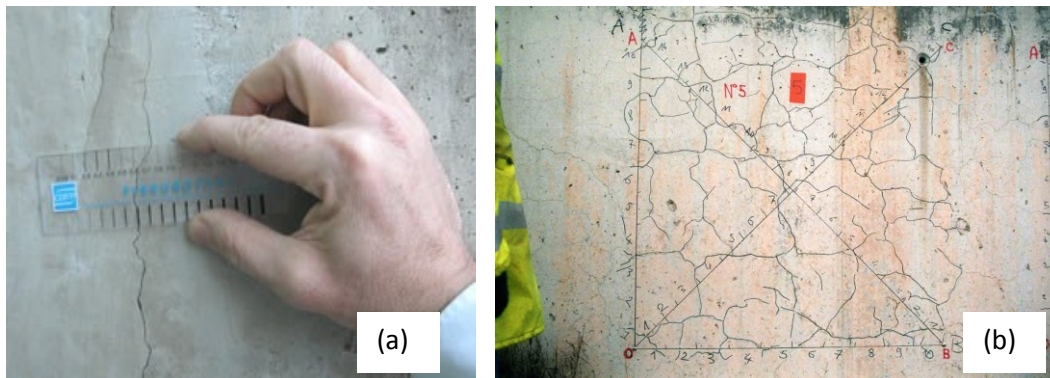


Fig. 4.6: (a) Relevé de fissuration sur une paroi en béton (b) tracé d'un réseau de fissures pour le suivi de leur évolution⁴⁷

IV.2.4.6. L'extensométrie

De la même façon que la fissurométrie, l'extensométrie est une technique qui permet d'étudier le fonctionnement local d'une structure, mais par la mesure des déformations locales de la matière non fissurée, également sous charges calibrées. Il s'agit d'un cas particulier de l'extensométrie. Pour la réalisation de ces mesures, des capteurs de déplacement tels que des extensomètres mécaniques ou électriques (Fig. 4.7), des jauges à fils résistants ou des témoins sonores sont utilisés.

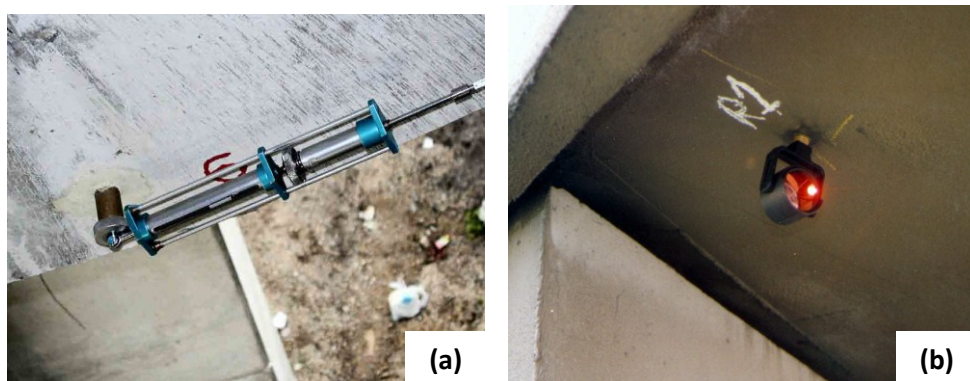


Fig. 4.7 : Extensomètre à fil invar (a) et extensomètre infra-rouge (b)⁴⁸

⁴⁶ Cet indice représente la somme des fissures interceptées par les quatre axes rapportées à 1m (méthode LPC 47).

⁴⁷ Source des photographies : IFSTTAR

IV.3. Les études sur prélèvements

Au moment de l'auscultation, des prélèvements d'échantillons de matériaux (béton, acier) sont fait afin de faire l'objet d'examen au laboratoire. Les études sur ces prélèvements ont un double objectif : l'identification du matériau et l'évaluation de ses propriétés. Mais le prélèvement d'un échantillon a l'inconvénient majeur d'être partiellement destructif. Par conséquent, il faut prélever les échantillons les plus petits que possible en choisissant les endroits les moins vitaux de la structure, d'où l'obtention de renseignements non représentatifs de l'ensemble de l'ouvrage. La figure 4.8 montre un chevêtre de pont présentant un réseau de fissures sur lequel des prélèvements de béton ont été réalisés dans le but de les soumettre à des essais au laboratoire. Les principaux essais à réaliser sur ces prélèvements sont exposés ci-dessous [1]:



Fig. 4.8 : Prélèvements sur un chevêtre présentant un réseau de fissures⁴⁹

IV.3.1. Essais mécaniques

Les essais mécaniques classiques brésilien, de compression, traction sont effectués sur les éprouvettes prélevées du pont ausculté. Cependant, il faut se rappeler que ces éprouvettes sont de formes et de dimensions différentes de celles des éprouvettes normalisées. Par conséquent, une correspondance sur éprouvettes normalisées est à établir. Ces essais permettent d'obtenir des renseignements utiles sur la qualité des matériaux (ex : l'examen du diagramme allongement/traction et celui du faciès de rupture dans le cas d'un échantillon métallique renseignent sur la nuance du métal utilisé).

⁴⁸ Source des photographies : <https://technobeton.wordpress.com>

⁴⁹ Photo : IFSTTAR.

IV.3.2. Essais physiques

Les caractéristiques physiques d'un ancien matériau dont sa densité, sa porosité, sa teneur en eau...sont déterminées par des essais physiques. D'autres essais peuvent être réalisés selon le besoin, telle qu'une auscultation sonique (voir §II.2.2.4.2) consistant à mesurer la vitesse de propagation d'ondes sonores dans le béton.

IV.3.3. Essais chimiques

On recourt rarement à des essais chimiques en raison de leur coût onéreux. En fonction de l'objectif recherché, le type d'essai à effectuer est choisi et de petits échantillons du matériau à examiner sont utilisés. Les essais chimiques servent à:

IV.3.3.1. Analyse des métaux

Les méthodes d'analyse métallographique des métaux⁵⁰ sont utilisées. Ces méthodes permettent de déterminer les constituants élémentaires du métal par voies chimique. La nature du métal utilisé dans le pont ausculté, sa structure, son mode d'élaboration et ses propriétés sont ainsi connus.

IV.3.3.2. Analyse chimique et minéralogique du béton

La composition exacte d'un ancien béton(dosage et nature du ciment, nature des granulats, dosage en eau et granulométrie) peut être déterminée par l'emploi de différentes techniques telles que, les analyses chimiques élémentaires effectuées à l'aide d'une torche à plasma, permettant de connaître les différents oxydes présents dans le béton, les analyses thermiques, les analyses diffractométriques, permettant de connaître les différents minéraux contenus dans le béton, les examens au microscope électronique à balayage (MEB) permettant de repérer les produits délétères et mal ou non cristallisés⁵¹.

IV.4. Etude du fonctionnement des structures existantes

L'état de fonctionnement d'un pont peut être analysé grâce aux différentes mesures qu'on peut réaliser sur ce dernier. Des renseignements sur l'état de fonctionnement général de l'ouvrage (à vide) et de la structure en particulier (sous chargement) sont ainsi collectés [1].

⁵⁰ Ces méthodes sont bien connues en métallurgie.

⁵¹ Tels les produits d'alcali-réaction.

IV.4.1. Mesure des déformations générales et des mouvements à vide

Afin de tester l'état de fonctionnement général d'un pont, on recourt à effectuer des mesures topographiques et un nivellement de l'ouvrage à vide (sans chargements). Les désordres se produisant au niveau des fondations d'un ouvrage, se manifestent souvent par des mouvements verticaux des appuis (culées et piles) de cet ouvrage. Des mesures topographiques rentrent donc dans le cadre de la vérification de la stabilité des appuis et doivent figurer parmi les mesures effectuées périodiquement dans le cadre du suivi de l'état de fonctionnement de la structure du pont.

Il est à noter que des déformations permanentes du tablier, notamment en nivellement, peuvent révéler des désordres plus profonds de la structure. L'ingénieur doit être attentif à tout signe d'anomalie lors de l'auscultation : à titre d'exemple, le garde-corps, qui est fixé assez rigidement au tablier et suit fidèlement tous les mouvements de ce dernier, peut nous indiquer une déformation anormale du tablier, qui est donc immédiatement visible au niveau de la lisse supérieure du garde-corps.

IV.4.2. Mesure des déformations sous chargement

Les mesures des déformations sous chargement nous renseignent sur le fonctionnement de la structure du pont. Ces mesures comportent les mesures de la flèche et de la rotation et sont détaillées dans ce qui suit :

IV.4.2.1. Mesure des flèches

La mesure des flèches se fait traditionnellement au milieu des travées, mais on peut augmenter le nombre de points de mesure en suivant le tracé du diagramme des moments, notamment au niveau des valeurs maximales de ces moments. Plusieurs techniques peuvent être employées pour mesurer les flèches :

- Le niveau hydraulique (mise en place lourde + inertie importante)
- Le nivellement topographique, nécessitant un personnel qualifié,
- Le fléximètre mécanique, nécessitant un point d'ancrage fixe sous l'ouvrage,
- Les capteurs de déplacement,
- Le flexigraphe laser.

IV.4.2.2. Mesure des rotations

Un ouvrage peut subir, sous l'effet de surcharges, une rotation de la structure entière ou locale au niveau d'un élément. A cet effet, le comportement de l'ouvrage peut être étudié sous

un autre angle que celui de la flèche des travées, on peut notamment mesurer les rotations sur appuis ou la rotation de sections de l'ouvrage à l'aide de clinomètre ainsi que l'inclinaison de piles ou de murs à l'aide de pendules.

IV.4.2.3. Mesures des déplacements sous actions dynamiques

Dans certains cas, le fonctionnement d'un ouvrage peut être étudié à travers son comportement dynamique. On utilise pour cette fin des capteurs tels des accéléromètres ou des sismographes enregistreurs. Ces derniers fournissent des enregistrements sur les déplacements verticaux et horizontaux de la structure : le déplacement vertical étant représenté par la flèche du tablier sous le passage d'un convoi de camions et le déplacement horizontal étant traduit par les mouvements horizontaux des têtes de piles, sous l'action de freinage d'un véhicule.

A titre d'exemple, on peut mesurer dans les tabliers hyperstatiques en béton précontraint de type caisson le moment de décompression. Cette situation peut être rencontrée si, sous l'effet de la circulation, une fissure évolue au droit d'un joint ou au milieu d'une travée. Il s'agit alors de mesurer le moment à appliquer pour décompresser le hourdis inférieur, c'est-à-dire pour ouvrir la fissure.

Pour réaliser cette mesure, on colle un extensiomètre électrique de part et d'autre de la fissure, et un capteur de déplacement au niveau de la fissure. On laisse ensuite circuler sur l'ouvrage un véhicule de charge connue et enregistre, pour chaque position du chargement, les indications des jauges et celles du capteur. Si la fissure est en travée centrale, lorsque la charge pénètre sur celle-ci le moment appliqué tend à décompresser le hourdis inférieur. Les jauges de déformations indiquent alors une variation de contrainte (puisque la fissure est encore close). Pour une position donnée de la charge une indication apparaît sur le capteur de déplacement alors que les jauges n'indiquent plus de variation de contrainte. Le moment de décompression recherché correspond à cette position du chargement. Regroupées sous forme graphique, ces informations seront aisément exploitées.

IV.4.2.4. Mesure des forces sur ouvrage

Les mesures des forces sur un pont concernent principalement la mesure des réactions sur appuis. Mais d'autres mesures sont parfois nécessaires telle que la mesure des forces dans les câbles de précontrainte et la mesure des contraintes dans le béton.

IV.4.2.4.1. Mesure des réactions sur appuis

La mesure des réactions sur appuis ou pesée des réactions, sert à évaluer les effets de la redistribution des efforts hyperstatiques et à la vérification de ceux dus au fluage ou à la variation du gradient thermique. Pour la réalisation de ces mesures, des vérins sont disposés sous le tablier (Fig. 4.9) afin de le soulever et à mesurer la force nécessaire à son soulèvement. Durant cette opération, on dispose des comparateurs permettant de mesurer avec précision le déplacement vertical du tablier lors du soulèvement.



Fig. 4.9: Levage du tablier d'un pont par un vérin posé sur la pile⁵²

Les résultats de ces mesures sont reportés sur un graphique (Fig. 4.10) où la force appliquée nécessaire au soulèvement du tablier est représentée en fonction du déplacement vertical de ce dernier. Le graphe obtenu est un ensemble de deux segments de droite dont, le premier [A] correspond à la libération des appareils de l'appui et le second [B] à la flexion du tablier et sa pente en constitue la raideur. En prolongeant cette droite au pont de déplacement nul ($d = 0$), on obtient la réaction recherchée (R_A) sur l'appui en question.

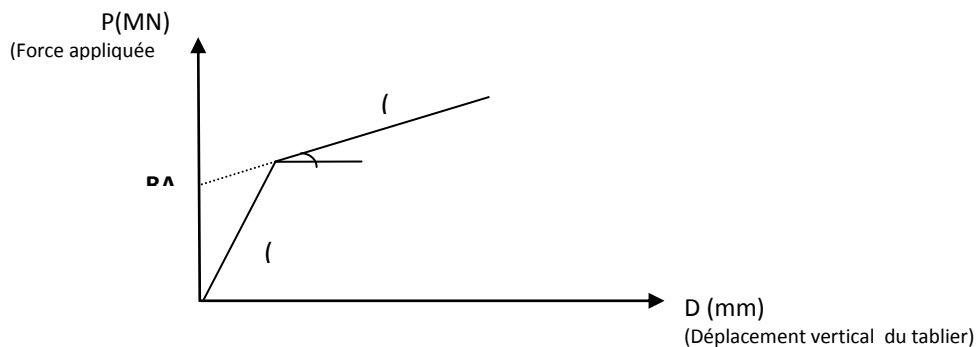


Fig. 4.10: Evolution de la réaction d'appui en fonction du déplacement lors de la pesée

⁵²Photo : Laboratoire Régional des Ponts et Chaussée de *Clement- Ferrand*.

Remarque : la redistribution des efforts peut créer dans la travée centrale d'un pont hyperstatique un moment voisin à la moitié de celui dû à la charge d'exploitation engendrée par le trafic routier. Le gradient thermique conduit, quant à lui, à des variations de réactions d'appui sur culée qui peuvent atteindre 20% de la réaction totale d'une même journée.

IV.4.2.4.2. Autres mesures directes sur ouvrages

D'autres mesures peuvent, selon le besoin de l'auscultation, être réalisées. Parmi d'autres, on en cite les suivantes :

- Mesure des forces dans les câbles de précontrainte : Dans certains cas, on a besoin de mesurer la force existante réellement dans la précontrainte (barres/câbles), dans des tirants ou dans des suspentes (ponts suspendus). Pour cela il faut que l'armature ne soit pas injectée, que son extrémité soit accessible, qu'un vérin puisse être installé pour reprendre l'effort existant dans le tirant ou le câble, et qu'un capteur de déplacement soit installé. En mesurant la pression en fonction du déplacement, on obtient la tension qui correspond au décollement de l'extrémité du tirant ou du câble par rapport à la structure ou la plaque d'ancrage.

La méthode dite de l'arbalète permet de mesurer la tension résiduelle de câbles tendus, en partant du principe que l'effort nécessaire pour dévier un câble de son tracé est fonction de sa tension. Une ouverture en fenêtre est faite dans le béton afin de dégager le câble sur une longueur de 60 cm. La gaine ou le tube est découpé avec précaution et le coulis environnant l'armature est éliminé soigneusement. On applique au câble ou au toron une force perpendiculaire contrôlée, couplée avec un capteur de déplacement qui permet de suivre simultanément la valeur de la flèche prise par le câble (Fig. 4.11).



Fig. 4.11 : Mesure des forces dans la précontrainte par l'essai de l'arbalète⁵³

⁵³Photo : <http://doc.lerm.fr>

Connaissant la force appliquée T et la flèche d , prise par le câble sous cet effort, on peut déduire la tension P dans ce dernier (éq 2-1) :

$$T = 2(P+k) d/l + K * d^3/l \dots \dots \dots (2-1)$$

Où K et k sont des constantes de calage et l la demi distance entre points d'appui de l'arbalète sur le câble.

- Mesure des contraintes dans le béton : La mesure des contraintes dans le béton peut se faire sur place par libération des contraintes dont, le principe a été mis au point initialement en mécanique des roches. La méthode consiste à effectuer plusieurs entailles successivement approfondies à un endroit donné de la structure à l'aide d'une scie (ce qui a pour effet de libérer les contraintes), à insérer des vérins plats (Fig. 4.12) qui épousent parfaitement la forme des entailles, et à les mettre en pression de façon à rétablir le champ de déplacements qui existait initialement à la surface de la structure avant la réalisation des entailles. Elle permet de mesurer des gradients de contraintes dans l'épaisseur du matériau.

Lorsque les lèvres de l'entaille ont tendance à se rapprocher, la zone est soumise à une contrainte de compression. Le vérin est glissé dans l'entaille et mis en pression croissante jusqu'à ramener les lèvres de l'entaille dans leur position initiale. La pression de compensation nécessaire dans le vérin correspond à la valeur de la contrainte locale de compression moyenne dans le béton perpendiculairement au plan de l'entaille.

Dans le cas d'une traction, l'opération est menée de façon quasiment identique, mais son interprétation doit être adaptée. Sous l'effet de la traction, l'entaille aura tendance à s'ouvrir, lors de la libération des contraintes. A partir de cette position, une montée contrôlée de pression est effectuée et les déplacements correspondants sont mesurés. Une loi locale de comportement déplacement-pression peut ainsi être définie. Une extrapolation de cette courbe à une valeur de déplacement nul permet alors d'estimer la contrainte initiale de traction dans le béton.

A partir de la connaissance des déplacements en surface (des lèvres de l'entaille) et des pressions de compensation dans le vérin, on peut déterminer le profil de contrainte. Il est à noter que les résultats de la méthode peuvent être faussés par un échauffement du béton (variation $>1^\circ\text{C}$) et par l'intervention de la carbonatation du béton en surface (augmentation du module élastique /à celui du béton situé au cœur de la pièce).



Fig. 4.12: Gamme de vérins plats pour mesure des contraintes dans le béton (de 2 à 8 cm de hauteur de pénétration)⁵⁴

⁵⁴ Photo : Bulletin de liaison IFSTAR – Octobre 2015.

Chapitre V : Réparation et renforcement des ponts

V.1. Introduction

Le projet de réparation et/ou de renforcement d'un pont, comporte une combinaison de plusieurs techniques, devant être mise en œuvre pour remédier aux désordres constatés et redonner à la structure sa performance initiale. Les techniques à utiliser sont fonction de l'importance des désordres relevés et du matériau constituant le pont (acier, béton armé, béton précontraint, maçonnerie).

V.2. Réparation et renforcement des ponts en béton armé

V.2.1. Techniques de réparation

Dans le cas des ponts en béton armé, les techniques de réparation et/ou de renforcement peuvent être rangées en cinq catégories qui sont le traitement de surface (ragréages et injection des fissures), la protection des matériaux (béton et armatures), la régénération des matériaux, l'ajout de forces (ou de déformations), et l'ajout de matière. Cependant, la réparation et/ou le renforcement des ponts en béton armé fait appel, le plus souvent, à la technique dite « ajout de matière » (Fig.5.1) dont, les normes Européennes⁵⁵ NF EN 1504-9 et NF EN 1504-10 traitent des méthodes de réparation et de renforcement [1].

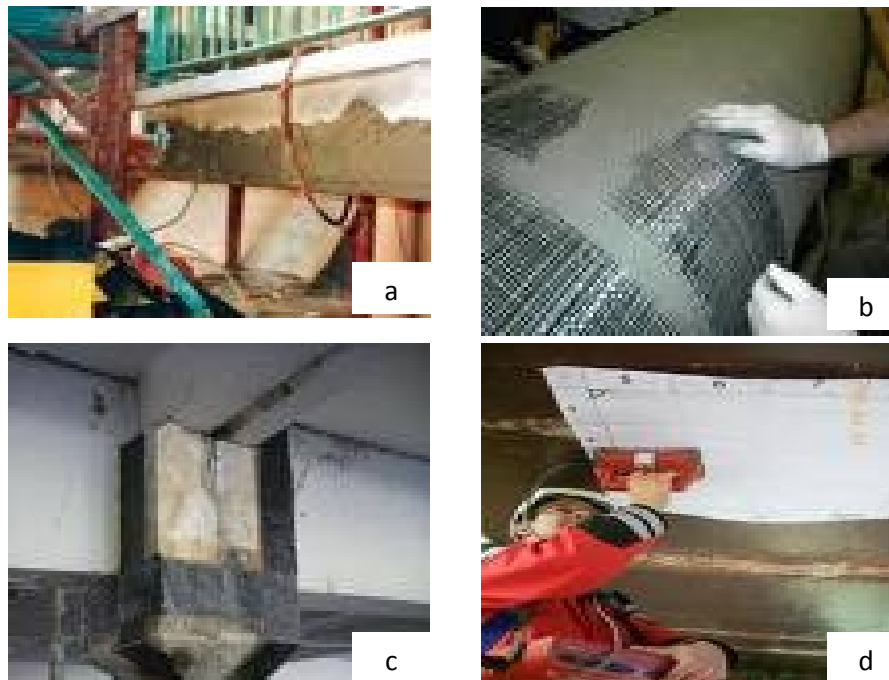


Fig. 5.1 : Réparation/renforcement par ajout de matière : (a) béton, (b et c) tissus à fibre de carbone et (d) tôle métallique)⁵⁶

⁵⁵Ces deux normes font partie de la série NF EN 1504-00.

⁵⁶Photos : source internet.

V.2.1.1. Principes de réparation du béton

Les désordres affectant le béton peuvent se situer en surface ou en profondeur du matériau. Tel que nous l'avons vu en premier chapitre de ce polycopié, ces désordres sont dus à des phénomènes physiques (retraits, gel, érosion...) ou chimiques (eaux acides, sulfates...). Des désordres peuvent aussi affecter le béton, telles que les réactions de gonflement internes (RGI) que sont l'alcali-réaction et la réaction sulfatique interne. La réparation et/ou le renforcement du matériau béton se base donc sur le constat d'évaluation élaboré suite à une auscultation. Plusieurs cas sont envisagés [1] :

- Les fissures du béton ne marquent pas une insuffisance de capacité portante vis-à-vis de la flexion et/ou de l'effort tranchant : dans ce cas, la réparation consistera à obstruer ces fissures pour empêcher la pénétration des agents agressifs. L'opération d'obstruction est réalisée en mettant en œuvre un revêtement à la surface du béton (utilisable si les fissures sont très fines, peu profondes et de positionnement anarchiques). Un pontage ou un calfeutrement des fissures est réalisé s'il n'est pas nécessaire que leur remplissage soit complet. Lorsque le remplissage doit être complet, les fissures sont injectées avec un produit souple, rigide ou gonflant (fissures dans un réservoir laissant passer l'eau...)

- Des vides sont détectés en profondeur dans le béton : dans ce second cas, les vides sont injectés par une résine ou un coulis de ciment à base de ciments sur-broyés adaptés pour l'injection.

- Une désorganisation du béton plus ou moins profonde est constatée : c'est le cas où des vides en surface, des nids de cailloux...sont présents sur la surface du béton. La réparation consiste alors à purger le béton désorganisé puis, en fonction de l'importance et de la profondeur des dégradations, à le restaurer par différentes techniques (ragréage manuel, béton coulé, béton projeté...) et d'appliquer enfin, un revêtement sur toutes les surfaces exposées pour des raisons d'aspect et/ou pour protéger le béton contre les agents agressifs.

V.2.1.2. Principes de réparation des armatures

La corrosion des armatures engendre le gonflement des barres d'acier ce qui entraîne la fissuration du béton, puis son éclatement. A cet effet, la réparation de ces désordres dépend de l'état de corrosion. On distingue deux cas :

-La corrosion est en période d'incubation ou à ses débuts: la réparation porte dans ce cas sur la conservation de la passivité des armatures. Si les agents agressifs n'ont pas encore

atteint les armatures, la réparation est faite par la mise en place d'un revêtement de protection, l'augmentation de l'enrobage et la mise en œuvre d'une prévention cathodique. Si par contre la corrosion est tout juste amorcée il faudra dans ce cas utiliser un procédé électrochimique telles que :

- la déchloruration, qui vise l'extraction des ions chlorures de l'enrobage du béton,
- la réalcalinisation dont, l'objectif est de redonner au béton carbonaté son pH basique,
- la protection cathodique⁵⁷, dont l'objectif est d'abaisser le potentiel de l'acier de manière à ce que le courant de corrosion devienne négligeable.

La déchloruration du béton consiste en le traitement de la surface du béton par un treillis d'anode fixé à la paroi de béton et alimenté par un courant électrique inférieur à 1 A/m^2 . La réalcalinisation (Fig. 5.2) du béton est un procédé électrochimique semblable à la déchloruration mais avec l'utilisation d'un courant électrique plus élevé (4 A/m^2) et une durée de traitement moins prolongée (entre une à deux semaines). Dans les deux procédés, le traitement doit être complété par un revêtement de protection (ex : enduit de ciment, inhibiteurs de corrosion). Dans le cas de la protection cathodique, l'intensité du courant est de l'ordre de 0.2 à 2 mA/m^2 pour un traitement préventif et de 2 à 20 mA/m^2 pour un traitement de protection. Soulignons que la durée de traitement par ce dernier procédé se prolonge sur toute la durée de vie de l'ouvrage.



Fig. 5.2: Réalcalinisation du béton par installation du treillis anode sur l'intrados du tablier d'un pont⁵⁸

Notons que la conservation de la passivité des armatures peut être rattachée à un entretien préventif. Elle impose un suivi particulier de l'ouvrage pour contrôler, au fil du

⁵⁷ Le procédé de mise en œuvre d'une protection cathodique est détaillé par la norme Norme NF EN 12-696.

⁵⁸ Photos : Document Renofors.

temps, la pénétration des agents agressifs afin de pouvoir intervenir à temps et, le plus souvent, par la mise en place d'un revêtement de protection d'un coût sans commune mesure avec une restauration de la passivité.

- **La corrosion est en cours de développement ou est généralisée** : la réparation consiste à restaurer la passivité des armatures en purgeant le béton désorganisé, la rouille est ensuite éliminée et les armatures sont traitées, si nécessaire, par un passivant (Fig. 5.3). Si besoin est, des armatures sont ajoutées pour remplacer les barres corrodées, puis l'enrobage est reconstitué⁵⁹ et enfin, un revêtement de protection peut être mis en place. À la suite de ce traitement curatif, des traitements complémentaires peuvent être appliqués (ex : protection cathodique).

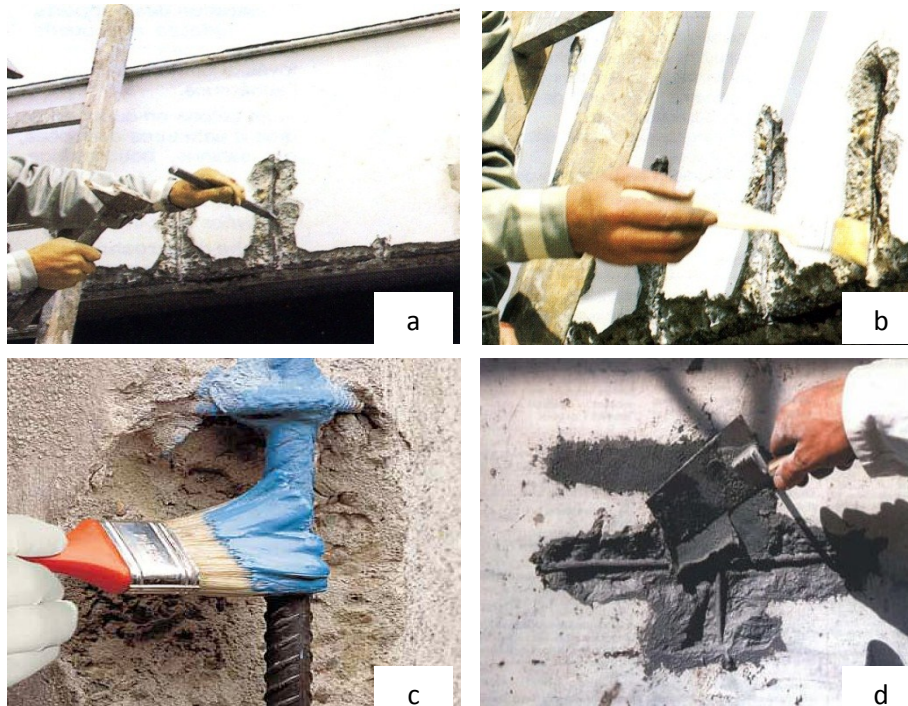


Fig. 5.3 : Réparation d'armatures corrodées : (a) refouillement des armatures, (b) élimination de la corrosion, (c) passivation des armatures et (d) réfection des bétons⁶⁰

D'autres opérations d'entretien des ponts en béton peuvent s'imposer. Le tableau 5.1 résume ces principales opérations d'entretien courant ou spécialisé et de réparations structurelles des ponts en béton armé.

⁵⁹ Dans le cas où l'épaisseur à mettre en œuvre est importante, des armatures de peau sont ajoutées pour limiter la fissuration.

⁶⁰ Photos : Site internet.

Tableau 5.1 : Principales opérations d'entretien courant, spécialisé et de réparation des ponts en béton armé [8]

Entretien (non structurel ou défauts structurels mineurs)		Réparation structurel <i>(réalisée par entreprise spécialisée)</i>
Entretien courant <i>(réalisé par entreprise non spécialisée)</i>	Entretien spécialisé <i>(réalisé par entreprise spécialisée)</i>	
- nettoyage des dispositifs d'écoulement des eaux (gargouilles, barbacanes, fossés, caniveaux, drains, etc.), - nettoyage de la chaussée, l'enlèvement des dépôts qui se créent sur ses rives, - nettoyage des joints de chaussée, des joints de trottoir et de leurs accessoires, - nettoyage des trottoirs, notamment ceux comportant des dalles amovibles, - nettoyage des sommiers d'appui, de l'intérieur du tablier, des dispositifs de mines éventuels, - toutes autres opérations de nettoyage, - contrôle de l'état et le nettoyage des dispositifs de retenue (garde-corps, glissières, barrières) et des accès de visite (trappes, portes, échelles, nacelles), - maintien en état des dispositifs de retenue et des accès de visite, - élimination de toute végétation nuisible sur l'ensemble de l'ouvrage et à ses abords (perrés, talus), - nettoyage des parements de tous graffitis et affiches, - enlèvement de corps flottants à l'amont des piles ne nécessitant pas de moyens spéciaux, - maintien en état de la signalisation située sur les	Opérations nécessitant des moyens particuliers, par exemple - enlèvement des amas de corps flottants à l'amont des piles nécessitant des moyens spéciaux, - travaux ou opérations d'entretien nécessitant une passerelle, - mise en place d'enrochements, Opérations sur les équipements et les éléments de protection - réfection des dispositifs d'écoulement des eaux, - mise en peinture des garde-corps et des équipements, - réfection des bordures de trottoir, des dalles sous trottoirs, des désordres locaux sur corniches, - réfection des joints de chaussée et de trottoirs, - réfection de la chape d'étanchéité, de la couche de roulement et des revêtements de trottoir, - suppression des venues d'eau, protection des parements contre l'humidité et les ruissellements, - réfection ou création de dispositifs d'entretien et de visite, - remise en peinture de l'ossature métallique, - mise en œuvre de produits de protection des parements en béton, - entretien des protections cathodiques des parties métalliques de l'ouvrage ou des armatures du béton, - réfection ou mise en place d'éléments de protection, - remplacement ou réfection des dispositifs de retenue ou des corniches.	Interventions sur les équipements et les appareils d'appui nécessitant des adaptations structurelles - interventions sur la structure pour mise en place d'un nouveau dispositif de retenue, - changement des appareils d'appui lorsque le vérinage n'a pas été prévu. Interventions sur la structure - injection de fissures structurelles, - reconstitution du béton dégradé sur une profondeur importante ou une surface étendue, - adjonction d'armatures passives, - mise en œuvre de matériaux composites collés, - application d'une précontrainte additionnelle. Pour les fondations - reprise de fondation en sous œuvre, - confortement de fondations par rideaux de palplanches, micro-

voies adjacentes (limitation de gabarit ou de tonnage). Nota : Cet entretien est également l'occasion de contrôler l'état de tous les équipements liés à l'usage de la voie portée ou de la brèche franchie, et supportés par l'ouvrage, tels que candélabres, bornes d'appel d'urgence, signalisation verticale, réseaux des concessionnaires ; en particulier le contrôle des dispositifs de fixation de ces équipements à l'ouvrage.	Opérations sur les défauts mineurs de la structure - protection des armatures très localement apparentes, ragréages ponctuels et peu profonds des parements de béton très localement endommagés, protection cathodique, déchloration, réalcalinisation, parachèvement des soudures, - protection et réfection des cachetages d'ancrages des armatures de précontrainte, - remplacement isolé d'un rivet ou d'un boulon, - rejointoiement de maçonneries, - traitement des fissures non structurelles. Pour les appuis - changement des appareils d'appui dans le cas général.	pieux, injection du sol, ou par bétonnage de cavités.
--	---	--

V.2.2. Techniques de renforcement

Dans le cas où l'ouvrage présente une insuffisance de capacité portante, son renforcement s'avère nécessaire. Les techniques d'ajout de matière sont utilisées pour cette fin. Elles consistent à augmenter la section résistante par ajout de béton ou d'acier, voire, à reconstituer la section résistante endommagée, en faisant participer la section ajoutée à la reprise des efforts. Pour cela, il faut recourir à des méthodes lourdes comme la mise sur cintre de l'ouvrage pendant les travaux de renforcement, l'introduction de déformations par vérinage du tablier, l'ajout d'une précontrainte additionnelle, etc.

Les trois techniques classiques d'ajout de matière utilisées pour les renforcements structuraux sont les suivantes [1].

- l'ajout d'armatures passives internes au béton,
- l'ajout d'armatures passives extérieures au béton, sous forme de tôles collées ou collées et boulonnées, ou d'armatures composites à base de fibres de carbone ou de verre.
- l'ajout de béton, pouvant être envisagé pour un renforcement local ou général.

V.2.2.1. Techniques de renforcement local

Le renforcement local est assimilable à une réparation locale. On peut l'appliquer à titre d'exemple, dans le cas d'un tablier de pont heurté par un camion hors gabarit. L'opération consiste à la mise en œuvre des tâches suivantes dans l'ordre mentionné:

- mise sur cintre de l'ouvrage (si nécessaire),
- purge du béton désorganisé,
- scellement des armatures de couture,
- réfection du ferrailage (remplacement des barres de béton armé endommagées, avec recours à la soudure (si besoin est et si les armatures sont soudables),
- mise en place d'un béton (par projection, coulage en place ou par injection à l'intérieur d'un coffrage),
- injection de résine (si nécessaire) dans la zone de contact entre le béton de la structure et le béton rajouté (après durcissement de ce dernier),
- réalisation d'un revêtement de protection contre les agents agressifs (à cause de la fissure de retrait qui se développe au niveau de la reprise de bétonnage) et pour des raisons d'aspect esthétique.

V.2.2.2. Techniques de renforcement général

Lorsque les conditions d'exploitations sont modifiées, on recourt parfois à l'élargir de la dalle du pont. Dans ce cas, un renforcement général est nécessaire. D'autres cas peuvent nécessiter ce type de renforcement, tel que le renforcement de la section d'une pile non conçue pour résister aux chocs de camions, ou l'augmentation de l'épaisseur de la dalle...

Notons que, les travaux de renforcement général conduisent des fois à démolir certaines parties de la structure et à transformer son schéma statique (ex : la suppression d'une articulation centrale d'un portique à trois articulations). Un renforcement général peut être réalisé par ajout soit de:

- béton (coulé ou projeté),
- armatures passives intérieures au béton (armatures galvanisées, armatures en acier inoxydable ou armatures composites à base de fibres),
- armatures passives extérieures au béton, sous forme de tôles collées ou de plaques et de tissus composites.
- ajout de forces par déformations imposées (utilisé, par exemple, pour régler la poussée d'un arc ou d'un portique à trois articulations).

V.3. Techniques de renforcement des ponts en béton précontraint

Un pont en béton précontraint est très rarement précontraint dans les trois dimensions. Le plus souvent, il n'est précontraint que dans le sens longitudinal. Dans ce cas, certaines de ses parties fonctionnent en béton armé, comme le hourdis supérieur ou inférieur d'une poutre-caisson. Les désordres du matériau béton et des armatures de béton armé relèvent des mêmes techniques de réparation que celles applicables aux ponts en béton armé (citées en § V.2). Il est à noter que la technique de reprise de bétonnage entre un ancien béton et un béton coulé en place est applicable à l'élargissement des ponts en béton précontraint. Dans ce cas, le renforcement est bien meilleur lorsque l'on met en œuvre, après réparation, une précontrainte additionnelle dans les deux directions : longitudinale et transversale (Figure 5.4).

Cependant, la restauration de la passivité des armatures de précontrainte, par exemple par réinjection des conduits de précontrainte, est une opération complexe, délicate et onéreuse, qui ne doit être décidée qu'après une évaluation minutieuse de l'état de la structure et lorsque cette opération est nécessaire et physiquement possible. La raison pour laquelle, on fait rarement appel à la restauration de la passivité des armatures actives d'un pont en béton précontraint [1].

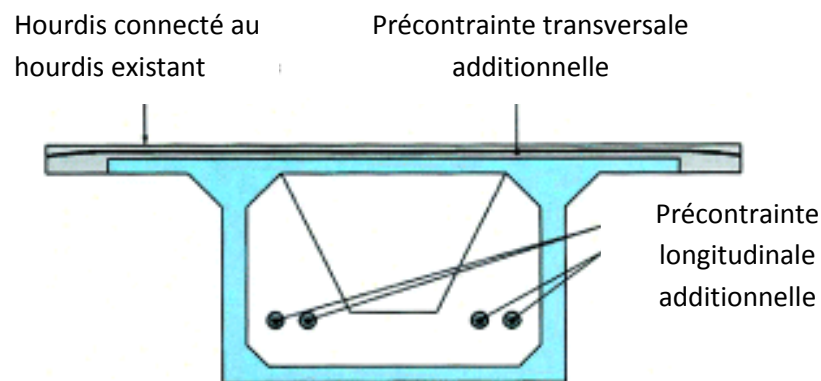


Fig. 5.4 : Pont à poutre-caisson renforcé par précontrainte longitudinale et transversale suite à l'élargissement de la dalle de couverture [1]

Pour ce qui est de l'ajout d'armatures passives, il est possible de renforcer les ouvrages en béton précontraint, en l'absence de fissures, par des tôles collées ou des composites collés dans le but d'augmenter la quantité d'aciers passifs dans les sections présentant une insuffisance de précontrainte. Mais cette conception ne peut pas être considérée comme une solution générale, car le fonctionnement local de ces renforcements n'est pas strictement identique à celui d'armatures passives enrobées. Les méthodes de renforcement ou de

réparation sont donc principalement basées sur l'adjonction de forces, pouvant être obtenue par :

- précontrainte additionnelle extérieure,
- remplacement de la précontrainte existante,
- dénivellation d'appuis (vérinage).

V.3.1. Renforcement par précontrainte additionnelle

Cette technique, qui se réfère à des textes normatifs⁶¹, consiste à mettre en œuvre une précontrainte (câbles, barres ou mono torons) dans un ouvrage pour en améliorer la résistance d'ensemble vis-à-vis de la flexion et/ou de l'effort tranchant dans le cadre d'un renforcement structurel. Notons que l'ajout de précontrainte longitudinale (Fig.5.5) qui, doit être efficacement protégée vis-à-vis des chocs accidentels, des risques de vandalisme et du feu, ne suffit pas toujours car il faut parfois procéder à des renforcements locaux : c'est le cas de la fissuration de poussée au vide à laquelle peut s'ajouter une fissuration d'effort tranchant. Dans de tels cas, le renforcement peut faire appel à une précontrainte transversale additionnelle du hourdis inférieur (Fig. 5.6) et très rarement du hourdis supérieur, une précontrainte verticale des âmes, voire à des tôles collées.



Fig. 5.5: Renforcement par précontrainte additionnelle longitudinale d'un pont à caissons sur le Rhône (France)⁶²

⁶¹ Norme NF 95-104 relative à la mise en œuvre de la précontrainte additionnelle et Fascicule 65 du CCTG.

⁶² Photos prises lors du diagnostic de l'ouvrage (collection de l'auteur).



Fig. 5.6: Renforcement dans le sens transversal du hourdis inférieur de deux ponts à caissons sur la *Saône* (France) par précontrainte additionnelle⁶³

Signalons qu'il est nécessaire de prévoir des points de fixation de la précontrainte pour éviter le risque de résonance sous l'effet des vibrations induites par le trafic. Des blocs d'ancrage (Fig.5.7) sont à prévoir aussi pour fixer la précontrainte solidement à la structure.

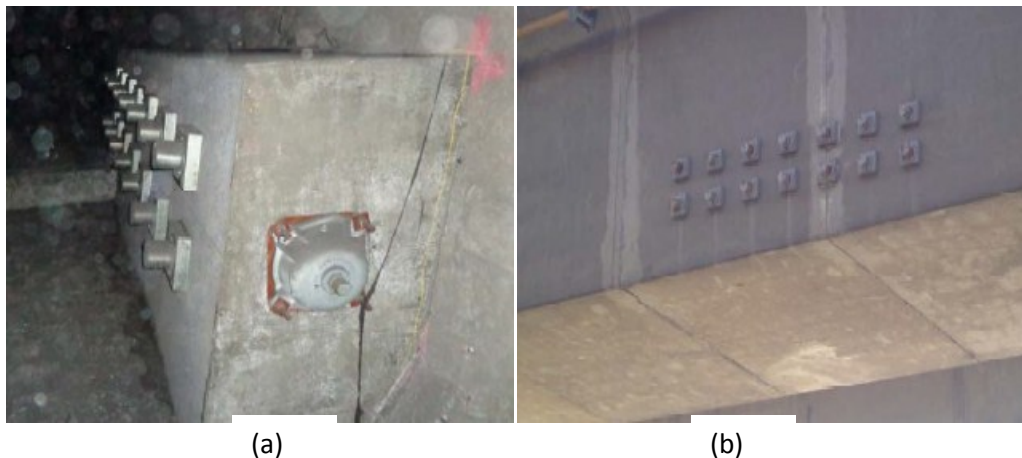


Fig. 5.7: Socle en béton servant d'ancrage de la précontrainte : (a) à l'intérieur et (b) à l'extérieur d'un caisson sur le Rhône (France)⁶³

V.3.1.1. Renforcement par précontrainte additionnelle d'un ouvrage fissuré

Lorsqu'il l'ouvrage présente des fissures dont, l'ouverture est supérieure au seuil d'injectabilité (0,2 à 0,3 mm), ces dernières devront être injectées avec un produit d'injection

⁶³ Source des photographies : collection personnelle de l'auteur.

rigide⁶⁴, pour rétablir la continuité du matériau béton avant la mise en tension des armatures additionnelles. Faute de quoi, la précontrainte ne rétablit pas correctement la continuité mécanique de la pièce. Cependant, si le renforcement est provisoire (renforcement d'un pont sans coupure de la circulation en attendant la réparation définitive), il est possible alors que l'injection des fissures soit évitée.

V.3.1.2. Renforcement dans le cas d'insuffisance de résistance

Lorsque l'ouvrage présente une insuffisance de résistance vis-à-vis de modes de sollicitation complexes associant la flexion, l'effort tranchant, la torsion et la diffusion des efforts de précontrainte (dans les zones d'ancrage), le renforcement peut être réalisé en déviant la précontrainte longitudinale additionnelle de façon à lui donner une inclinaison adéquate là où elle est bénéfique et/ou en disposant des étriers actifs, constitués de barres ou de monotorons gainés protégés, placés à l'extérieur de l'âme ou dans un forage pratiqué à l'intérieur de celle-ci (Fig. 5.8).

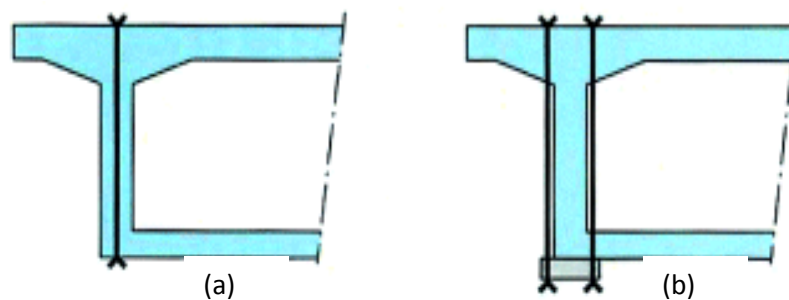


Fig. 5.8 : Étriers actifs placés : (a) dans un forage pratiqué à l'intérieur de l'âme et (b) à l'extérieur de l'âme [1]

V.3.2. Renforcement par remplacement de la précontrainte existante

Il est parfois nécessaire de remplacer la précontrainte existante intérieure au béton (longitudinale ou transversale) à cause de son endommagement. L'exemple le plus fréquent est rencontré dans le cas de l'endommagement d'une poutre de pont sous l'effet des chocs de véhicules par dépassement de gabarit (Fig. 5.9). La solution consiste à dégager la précontrainte, par exemple par hydro démolition, pour pouvoir couper les câbles et les remplacer. Cette méthode est également utilisable pour mettre en place une précontrainte transversale destinée au renforcement d'un hourdis, lorsque la précontrainte existante est mal injectée et fortement corrodée.

⁶⁴ Selon les prescriptions de la norme NF EN 1504-5.



Fig. 5.9 : Précontrainte endommagés sous l'effet des chocs de véhicules (pont sur l'échangeur de la rampe des Fusillés-Alger)⁶⁵

Dans ce cas, la précontrainte est supprimée en détruisant les ancrages pour la remplacer par une précontrainte extérieure symétrique. Dans ce cas, le remplacement de la précontrainte endommagée est à faire avec des précautions spécifiques pour éviter des désordres dus à la libération de l'énergie accumulée dans les armatures lors de la coupe de celles-ci. Le remplacement de la précontrainte longitudinale impose souvent la mise en place d'une précontrainte provisoire destinée à sécuriser la structure pendant le démontage des armatures actives (Fig.5.10).



Fig. 5.10: Précontrainte provisoire mise en place pendant les travaux de remplacement de la précontrainte existante⁶⁶

N.B : un exemple de projet de renforcement d'un pont à caisson renforcé par précontrainte additionnelle extérieure est donné en annexe B.

⁶⁵Source de la photographie : AFR-conseils.

⁶⁶Source de la photographie: Crédit D. Poineau.

V.3.3. Renforcement par dénivellation d'appuis

Le vérinage d'une structure dans le but de créer une dénivellation des appuis permet d'introduire dans la structure des sollicitations favorables à la résistance de celle-ci (recompression de fissures injectées ou non, réglage des réactions d'appui, etc.) ou de rattraper le profil en long d'un ouvrage présentant d'importantes déformations. Cependant, l'effet de ces dénivellations s'atténue relativement rapidement à cause des redistributions d'efforts par fluage du béton, c'est pourquoi on associe souvent une précontrainte additionnelle à une opération de dénivellation d'appui.

Par ailleurs, le vérinage est également utilisé pour le changement des appareils d'appui ou le réglage et la pesée des réactions d'appui (voir chapitre IV), mais aussi le réglage de la poussée d'un arc ou d'un portique. Il peut aussi permettre d'augmenter une hauteur libre devenue insuffisante sous un tablier en relevant celui-ci en plusieurs phases selon la course des vérins. La figure 5.11 montre un exemple de vérinage du tablier d'un pont.



Fig. 5.11: Relevage par vérins plats du tablier d'un pont⁶⁷

V.4. Techniques de réparation et de renforcement des ponts métalliques

Les ponts métalliques sont des structures hautement vulnérables à la corrosion. La raison pour laquelle, leur construction est régie par l'environnement de l'ouvrage. En effet, dans un environnement agressif (haute humidité, zone littorale...) il faudra éviter cette conception, faute de quoi un entretien régulier, spécialement du tablier, est à entreprendre.

Pour leur réparation, les techniques et méthodes classiques utilisées pour les constructions métalliques sont généralement employées. Mais celles-ci doivent prendre en compte les spécificités des matériaux employés (caractéristiques mécaniques...). En effet, les

⁶⁷ Pont PS 308 à Saint Laurent de Mure (France). Source de la photographie : Document TSV.

procédés d'élaboration des matériaux métalliques et les techniques d'assemblages ont largement évolué au fur et à mesure du développement industriel. Il convient donc de procéder aux travaux de réparation sur la base d'une bonne connaissance des propriétés des matériaux, des modes d'assemblages et des règles de dimensionnement utilisées lors de la construction.

V.4.1 Prévention de la corrosion des ponts métalliques

L'ennemie redoutable des ponts métalliques étant la corrosion, il s'avère nécessaire de lutter contre le développement de cette pathologie pour laquelle, ces structures sont hautement vulnérables. A cet effet, leur construction doit être régie par l'environnement de l'ouvrage; dans un environnement agressif (haute humidité, zone littorale...) il faudra éviter cette conception, faute de quoi un entretien régulier, spécialement du tablier, est à entreprendre. La lutte contre le développement de ce phénomène (la corrosion) repose sur les simples principes suivants [9] :

- **Éviter le contact de l'eau avec l'acier** : réaliser une chape d'étanchéité sur un support formé d'un béton légèrement armé (pour limiter l'ouverture des fissures de retrait), détourner le ruissellement des eaux des gargouilles sur les membrures inférieures des poutres et celui des eaux traversant les joints de chaussées aux abouts des tabliers et empêcher les accumulations de poussières et de débris qui retiennent l'humidité et favorisent la corrosion.
- **L'évacuation des eaux et de l'humidité** : faciliter la ventilation de la structure en supprimant tout élément non structurel susceptible d'empêcher la circulation de l'air, créer des exutoires pour drainer les eaux d'infiltration hors de l'ouvrage (gouttières sous les joints de chaussée, gargouilles prolongées jusqu'au-dessous des membrures inférieures, etc.).
- l'entretien régulier de l'ouvrage : l'entretien consiste à déboucher les gargouilles, nettoyer les caniveaux, éliminer les accumulations de poussières (par lavage à l'eau sous pression), procéder à des retouches locales de peinture, etc.
- **Eviter les techniques de réparation mal adaptées** : certaines techniques sont mal adaptées à la réparation des pièces métalliques et peuvent être la source de dommages en éliminant une cause de désordre et en provoquant une autre (ex : retouches de peinture effectuées avec un produit incompatible avec la peinture existante ou le remplissage en béton d'une pièce en forme de U pour empêcher la corrosion ce qui constitue un piège à eau et aggrave donc la situation existante).

V.4.2. Principales méthodes de réparation et/ou de renforcement des ponts métalliques

Les des travaux de réparation et /ou de renforcement d'un pont métallique font appel, selon le cas, à l'une des méthodes suivantes [9] :

- l'allègement de l'ouvrage,
- la connexion des hourdis,
- le remplacement des éléments endommagés,
- l'ajout de matière,
- la dénivellation d'appuis, et
- l'utilisation des assemblages.

V.4.2.1. Allègement de l'ouvrage

Les tabliers de très nombreux ouvrages anciens sont constitués, soit de voûtains, soit de tôles cintrées vers le bas et recouvertes de béton maigre ou de tout-venant d'une forte épaisseur. Ces couvertures sont lourdes⁶⁸, et leur remplacement par une dalle en béton armé courant (masse volumique $\sim 2\,500\text{ kg/m}^3$) ou en béton armé léger (masse volumique $\sim 1\,900\text{ kg/m}^3$) permet de réduire de façon notable les contraintes dans la structure.

Outre le gain de poids, la mise en place d'une dalle en béton armé facilite la mise en œuvre d'une chape d'étanchéité et la réalisation d'un drainage. Dans le cas où les membrures supérieures des longerons et des pièces de pont ne sont pas dans un même plan, il est possible de prévoir une retombée de béton au-dessus des longerons ou, ce qui est mieux, mais plus cher, de rehausser les longerons à l'aide d'un profilé afin d'assurer la continuité des membrures supérieures au croisement avec les pièces de pont.

D'autre solution existes, mais leur emploi dépend du cout alloué à l'opération de réparation. Parmi ces solutions, la dalle mixte⁶⁹ ou encore la dalle orthotrope⁷⁰, encore plus légère, mais difficile à mettre en œuvre et dont le prix est encore supérieur à celui de la dalle mixte, ce qui limite son domaine d'emploi à des cas très particuliers.

La mise en place d'un platelage discontinu (profilés en alliage d'aluminium, caissons...) boulonné sur l'ossature est également envisageable pour la réparation des ponts métalliques. Ce type de platelage, d'un poids pouvant varier de $0,5$ à $2,50\text{ kN/m}^2$, présente malheureusement un mauvais comportement en cas de trafics lourds qui affecte les assemblages et le revêtement de chaussée...

⁶⁸ Entre 8 et 10 kN/m^2 dans les cas courants.

⁶⁹ Dalle constituée de profilés métalliques et d'un hourdis en béton armé.

⁷⁰ Dalle constituée de profilés métalliques recouverts en bas et en haut de tôles métalliques (Poids volumique entre $1,8$ à $2,5\text{ kN/m}^2$).

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

V.4.2.2. Connexion des hourdis

Lorsque la réparation porte sur la reconstruction du hourdis d'un ouvrage, ce dernier doit être connecté aux éléments métalliques (longerons ou poutres principales). Cette connexion permet de réduire de façon appréciable les contraintes dues à la connexion du hourdis. Bien entendu, une telle connexion nécessite un recalcul complet de la structure avec les règles de la construction mixte acier-béton. Pour illustrer cette notion, la connexion d'une portion de hourdis en béton armé d'un mètre de largeur et de 20 cm d'épaisseur à un profilé métallique constituant une pièce de pont (poutre, longeron) permet de réduire les contraintes sous le même moment dans cette pièce de 180 MPa en compression et de 65 MPa en traction. La figure 5.12 représente les diagrammes des contraintes avant et après la mise en œuvre de la connexion du hourdis.

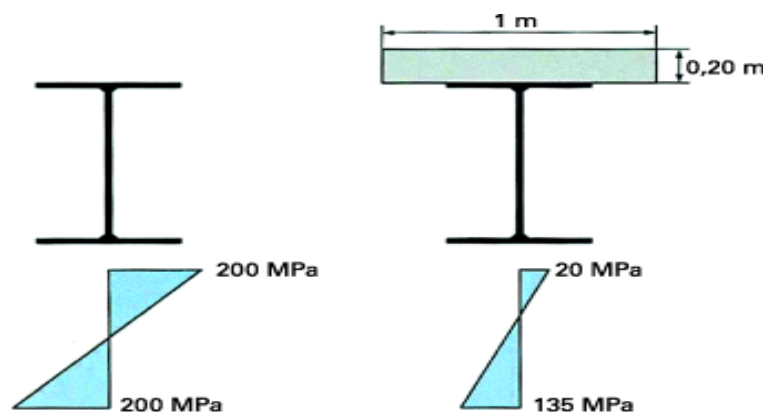


Fig. 5.12: Conséquence de la connexion des hourdis sur la réduction des contraintes dans les pièces métalliques [1]

V.4.2.3. Remplacement d'éléments endommagés

Nombreux sont les ponts métalliques constitués par des structures triangulées intérieurement hyperstatiques. Le remplacement d'une barre endommagée est donc facilement praticable par le démontage de cette dernière sans mettre en cause la stabilité de l'ouvrage sous poids propre. Cependant, cette opération est à faire après la mise en place d'un dispositif provisoire constitué d'une précontrainte provisoire capable d'équilibrer les efforts existant dans la barre à remplacer. Cette opération ne pose pas de problèmes dans le cas du renforcement d'une diagonale ou un montant. Par contre, dans le cas du renforcement d'une membrure de poutre, des problèmes technologiques sont rencontrés.

Selon la nature de la sollicitation dans la barre, deux types de dispositifs peuvent être utilisés :

- si la barre est tendue : des barres de précontrainte sont utilisées
- si la barre est comprimée : un dispositif similaire composé de boutons et de vérins, quoique encombrant et plus difficile à ancrer en ses extrémités.

Dans le cas d'une structure intérieurement hyperstatique, il est possible d'annuler les efforts dans une barre comprimée en agissant sur la barre ou les barres tendue(s) correspondante(s). On procède de la manière suivante :

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

En appliquant les mêmes principes, il est possible de remplacer des goussets d'attache de barres. Dans le cas où on enlève une partie de la barre endommagée et que l'on assemble le nouveau morceau par soudage, les rivets voisins du joint ne sont mis en place qu'après réalisation de la soudure. Si cela n'est pas possible, la soudure est remplacée par une éclisse rivée ou boulonnée. Ces précautions permettent de limiter les contraintes dues au retrait de soudage.

V.4.2.4. Ajout de matière

L'augmentation des sections des éléments métalliques de la structure modifie la rigidité et la loi d'inertie de la structure, ce qui provoque une modification de la répartition des sollicitations dans la structure aussi, dont il convient d'en tenir compte dans le calcul. De plus, il ne faut pas oublier de vérifier et, éventuellement, de renforcer les goussets d'attache. Il est inutile de prévoir des renforts en acier à haute limite élastique, les contraintes à ne pas dépasser en service normal étant limitées par la qualité des aciers en place. Il convient, au contraire, de choisir des aciers qui présentent un grand palier plastique et, si nécessaire, une très bonne soudabilité. La figure 5.13 schématise un exemple de renforcement d'une pièce métallique par ajout de matière en utilisant la soudure.

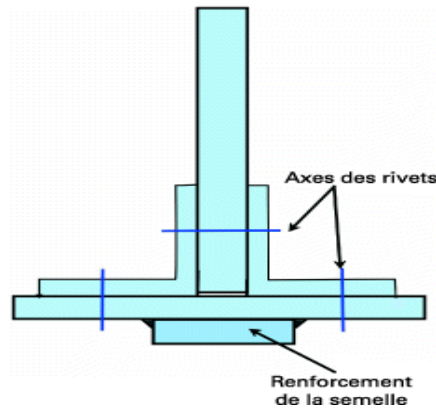


Fig. 5.13: Exemple de renforcement par ajout de matière par soudure [9]

V.4.2.5. Dénivellations d'appuis

Le recours aux dénivellations d'appuis est une solution facile à mettre en œuvre, mais les conditions de site qui régissent cette méthode peuvent entraver voire, exclure son utilisation. Une dénivellation d'appuis ne constitue pas un renforcement au sens strict puisqu'elle ne fait que transférer des efforts d'un appui à un autre et, par conséquent d'une section à une autre, pendant les travaux de réparation en installant l'ouvrage sur appuis provisoires.

Cette méthode simple et efficace mais régie par les conditions de site, peut cependant être utilisée dans le cas où la résistance de la structure n'est pas répartie selon la courbe des efforts en raison du surdimensionnement de certaines zones par rapport à d'autres, ou dans le cas où le renforcement est plus difficile à réaliser dans certaines zones de la structure que dans d'autres (le renforcement des membrures inférieures sur appuis est souvent très difficile à mettre en œuvre). On peut donc avoir intérêt à transférer des efforts dans les zones où le renforcement est facile à réaliser.

V.4.2.6. Utilisation d'assemblages

Les techniques de réparation et/ou de renforcement des ponts métalliques par assemblages peut se faire par soudure qui, est très utilisée en raison des avancées réalisées de cette technique et de la soudabilité des aciers utilisés dans la fabrication des ponts métalliques de nos jours, par rivets, par boulons (qu'ils soient ordinaire ou à haute adhérence) ou par rivelons. Cependant, l'utilisation de l'un de ces modes d'assemblage doit se baser sur la connaissance de leurs différents modes de fonctionnement. Il est donc illusoire de vouloir associer deux de ces moyens pour transmettre un même effort. Remplacer un rivet

endommagé par un boulon HR ou un riveton⁷¹ n'apporte quasiment rien à la résistance d'un assemblage. Il faut également rappeler que les assemblages n'ont pas tous le même principe de fonctionnement, d'où il est nécessaire, avant d'opter pour l'utilisation d'un assemblage dans la réparation et/ou le renforcement d'un pont métallique, de connaître son mode de fonctionnement. Ces différents modes sont donnés par le tableau 4.3. Les techniques de réparation et/ ou de renforcement par assemblages peuvent être exécutées soit par soudure, par rivetage ou par boulonnage. Chacun de ces procédés est exposés ci-après.

Tableau 5.3 : Différents modes de fonctionnement des assemblages

Assemblage	Mode de fonctionnement
Rivets	Cisaillement
Soudure	Reconstitution de la continuité de la matière
Boulons HR (haute adhérence)	Transmission des efforts par frottement
Rivelons	Transmission des efforts par frottement

-La soudure : La soudure est le moyen le plus souple et le plus efficace pour réparer ou renforcer un ouvrage. Son utilisation pose cependant des problèmes parfois difficiles à résoudre. Avant de décider de réparer un pont par soudage il convient de prendre l'avis d'un spécialiste. Il est donc important de connaître la qualité du matériau utilisé dans la construction du pont et ces caractéristiques pour décider de la soudabilité de ce dernier ou non. A titre d'exemple : alors que les aciers actuels sont soudables, le fer puddlé peut être soudable mais nécessite des processus particuliers. En revanche, les aciers des ouvrages rivés, sont souvent peu soudables à cause de la présence d'inclusions. Dans le cas du fer puddlé dont la soudure est possible, il faut éviter toute soudure susceptible d'engendrer des efforts perpendiculaires au plan de laminage à cause du risque de décollements lamellaires suivant les plans d'inclusions (Fig. 5.14).

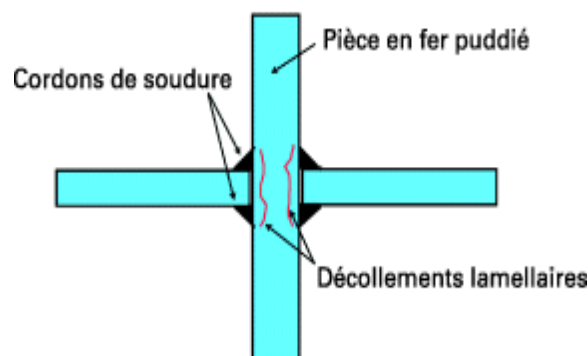


Fig. 5.14 : Exemple de soudure réalisée sur une pièce métallique en fer puddlé [9]

⁷¹La différence entre boulons HR et rivetons tient au mode de leur mise en œuvre.

Rappelons que des précautions particulières sont à prendre lors de la réalisation de la soudure. En effet, les soudures étant réalisées in situ et en position, certaines techniques de soudage sont à éviter, voire à exclure (ex : soudage sous flux solide), d'autres à favoriser (soudage à la baguette à enrobage basique, à basse limite élastique et à bas hydrogène). D'autres précautions sont recommandées, à savoir [9] :

- les surfaces à souder doivent être soigneusement meulées afin d'éliminer toutes traces de rouille, de peinture ou de graisse ;
- les zones à souder doivent être protégées des intempéries et le soudage doit être interrompu si la température descend au-dessous de $+ 5^{\circ}\text{C}$;
- la section des cordons doit être réduite au strict nécessaire et leur extrémités éliminés;
- l'ordre de réalisation des différents cordons doit être étudié de façon à réduire les contraintes dues au retrait des soudures ;
- les pièces à souder doivent être préchauffées en prenant garde aux risques de déformation (Fig.5.15);
- enfin, la soudure doit être contrôlée (ressuage, ultrasons, magnétoscopie, rayons X ou γ) pour détecter les éventuels défauts (fissuration à chaud, arrachement lamellaire, fissures à froid sous cordon).

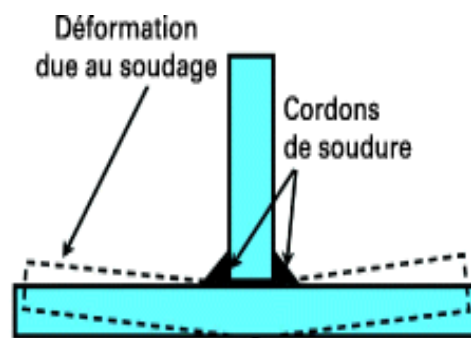


Fig. 5.15: Déformations dans une pièce dues au soudage [9]

-Les assemblages rivés : Pour les assemblages rivés, deux cas se présentent:

- Cas où un ou plusieurs rivets présentent des défauts (corrosion, mauvais alignement, tête endommagée...), dans ce cas l'assemblage rivé est déconsolidé (jeu dans l'assemblage) avec, parfois, des fissures (cas des ponts rails) : après enlèvement des rivets en cause et alésage des trous, si nécessaire, le remplacement d'un ou de plusieurs rivets peut se faire par des rivets, on conserve ainsi parfaitement le mode de fonctionnement de l'assemblage,

par des boulons à serrage contrôlé (HR), ou par des rivetons, sous réserve de remplacer tous les rivets de l'assemblage et de recalculer le nouvel assemblage ainsi créé, par des boulons injectés qui remplissent parfaitement le trou ou par des boulons calibrés au diamètre du trou, si le nombre de rivets à remplacer est faible.

- Cas où il faut renforcer l'assemblage. Par exemple, ajouter une tôle de chaque côté de l'âme endommagée en interposant deux fourrures pour compenser l'épaisseur des cornières (Figure 5.16). Dans le cas où l'âme est fissurée, il faut, pour empêcher la fissure de s'agrandir, percer un trou à son extrémité qui peut être repérée par un essai de ressuage.

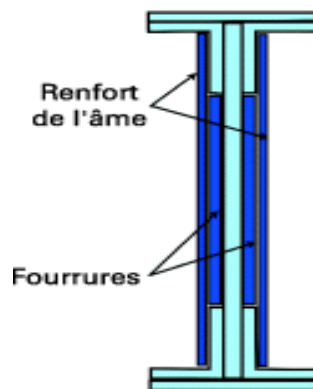


Fig. 5.16 : Principe de renforcement de l'âme d'une poutre endommagée [9]

Remarque: les assemblages de pièces neuves sur des anciennes imposent la mise en œuvre d'un revêtement anticorrosion à cause du jeu entre les pièces.

-Les assemblages par boulons, boulons HR, rivetons : Lors de l'utilisation des assemblages boulonnés dans la réparation et/ou le renforcement des ponts métalliques, il convient de procéder au remplacement du (ou des) boulon(s) endommagé(s) avec ou sans alésage des trous. En cas de déconsolidation, on procède à la réfection de la totalité de l'assemblage.

V.5. Techniques utilisées pour les ponts en maçonnerie

Même si très anciens, plusieurs ponts en maçonnerie sont toujours en service d'où la nécessité de leur réparation voire renforcement. Toute réparation doit être faite sur la base d'analyses physico-chimiques permettant de préciser la nature géologique des pierres et le type du mortier utilisé. Des mesures de résistance des pierres sont aussi nécessaires des fois et se font sur prélèvements carottés, tandis que celle du complexe mortier-pierre peut se faire à partir d'échantillons reconstitués de mortier (à partir de l'analyse chimique qui en est faite).

Les principales opérations de réparation et/ou de renforcement des ponts en maçonnerie sont citées ci-dessous [10]:

V.5.1. Amélioration des systèmes d'évacuation des eaux et de drainage

Il est souvent constaté que, vu leur ancienneté, les ponts en maçonnerie ne possèdent plus de chape d'étanchéité ou que la chape existante a perdu son efficacité. Cet état est à l'origine de circulations d'eau importantes à l'intérieur et sur les parements verticaux de l'ouvrage. Pour cette raison, il est du plus grand intérêt de reprendre la chape d'étanchéité. Mais, cette réfection de la chape doit être associée à d'autres opérations qui consistent en l'aménagement de caniveaux sur l'ouvrage et aux abords et l'ouverture de barbacanes sur les parements verticaux au travers des maçonneries dans les zones susceptibles de subir une mise en charge hydraulique. Parfois, une modification du profil en long de la chaussée est même nécessaire.

Cependant, l'aménagement de barbacanes doit se faire avec beaucoup de précautions pour choisir les zones intéressantes, prévoir des crépines en fond de barbacanes afin d'éviter la fuite des éléments fins des matériaux de remplissage du corps de voûte et des remblais d'accès et de remettre en état, dans la mesure du possible, les drains. Parfois, il convient de créer des drains dans les zones où la mise en charge hydraulique peut être nuisible pour la pérennité de la structure. Dans tous les cas, ces interventions délicates ne doivent être entreprises qu'après étude complète des conséquences qu'elles peuvent avoir sur le système de drainage.

V.5.2. Réfection de la maçonnerie

L'exécution des travaux de réfection (réparation) de la maçonnerie (pierre, brique et joints) est une opération délicate qui, nécessite la bonne connaissance des descentes des charges dans les parties altérées et de l'étendue des désordres, car un défaut localisé cache souvent une avarie générale de la maçonnerie. De plus, l'entreprise de réalisation de ces travaux doit être expérimentée et spécialisée en la matière.

Il faut garder à l'esprit qu'un dispositif de soutènement, d'étalement et de calage doit précéder toute opération de dégarnissage des joints, de sondage ou de démolition, afin d'éviter l'effondrement de la structure pendant les travaux de réfection. En effet, ces opérations ont tendance à modifier l'environnement de la partie concernée par les travaux de réfection. Rappelons que les dits dispositifs doivent avoir les dimensions suffisantes pour supporter les efforts existant dans les maçonneries. Lorsque les travaux de réfection se rattachent à la maçonnerie en profondeur, il faut procéder par petites parties non voisines l'une de l'autre ou

par plots successifs. Des dispositifs de décintrement doivent également être prévus et mis en place jusqu'au durcissement des nouveaux joints et même après réfection complète des parties porteuses réparées. Les liaisons entre les parties nouvelles et les maçonneries anciennes doivent être soignées dans le but d'éviter des redistributions d'efforts à l'intérieur de la structure.

V.5.3. Rejointoiement de la maçonnerie

Le rejointoiement de la maçonnerie est fait lorsque les parements ou les joints entre pierres sont altérés. Il a comme objectif de protéger les joints dégradés et de reconstituer l'homogénéité de la maçonnerie. Mais il est important, avant d'entamer une opération de rejointoiement, d'analyser d'abord l'origine des désordres constatés. Deux cas se présentent :

- L'origine des désordres est l'absence de la chape d'étanchéité ou un défaut du système de drainage et/ou d'évacuation des eaux (Fig. 6.1), il importe dans ce cas de remédier d'abord à ces anomalies, puis d'attendre la disparition complète des circulations d'eau qui était à l'origine des altérations pour entreprendre le rejointoiement.
- L'origine des désordres n'est pas liée aux eaux internes à l'ouvrage et à leur circulation, le rejointoiement peut être entrepris en tenant compte des autres causes de dégradations.

Soulignons que cette opération doit être précédée de la remise en état des systèmes de drainage et d'évacuation des eaux, à défaut de quoi des cuvelages sont créés ce qui mis en cause la pérennité de l'ouvrage.

V.5.4. Ancrage des murs de tête et des voûtes

L'ancrage du mur de tête d'un pont en maçonnerie est une réparation utilisée pour :

- stopper le déversement de la maçonnerie située sur les tympans ou sur les bandeaux,
- bloquer l'évolution des ouvertures de fissures longitudinales dans le corps de la voûte.

Ces deux types de désordres (déversements et ouverture de fissures longitudinales) sont des désordres propres aux ouvrages en maçonnerie; il convient donc de les arrêter et la pose de tirants actifs (précontrainte) ne doit pas être envisageable, car ce procédé de renforcement peut provoquer dans la maçonnerie une redistribution des efforts et des déformations ce qui causera sans aucun doute des désordres plus importants que ceux à éliminer.

Toutefois, avant d'entreprendre l'opération d'ancrage du mur de tête, il est important de vérifier que le corps de voûte n'est pas mis en charge hydraulique à cause, par exemple, d'un

élargissement de l'ouvrage avec suppression des parapets et des trottoirs. Dans ce cas, il est faudra prévoir en amont de l'opération d'ancrage des murs l'évacuation de l'eau du corps de voûte. En outre, ce type d'intervention nécessite un suivi très attentif afin d'éviter des ruptures brutales de tirants ou de tympan, ce qui entraînerait l'effondrement du corps de voûte.



Fig. 5.17: Stabilisation des tympan et de la voûte d'un pont en maçonnerie par ancrages⁷²

Enfin, il est à noter que pour entamer les travaux de réparation et/ou de renforcement des ponts en maçonnerie, il est souhaitable de se référer à un guide donnant de plus amples détails que ce qui est présenté dans ce polycopié. Plusieurs guides et documents sur la conception, les désordres, l'entretien et la réparation des ponts en maçonnerie sont disponibles⁷³.

⁷² Source des photographies : [www. Le-pont.com](http://www.Le-pont.com)

⁷³ Ces guides sont produits et publiés par le LCPC et la SETRA.

Chapitre VI : Surveillance et maintenance des ponts

VI.1. Introduction

La préservation du patrimoine d'ouvrages d'art existants et qui, en raison du développement des réseaux routier et ferroviaire au travers le monde entier, connaît une croissance incessante est une nécessité imposante. La gestion rationnelle via l'entretien et la surveillance continue de ces ouvrages est donc incontournable pour leur sauvegarde et leur pérennité.

La mise en place d'un système de gestion efficace nécessite l'existence d'une base de données précise sur l'état exact du patrimoine d'ouvrage (à défaut il faudra procéder à son recensement). Cette base de données devra contenir une classification des ponts, les rapports d'inspections détaillées et les documents de références sur l'état de chaque ouvrage (archives, documents reconstitués, ...). Enfin, la formation du personnel chargé de la surveillance est une tâche à ne pas omettre.

VI.2. Surveillance des ouvrages

VI.2.1. Notion de perte de valeur de l'ouvrage

La structure d'un pont perd graduellement de sa valeur physique lorsque les effets des charges qui lui sont appliquées cessent d'être complètement réversibles et cela au-delà d'un certain seuil. Cette *perte de valeur de la structure* est constatée de façon apparente par des désordres qui sont le signe tangible du dépassement des états limite de service (ex : fissuration, plastification). Les causes de ces désordres et de cette diminution de la résistance structurelle ont été exposées aux chapitres I et II.

La notion de *perte de valeur de la structure*, peut être représentée schématiquement par une courbe représentant la valeur de la structure ou de l'ouvrage en fonction du temps (Fig. 6.1). La courbe possède deux paliers correspondant à l'apparition de deux familles de phénomènes que l'on idéalise à travers les concepts d'états limites de service et d'état limite ultime [1]. La valeur de la structure, qui est à son niveau extrême au début de sa mise en service, suit une régression jusqu'au moment d'apparition des premiers signes de désordres. Un entretien et une surveillance sont alors nécessaires avant l'arrivée à ce seuil. Malgré cela les désordres surgissent et l'état limite de service commence à se rompre; certains désordres défavoriseront aux bonnes conditions de mise en service. La réparation et/ou le renforcement de la structure s'imposent alors afin de redonner à la structure une partie de ses performances

initiales. Cependant, cette performance rétablie n'est pas éternelle et la structure n'échappera pas à la loi de vieillissement imposée par le temps.

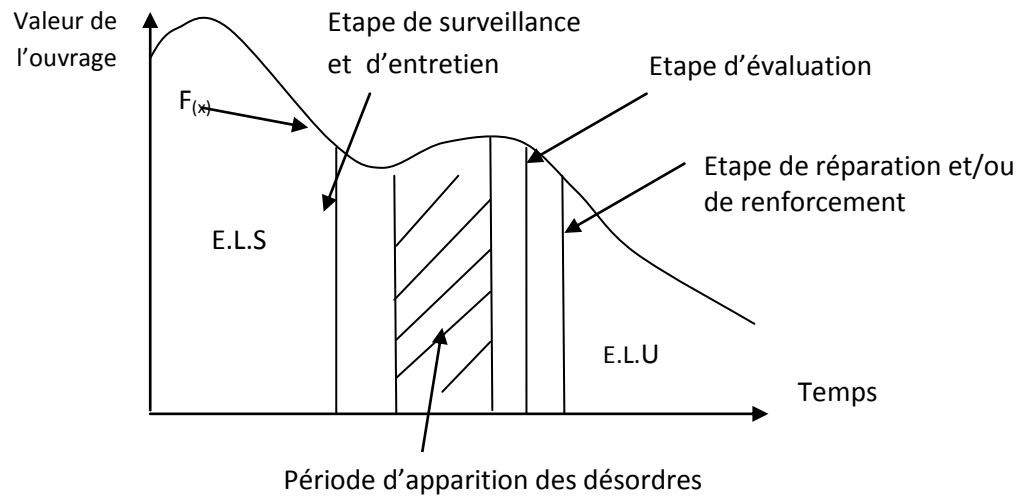


Fig. 6.1: Représentation symbolique de la perte de valeur dans le temps d'un ouvrage (modifié de [1])

En raison de l'importance des ponts dans la vie socio-économique des pays, toute défaillance ou interruption d'exploitation peut conduire à de graves conséquences économiques, tant sur le plan local que régional, voir même national, sans compter les désagréments et préjudices portés aux riverains et usagers. Pour cela, la surveillance des ponts s'impose et devient une nécessité nationale pour les raisons évidentes d'assurer la fluidité du trafic routier et ferroviaire en évitant tout risque de rupture, d'assurer la pérennité de l'ouvrage et prolonger sa durée de vie, de protéger patrimoine d'ouvrages et de minimiser les coûts de réparation et de renforcement de l'ouvrage.

VI.2.2. Types de surveillance

On entend par surveillance, toute visite ou inspection visant à déceler tout dysfonctionnement ou dégradation au niveau des éléments ou des parties de l'ouvrage. Par conséquent, tout au long de sa vie, l'ouvrage devra faire l'objet d'inspections de différents niveaux, à savoir :

VI.2.2.1. l'inspection primaire

Il s'agit d'une visite dite *de routine* ou *continue*, généralement réalisée par les agents et personnel techniques de la subdivision des travaux publics, ayant reçu au préalable une

formation en ce sens. Cette visite, essentiellement visuelle est non limitée en nombre ni en fréquence, peut être effectuée plusieurs fois par an, mais doit être réalisée au moins une fois par an dans les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage. L'inspection primaire porte le plus possible sur toutes les parties et éléments accessibles de l'ouvrage. Une comparaison de l'état de l'ouvrage est effectuée par rapport à l'état précédent ou par rapport à un état de référence, et cela en vue de déceler et de signaler à temps toute nouvelle anomalie ou toute évolution anormale d'une anomalie existante.

L'inspection primaire est menée suivant un canevas d'inspection établi par type d'ouvrage. C'est à ce stade que le gestionnaire crée une classification rationnelle de son parc d'ouvrages et commence à établir une base de données afférente à la procédure de surveillance. A l'issue de ces visites, le gestionnaire pourra effectuer la sélection des ouvrages qui doivent faire l'objet d'une inspection détaillée.

L'inspection primaire est sanctionnée par un procès-verbal, comportant notamment les renseignements sur la situation de l'ouvrage et l'obstacle franchi, les détails de conception de l'ouvrage (longueur, largeur, fondations, appuis, type de tablier, équipements, ...), les renseignements sur les conditions de la visite, le relevé succinct des dégradations et une appréciation sur l'état de l'ouvrage.

VI.2.2.2. Diagnostic de l'ouvrage

Au cours de cette étape, on ne s'intéresse qu'aux éléments porteurs principaux de la structure afin de définir et de prendre les éventuelles mesures d'urgence qui s'imposent si la sécurité du public est mise en cause⁷⁴. Il s'agit donc d'une évaluation sommaire basée sur l'examen des documents existants et sur un constat visuel de l'état de l'ouvrage examiné. Ce diagnostic doit être rapide et établi par un ingénieur expérimenté ayant une idée assez précise de l'origine probable des désordres et, surtout de leurs conséquences possibles.

Ordinairement, ce diagnostic préliminaire aboutira à l'élaboration d'un programme d'essais dont les résultats permettront l'actualisation des dimensions et l'évaluation des propriétés actuelles des matériaux. Ces données déterminées sont nécessaires pour aboutir, au cours de l'étape suivante (le recalcul de l'ouvrage), à un diagnostic précis et à une évaluation quantitative fiable de la sécurité structurale.

⁷⁴Par exemple : limitation voire interdiction complète de la circulation sur un pont route.

VI.2.2.3. L'inspection détaillée

L'inspection détaillée est réalisée par un organisme spécialisé en collaboration avec le personnel de l'administration. Elle doit être menée avec soin en employant tous le matériel et les moyens d'accès nécessaires pour l'examen des différentes parties et éléments du pont (nacelles, échafaudages, matériel élévateurs, barques, équipements de plongée, aides visuelles, marteau, fil à plomb, ...). Des mesures des flèches en travées sont réalisées lors de cette inspection.

La périodicité de ces inspections ou visites est en moyenne de cinq à dix ans, si l'ouvrage ne présente pas de dégradation. Cet intervalle est réduit à une à deux années pour le cas d'ouvrages de grande importance. Comme la précédente, l'inspection détaillée est sanctionnée par un constat dans lequel apparaîtront en détail tous les renseignements et résultats de la visite (appuyée par des prises de vues), ainsi qu'une évaluation précise de l'état de l'ouvrage. La méthodologie générale à suivre pour mener une inspection détaillée est représentée par la figure 6.2.

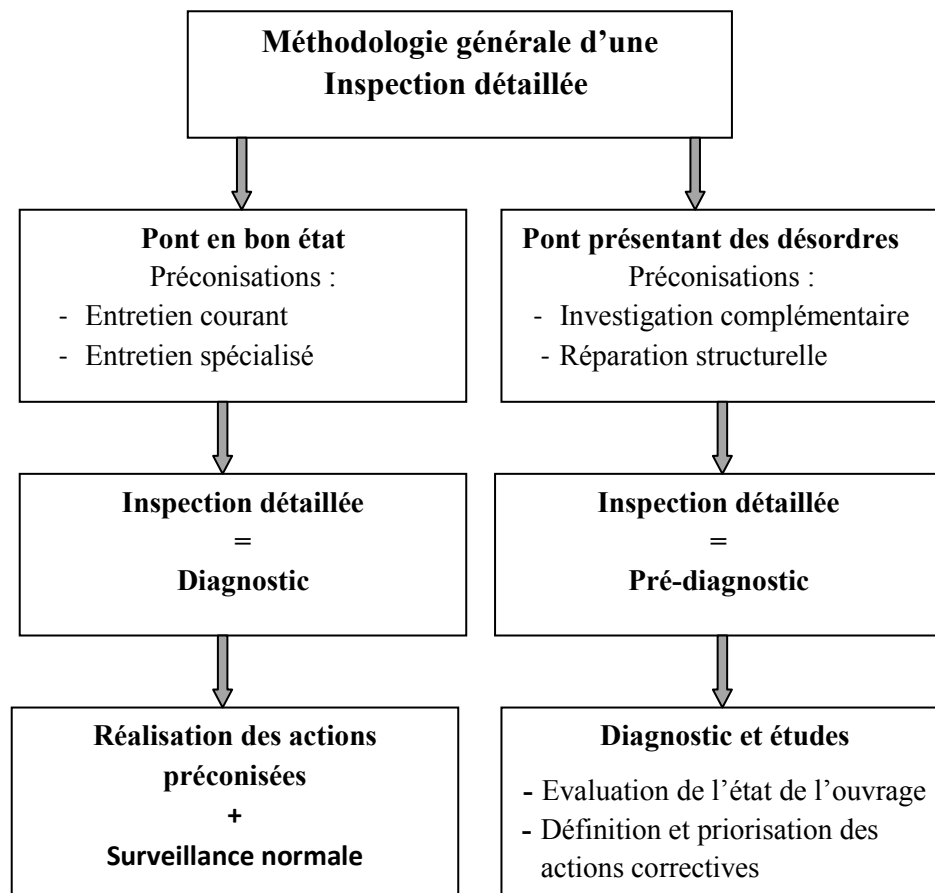


Fig. 6.2 : Synoptique présentant la méthode générale à suivre à l'issue d'inspection détaillée [11]

Suite à une inspection détaillée plusieurs actions peuvent être décidées, à savoir :

- Une auscultation approfondie des éléments ou parties du pont, ou de tout l'ouvrage. Des investigations sont menées au moyen d'appareillages spécifiques pour apprécier la qualité et les caractéristiques des matériaux en place, le comportement de l'élément ou de la structure en service et évaluer les efforts et contraintes.
- Une haute surveillance (cas de nécessité de fermeture de l'ouvrage pour réparation, suite à une défaillance mettant en risque la sécurité des usagers). Si cette fermeture entraîne des désagréments importants aux usagers et collectivités, l'ouvrage peut être mis sous haute surveillance pour surveiller tout signe de défaillance à court terme et prendre ainsi les mesures sécuritaires nécessaires immédiatement et à temps.
- Une surveillance renforcée lorsque l'auscultation ne répond pas à certaines interrogations sur l'état de l'ouvrage. On recourt dans ce cas au suivi de l'évolution de certaines dégradations par des examens fréquents et des mesures périodiques, pendant une certaine durée. Toutefois, on ne peut concevoir le remplacement de l'auscultation par la surveillance renforcée que si l'état et la sécurité de l'ouvrage le permettent pendant toute la durée du suivi.
- Inspection détaillée particulière qui est effectuée en dehors du programme d'inspections périodiques (primaires et détaillées). Ce type d'action est déclenchées par le gestionnaire suite à des circonstances anormales (crues, glissement de terrain, passage de convois exceptionnels, défaillance imprévue, désordre occasionné par un choc, ...) ou bien à l'occasion de la mise en service d'un pont neuf ou après des travaux de confortement ou de réhabilitation.

VI.2.2.4. L'auscultation

L'auscultation doit porter sur l'examen de toutes les parties de l'ouvrage, à savoir :

- Les fondations, afin de déceler tout mouvement du sol, à travers les mouvements d'appuis (inclinaison, tassement général ou différentiel) qui peuvent être occasionnés par un glissement de terrain, la présence de cavités souterraines, variation du niveau de la nappe phréatique et les affouillements pour les appuis implantés en sites aquatiques.
- l'infrastructure (partie apparente des appuis) afin de vérifier la présence éventuelle et la nature des fissures, l'existence d'éclatements de béton, la corrosion des armatures, l'état des joints de maçonneries, la présence de végétation et d'arbustes, ...
- La superstructure, afin de vérifier en particulier l'existence de fissures et leurs directions sur chaque élément porteur (pour les tabliers en béton), de relever les avaries de nature chimique,

les éclats de béton et écaillages, la corrosion des armatures, les dégâts accidentels, l'état de l'étanchéité de la dalle, ...

Pour les tabliers métalliques, il faudra vérifier l'état de la peinture, l'état des soudures, des assemblages, des boulons et rivets et l'étanchéité du tablier. Pour les ponts suspendus, il faudra vérifier l'état des colliers, des selles, des sabots et culots, la rupture éventuelle de fils et/ou de câbles, l'état de la protection (peinture), ... etc.

- Les équipements du pont ou il va falloir vérifier s'il n'y a pas d'écrasement, de déformations importantes ou de blocage quelconque des appareils d'appuis, de vérifier s'il existe un desserrement des boulons ou une insuffisance du souffle des joints de dilatation, de s'assurer de l'état du système d'évacuation des eaux (barbacanes et gargouilles) et de relever les dommages occasionnés par les véhicules, l'état de la protection (peinture) des système de retenue latérale (gardes corps et glissières de sécurité).

VI.3. Evaluation de l'ouvrage

L'étape de l'évaluation consiste en le recalcul de l'ouvrage afin d'évaluer des marges de sécurité vis-à-vis du dépassement de certains états limites irréversibles ou de rupture. Cette étape permettra l'élaboration du projet de réparation et/ou de renforcement. Le recalcul se fonde sur les codes fixant les charges et épreuves des ponts et sur les règles de justification des constructions. Mais il ne peut pas se borner à l'application des codes actuels, sans pour autant les interpréter pour s'y référer [1].

VI.3.1. Chronologie de l'évaluation

De manière générale, le recalcul est mené suivant la chronologie suivante [12]:

- Evaluation de la capacité portante de l'ouvrage : établissement des d'hypothèses basée sur le comportement réel (géométrie réelle, charges permanentes, position confirmée des câbles, analyse des pertes...),
- Recalcul de l'ouvrage suivant le niveau de calcul souhaité et suivant les règlements d'origine,
- Analyse du fonctionnement de l'ouvrage, validation et raffinement du modèle de calcul : durant cette étape les différentes mesures nécessaires aux calculs sont réalisées (pesée de réactions d'appui, mesure des déformations, essais de chargement, ...). A la fin de cette étape,

les modèles de calcul établis sont calibrés et raffinés pour refléter le comportement réel de l'ouvrage et établir le projet de réparation et/ou de renforcement de l'ouvrage.

Notons que, le recalcul d'un pont en état pathologique doit être menée en considérant le code de calcul selon lequel l'ouvrage a été initialement calculé. De ce fait la connaissance des différents codes et leur date d'application s'avère d'une grande utilité pour l'évaluateur. La consultation du dossier d'exécution (plans, notes de calcul, etc.) est également d'une importance capitale lors de cette étape.

Une analyse structurale est d'abord requise (faite à l'aide des méthodes d'RDM ou des méthodes numériques) en considérant la géométrie effective de la structure (épaisseurs des éléments contrôlée par sondage, radiographie ou radioscopie), le phasage de construction (consultation des PV de chantier si existants, photos prises lors de la réalisation, etc.), l'affaiblissement possible des matériaux (béton affaibli localement par attaques, sections de tôles métalliques réduites par corrosion, rigidité des sections réduite par une fissuration importante) et dans les ouvrages en béton précontraint, l'évaluation de l'effort de précontrainte (tracé de câbles, ruptures de fils, etc.).

Des modèles de charges verticales au nombre de quatre pour l'évaluation de la résistance structurale des ouvrages et les différentes combinaisons d'actions à utiliser dans les calculs sont donnés par la référence [1].

De manière générale, l'évaluation d'un pont suit la chronologie suivante :

- Pré-diagnostic : visite de l'ouvrage (avec ou sans moyen d'accès) et analyse du dossier d'ouvrage (archives incluses). Cette étape aboutira à la définition de mesures de sauvegarde et/ou surveillance renforcée et à la définition du programme d'études
- Inspection détaillée (avec utilisation de moyens d'accès),
- Définition du programme d'investigations (nature, nombre et éventuellement position des essais nécessaires),
- Réalisation des sondages et investigations sur l'ouvrage (si nécessaire des investigations spécifiques sont réalisées: arbalètes, radar, etc.)
- Analyse des matériaux et conformité par rapport au dossier d'ouvrage : les charges permanentes sont caractérisées et la géométrie effective des différents éléments est relevée,

- Caractérisation d'éventuelles pathologies physico-chimiques (carbonatation, RSI, etc.),
- Réalisation d'éventuelles reconnaissances géotechniques,
- Qualification et quantification des défauts et désordres,
- Elaboration du projet de réparation et /ou de renforcement de l'ouvrage.

NB : Un exemple de diagnostic d'un pont à caisson en béton précontraint, en vue de la justification du projet de renforcement, est donné en annexe B.

VI.3.2. Conduite de l'évaluation d'un pont en état pathologique

Lorsque l'auscultation d'un ouvrage en état pathologique révèle une insuffisance de sa capacité de résistance, le recalcul du pont s'avère nécessaire. Ce recalcul est conduit en deux phases, à savoir :

- L'évaluation de l'état de l'ouvrage à vide qui permet de connaître le comportement réel de la structure et de vérifier l'exactitude des résultats des mesures réalisées (les déformations et réaction d'appui mesurées doivent être proches de celles calculées). Cette évaluation consiste en apprécier l'état de contrainte sous une combinaison de charges moyennes comprenant les charges permanentes, l'effort éventuel de précontrainte et l'action thermique⁷⁵.
- La seconde visant le recalcul de l'ouvrage sous charges d'exploitation. L'objectif de cette phase est d'affiner le diagnostic pour aboutir à une interprétation quantifiée des désordres constatés et, surtout d'estimer la capacité portante de la structure avant l'établissement de tout projet de réparation. Notons que, dans le cas où le modèle de calcul établi ne permet pas une interprétation sûre des désordres, il faudra alors recourir à un modèle plus fin (ex : modèle numérique aux éléments finis).

Remarque : le recalcul d'un pont existant en vue d'une évaluation parasismique, ne faisant pas l'objet de ce polycopié, peut se faire en référence à l'une des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts. Pour cette fin, plusieurs méthodes ont été développées à travers le monde (SISMOA (France), méthode de l'office fédéral des routes (Suisse), NYSDOT (USA),... etc.).

⁷⁵ L'Eurocode 1 fournit des diagrammes de répartition de la température entre les fibres extrêmes des principaux tabliers de ponts pouvant servir de référence pour les calculs.

VI.3.2.1. Cas des ponts en béton

Dans le cas des ponts en béton, le recalcul de la justification du projet de réparation ou de renforcement doivent se référer principalement aux états limites de service. Ceci est dû au fait que, pour les ponts en béton armé, les valeurs des coefficients de sécurité adopté par les états limites ultimes garantissent de limiter la fissuration et leur réduction n'induit donc pas au risque de rupture, d'où on est amené à se référer aux états limites de service. Si on considère le cas des ponts en béton précontraint, des fissurations inacceptables se produisent longtemps avant que l'ouvrage est mis en péril d'effondrement immédiat, la raison pour laquelle le calcul est à mener aux états limites de service [1].

VI.3.2.2. Cas des ponts métalliques ou à ossature mixte

De nombreux anciens ponts métalliques sont encore en service et supportent des charges nettement plus importantes que celles pour lesquelles ils ont été calculés à l'origine. Cette situation se doit d'une part, à la prudence des codes de charpente métallique ne tolérant que de faibles contraintes admissibles et d'autre part, aux modèles de charges qui étaient assez prudents. De plus, l'usage dans le passé de méthodes de calcul simples mais conservatrices négligeant les effets hyperstatiques favorables à la résistance pour le calcul des pièces secondaires tels que les longerons, contribua à cet état. Ces constatations montrent qu'il serait vain d'évaluer la résistance d'un ancien ouvrage métallique à partir de sa note de calcul d'origine [1].

Références bibliographiques

- [1] Calgaro J.A et Lacroix R. Maintenance et réparation des ponts. *Presse de l'école des ponts et chaussées* (1997), P. 666
- [2] Neville A. M. Propriétés des bétons. Centre de recherche interuniversitaire sur le béton-Sherbrooke-Laval. *Édition Eyrolles* (2000), P. 755
- [3] Guide Holcim (2007). *S.A.Materials & Applications Center Holcim Western Europe*. 1^{ère} édition 2007. P. 97
- [4] Stablon T (2011). « Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie ». Thèse de doctorat, université de Toulouse 3.
- [5] UIC (2007). Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges. Technical Report 778-3, *Union Internationale des Chemins de fer*, 2007, 52 p.
- [6] Direction Délégué Maintenance Travaux SNCF (2007). Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art en maçonnerie. IN 2086 EF 9 E, Référentiel infrastructure, Document d'application, *Direction Délégué Maintenance Travaux*, 2007, 62 p.
- [7] Guide STRESS "FABEM n°1", (2008). Réparation et rénovation des structures métalliques. *Édition du Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures*.
- [8] Lacombe J. M. (2013). Cours de pathologies des ponts. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Lyon-France.
- [9] Poineau D. et Calgaro, J.A. (2010). Principales méthodes de réparation des ponts métalliques. Projet de renforcement ou de réparation d'un pont- Cas des ponts métalliques. <http://www.techniques-ingenieur.fr>. Consulté le 14 Avril 2019.
- [10] Guides STRESS « FABEM 6.1 et 6.4 », (2011). Réparation et renforcement des maçonneries. *Édition du Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures*.
- [11] Guide IDRRIM. « Inspection détaillée des ouvrages d'art : comment réussir sa commande ? », *Édition de l'Institut des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la mobilité* (2018).
- [12] RAULET C. (2015). La démarche spécifique de diagnostic des structures précontraintes. *Journée Technique : Surveiller, diagnostiquer & renforcer les structures précontraintes*. 25 septembre 2015, SMABTP (France).

Annexe A :**Règlements de calcul des ponts métalliques et textes normatifs**

Date d'apparition	Type du document
26 février 1858	Règlement pour les ponts rails
15 juin 1869	Règlement pour les ponts rails
7 mai 1870	Règlement pour les ponts rails
9 juillet 1877	Règlement pour les ponts rails
27 décembre 1886	Règlement pour les ponts rails
29 août 1891	Règlement pour les ponts rails
8 janvier 1915	Règlement pour les ponts rails
10 mai 1927	Règlement pour les ponts rails
19 août 1960	Fascicule 61, titres I à V
25 mars 1966	Prescriptions pour les ponts-routes mixtes
4 février 1970	Fascicule 61, titre V
4 juillet 1972	Fascicule 61, titre V
21 juillet 1981	Instruction sur le calcul des ponts mixtes
1993	Les Eurocodes

Annexe B:

Justification du projet de renforcement d'un pont à caisson renforcé par précontrainte additionnelle

I – Introduction

L'objet de cette annexe consiste en l'analyse d'un projet de renforcement d'un pont caisson en béton précontraint. Il s'agit de justifier le projet de renforcement à travers la vérification de la pertinence du renforcement réalisé sur l'ouvrage en 1983. En raison de la non disponibilité des dossiers d'exécution de l'ouvrage et de son renforcement (plans de construction et de réparation), plusieurs mesures telles que les ordres de grandeur des quantités mises en œuvre lors de la réparation (barres et câbles), les dimensions des différents déviateurs de précontrainte, largeur et longueur de caissons.....etc, sont réalisées in-situ.

II- Description de l'ouvrage

Le pont est un ouvrage à caissons en béton précontraint à trois travées franchissant un canal de fuite de la centrale hydroélectrique de *Pierre-Bénite*⁷⁶ à 600 m en aval de l'usine. Il joint un îlot central en rive droite, qui le sépare d'un second pont le prolongeant vers l'est, sur le bras naturel du fleuve (Fig.1a). L'ouvrage, qui fait partie d'un axe autoroutier, est constitué de deux tabliers indépendants parallèles (Fig.1b,c), supportant chacun un sens de circulation. Il s'agit donc d'un ensemble de deux tabliers, dont chacun est constitué de deux poutres-caissons reliées par le hourdis supérieur précontraint transversalement, soit un total de quatre caissons. L'ouvrage a été réalisé par l'entreprise *Campenon-Bernard* durant les années 1963-1965, donc sans considération des effets du fluage et des effets thermiques. La raison pour laquelle un renforcement par précontrainte additionnelle lui a été fait en 1983.

⁷⁶ Commune appartenant au Rhône Alpe (France).

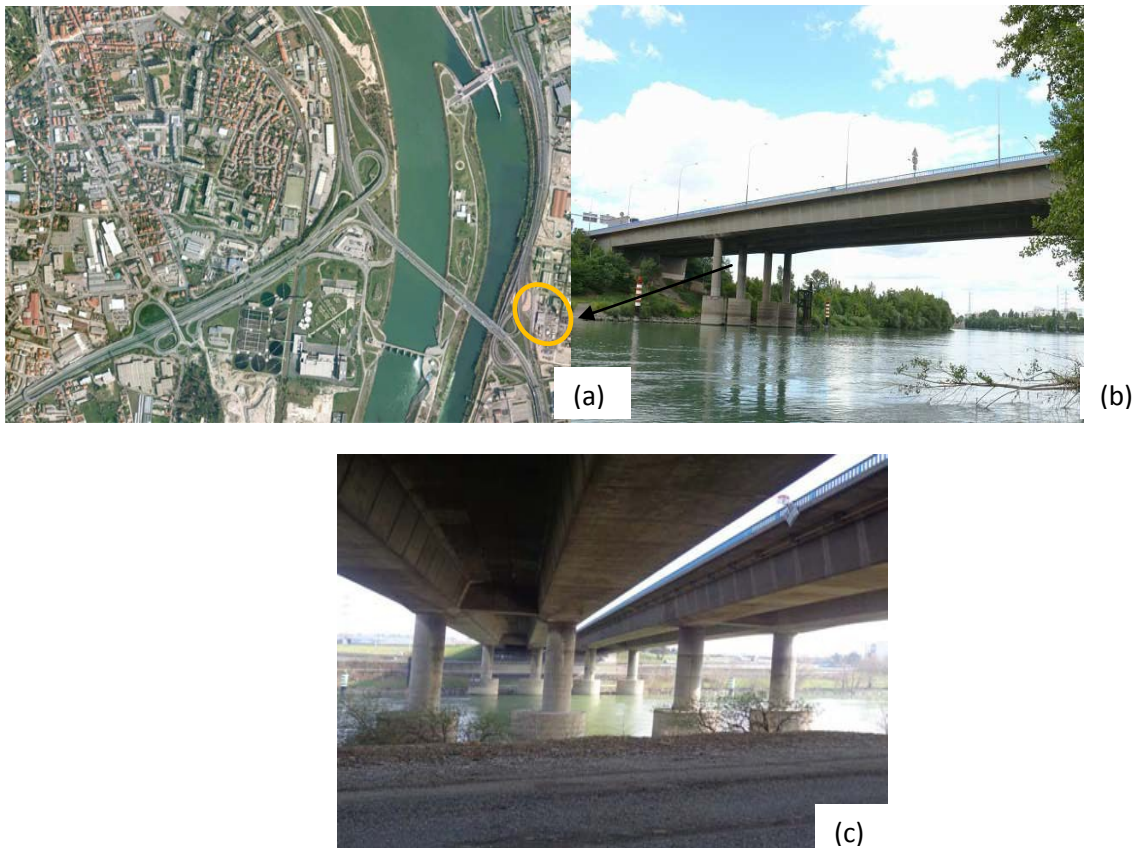


Fig.1- Situation géographique du pont (a), vues d'ensemble de l'ouvrage (b) et intrados du tablier(c)

III- Géométrie de l'ouvrage

En absence de tout document, la géométrie de l'ouvrage est établie suite aux constatations visuelles et aux mesures réalisées sur l'ouvrage in-situ.

Longitudinalement : les portées des travées de l'ouvrage sont les suivantes: 56m - 84m - 56m. Les appuis sont biais à 64 grades. Les tabliers sont encastrés sur les piles et l'ouvrage est rectiligne en plan.

Transversalement : le hourdis supérieur est de 20 centimètres d'épaisseur. En zone courante le hourdis inférieur est de 16 centimètres d'épaisseur. La hauteur des caissons est quasiment constante et égale à 3.60 mètres sauf à proximité des piles où elle est augmentée par épaissement extérieur des hourdis inférieurs (4.28 mètres). Les âmes sont légèrement inclinées (15%) et d'épaisseur 26 centimètres sauf à proximité des appuis où elles sont épaissies. La largeur totale de l'ensemble des deux poutres-caissons après liaison transversale est égale à 16.30mètres.

IV- Mode de construction de l'ouvrage

Les recherches effectuées sur internet, le recueil de témoignage et les constatations visuelles faites lors du diagnostic de l'ouvrage, ont révélé que l'ouvrage a été construit par encorbellement successifs en voussoirs préfabriqués. Les figures 2 et 3 donnent une illustration du mode de réalisation des ponts en encorbellement en voussoirs préfabriqués. La préfabrication des voussoirs est mise en évidence par les encochements visibles sur ceux-ci au niveau des joints de d'encorbellement.

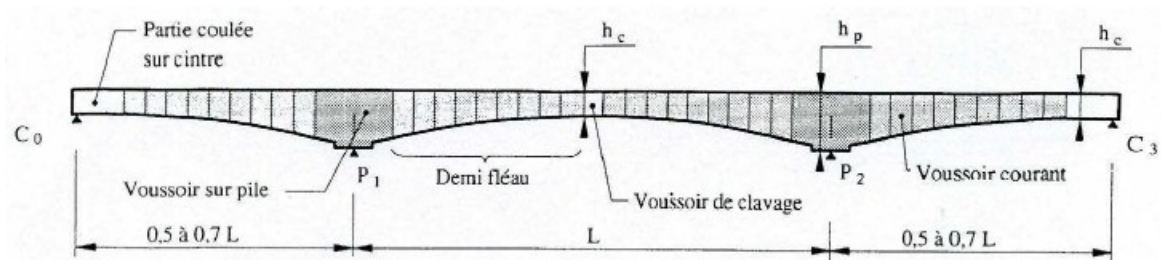


Fig. 2-Schéma illustrant le mode de fabrication de l'ouvrage (encorbellement successifs)



Joint



Fig.3- encochements mettant en évidence la préfabrication des voussoirs (visibles sur la figure à gauche)

V- Précontrainte d'origine

En absence de tout document sur le projet, le type et nombre de câbles précontrainte est constaté grâce aux témoignages d'un ingénieur et de quelques ouvriers qui ont participé à la réalisation de l'ouvrage.

Longitudinalement : les caissons sont précontraints par des câbles (intérieurs) 12T13 (torons) et 12Ø8 (fils).

Transversalement : les caissons sont solidarisés par des câbles (intérieurs) 12Ø7 après réalisation de la continuité des hourdis.

VI- Insuffisances constatées sur les ouvrages avant réparation

Avant le renforcement, l'ouvrage présentait quelques ruptures de câbles de fléau et des ouvertures de joints en fibre inférieure, et cela est dû essentiellement au grand trafic, avec un pourcentage de poids lourds important. Ces ouvertures de joints sont caractéristiques des ouvrages de ce type construits avant 1975 et ont pour cause les deux phénomènes qui étaient encore ignorés et non considérés dans les calculs des ponts à l'époque de la construction de l'ouvrage (1963-1965). Il s'agit bien évidemment du fluage du béton et du gradient thermique.

VII- Projet de renforcement réalisé

Le projet de renforcement réalisé a consisté en l'addition d'une précontrainte longitudinale externe et ceci dans le but de pallier l'insuffisance vis-à-vis de la flexion.

1) Description du câblage

Le diagnostic de l'ouvrage permet de constater que la précontrainte longitudinale additionnelle externe est de type *PCLAE*, mise en place à l'intérieur des caissons (Fig.4). La travée centrale est renforcée par quatre câbles : deux de chaque côté (Fig.4), par contre les deux travées de rives sont renforcées par deux câbles : un de chaque côté (Fig.5). Les câbles sont maintenus par un dispositif de fixation afin d'éviter leur mise en vibration sous l'effet du trafic.

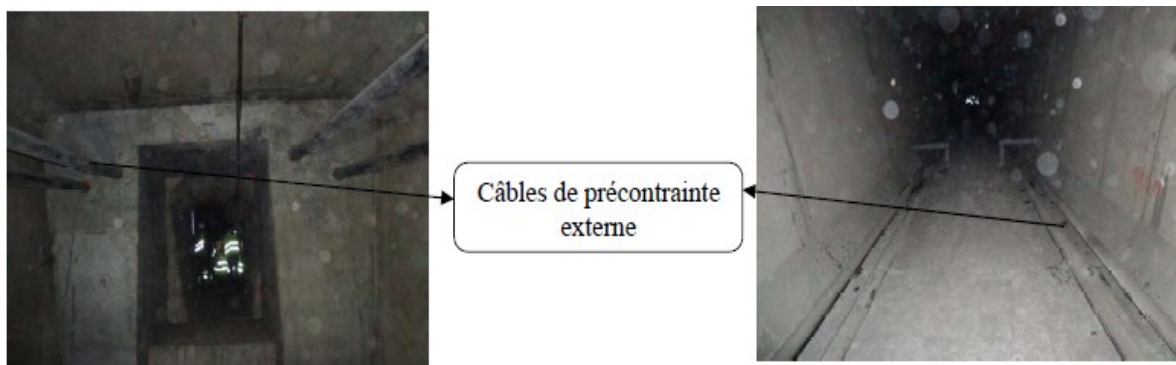


Fig.4- Précontrainte longitudinale additionnelle dans la travée centrale : (a) sur appui et (b) en travée



Fig.5 - Précontrainte longitudinale additionnelle dans la travée de rive

2) Conception du câblage

La lecture effectuée in-situ permet de constater que les câbles de la précontrainte longitudinale additionnelle sont constitués de 19K15. Le tracé du câblage suit l'allure du diagramme des moments (Fig.6).

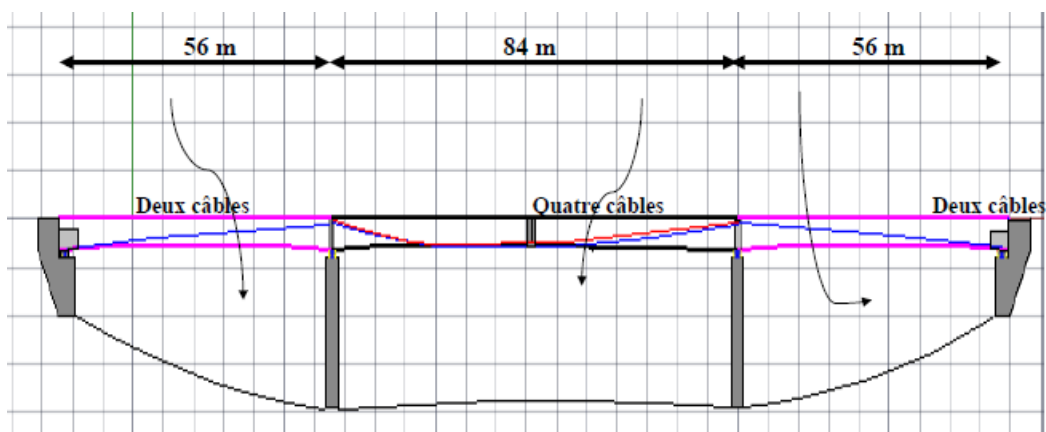


Fig.6 – Disposition de la précontrainte longitudinale additionnelle

Les câbles sont ancrés aux extrémités de l'ouvrage par deux socles, de chaque côté, en béton armé de forme trapézoïdale de dimensions : longueur 4 m, hauteur 1,4 m, base inférieure 0,71 m et base supérieure 0,61 m. Chaque socle est cloué par 14 clous d'ancrages espacés de 18 cm, dans le sens de la hauteur et 29 cm dans le sens de la largeur. Les socles sont butés par des raidisseurs en béton armé de section (30x30) cm. Le rôle de ces derniers étant de s'opposer au mouvement de rotation que peut subir le socle sous l'effet de la précontrainte (Fig.7).

Raidisseur en béton armé
(30X30) cm²



Fig.7- Socles d'ancrage de la précontrainte additionnelle

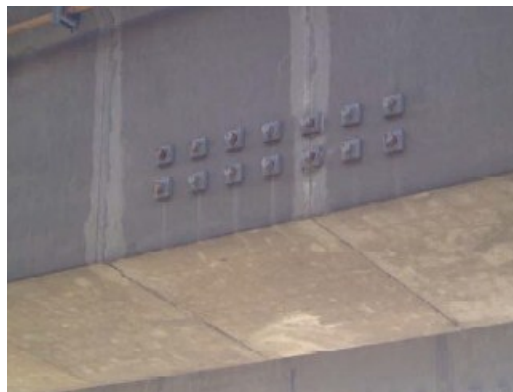


Fig.8- Clous d'ancrage de la précontrainte additionnelle (vue de l'extérieur)

Au niveau des appuis, des massifs en béton armé jouent le rôle de déviateurs pour les premiers câbles longitudinaux qui démarrent de la travée de rive et continuent jusqu'à l'autre bout du pont en passant par la travée centrale, et servent également de socle d'ancrage pour les câbles additionnelles présent uniquement sur la travée centrale (Fig.9).

Massif en B A servant de déviateur de câbles.



Fig.9 – Massifs en béton armé servant de déviateur de câbles et de socle d'ancrage

VIII- Vérification du projet de renforcement

L'objet de la justification du projet de renforcement est de retrouver les ordres de grandeur des quantités de câbles mis en œuvre pour un modèle simplifié de l'ouvrage. Ce modèle est établi sur la base des hypothèses simplificatrices suivantes :

1) hypothèse sur la force de précontrainte à la clef après pertes

- On admet que pour chaque caisson la précontrainte est constituée de 4 câbles 15T15 super (4 câbles constitués chacun de 15 torons) à la clef. La section d'un toron vaut 150 mm^2 .
- On admet que les câbles ont été tendus à 80% de leur limite à la rupture ($\sigma_r = 1770 \text{ MPa}$).
- On admet qu'à la clef et après pertes, la tension dans les câbles vaut 75% de la tension à l'ancrage lors de la mise en tension (25 % de pertes).
- On fait l'hypothèse simplificatrice que la totalité de l'effort normal passe dans le tablier.
- on attribue une valeur de 5 MPa à la contrainte induite dans le béton due au fluage et au gradient thermique⁷⁷.

Le modèle établi permet d'obtenir un dimensionnement du câblage tels que :

2) Force de précontrainte à la clef après perte :

- Limite de rupture $\sigma_r = 1770 \text{ MPa}$
- La tension dans chaque câble $T' = 80\% \cdot \sigma_r = 1416 \text{ MPa}$
- La tension dans chaque câble après perte = $0,75 \cdot T' = 1062 \text{ MPa}$

D'où pour 4 câbles $\rightarrow T = 4 \times 1062 = 4248 \text{ MPa}$

- La tension additionnelle à la clef après pertes pour un caisson est $T = 4248 \text{ MPa}$
- La force de précontrainte additionnelle est :

$$F = T \cdot S \text{ avec } S = 4 \times 150 \text{ mm}^2 \times 15 = 9000 \text{ mm}^2$$

D'où $F = 4248 \times 9000 = 382\,320\,00 \text{ N} = 38,232 \text{ MN}$

3) Caractéristiques géométriques d'un caisson

On considère la section transversale simplifiée suivante:

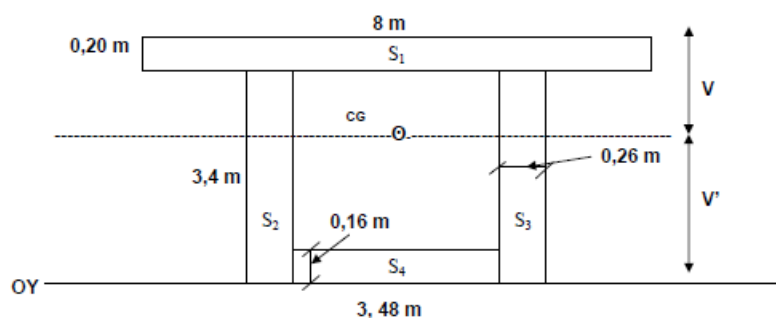


Fig. 10 -Géométrie d'un caisson de forme simplifiée

⁷⁷Valeur usuellement trouvée par les calculs pour ce type de ponts.

Les résultats des calculs des caractéristiques géométriques (surface du béton et position du centre de gravité) et d'inertie du caisson représenté par la figure 10 sont reportés sur le tableau ci-dessous.

Section	$S_i (m^2)$	$Z_i (m)$	$Z_i \cdot S_i (m^3)$	$I_i (m^4)$
S1	1,6	3,5	5,60	0,0053
S2	0,884	1,7	1,5028	0,851
S3	0,884	1,7	1,5028	0,851
S4	0,5568	0,08	0,0445	0,00118
Σ	3,9248	/	8,6501	1,708
			ΣI_{oy}	26,41

D'où, la position du centre de gravité et l'inertie par rapport à un axe horizontal passant par ce centre sont calculés comme suit :

$$V' = Z \cdot S_i / S = 8,6501 / 3,9248 = 2,20 \text{ m}$$

$$V = H - V' = 3,4 - 2,2 = 1,4 \text{ m}$$

$$I = \Sigma I_{oy} - V'^2 \cdot S = 26,41 - 2,2^2 \times 3,9248 = 7,413 \text{ m}^4$$

4) Compression amenée par la précontrainte additionnelle en fibre inférieure à la clef

L'ouvrage étant hyperstatique, la précontrainte additionnelle crée en chaque point un moment "isostatique" (produit de la force par la distance au centre de gravité) et un moment hyperstatique plus difficile à calculer. On admet l'hypothèse simplificatrice que la somme de ces deux moments fléchissant est égale à 60% du moment isostatique, c'est à dire que l'effet hyperstatique est défavorable en ce point. La contrainte normale due aux câbles additionnels de précontrainte, après perte à la clef en fibre inférieure est calculée dans ce cas comme suit:

- Le moment isostatique = $F \cdot V' = 38,232 \times 2,2 = 84,11 \text{ MN}$

- La somme des moments isostatiques et hyperstatiques = 60% du moment isostatique

D'où $M = 0,6 \times 84,11 = 50,46 \text{ MN.m}$

- La contrainte normale : $\sigma = (M \cdot V') / I - F / S \rightarrow \sigma = (50,46 \times 2,2) / 7,41 - 38,232 / 3,93 = -5,25$
(il s'agit bien d'une contrainte de compression)

Si on admet que la contrainte due au fluage et au gradient thermique induit dans le béton vaut 5MPa (valeur tirée d'un calcul simplifié), on peut donc vérifier que :

$$\sigma > \sigma_f + \sigma_t \quad (5,25 > 5 \text{ MPa})$$

N.B : Après les calculs faits, on peut conclure que la précontrainte additionnelle compense la contrainte due aux effets du gradient thermique et de la redistribution d'effort par déformation différée gênée (fluage), qui créent chacun une traction de l'ordre de 2,5 MPa en fibre

inférieure à la clef, effets qui n'étaient pas pris en compte avant 1975 dans le dimensionnement. Par conséquent, le dimensionnement de la précontrainte adoptée par le projet de renforcement de l'ouvrage est adéquat.

IX Massifs d'ancrage : conception et dimensionnement des barres de clouage

1) Conception du massif d'ancrage

Pour répondre à la question pourquoi le massif d'ancrage a été conçu à l'intérieur du caisson, considérons d'abord le schéma d'un massif d'ancrage représenté par la figure 11.

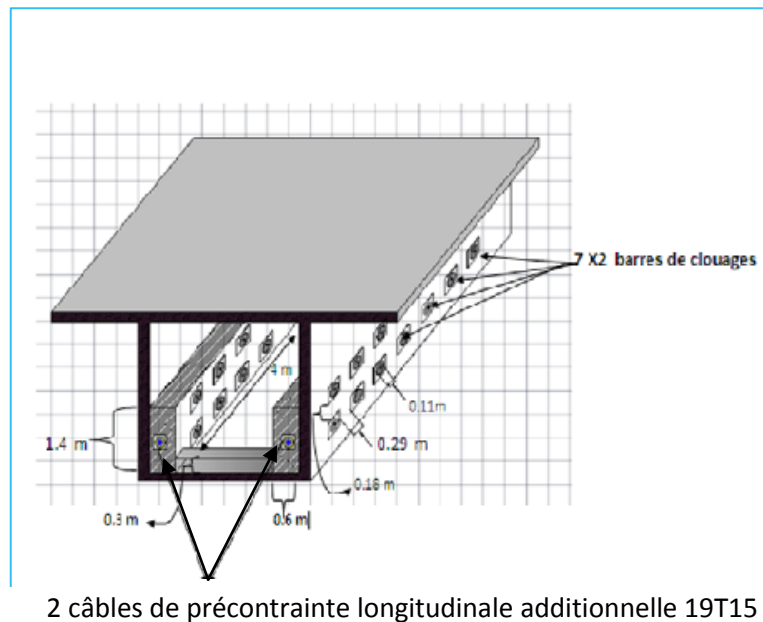


Fig 11-Schéma d'un massif d'ancrage

Le massif d'ancrage a été conçu à l'intérieur du caisson pour des raisons de facilité de mise en œuvre, d'entretien et de remplacement des câbles. Il est clair qu'à l'intérieur du caisson la possibilité de manœuvre est meilleure et cela en raison de l'espace interne disponible dans le caisson. D'autre part, un emplacement extérieur du massif, nécessite l'utilisation d'échafaudage et de moyens de manutention plus coûteux. Aussi, les clous à l'extérieur du caisson sont plus exposés qu'à l'intérieur, aux agents agressifs ce qui risque de les corroder. En fin, d'un point de vue esthétique, il est préférable d'avoir le massif d'ancrage et les câbles à l'intérieur du caisson qu'à l'extérieur.

2) Dimensionnement des barres de clouage

La précontrainte longitudinale additionnelle peut être accrochée à la structure soit par des barres de clouage, soit par des aciers passifs scellés, soit par un mélange des deux procédés.

Dans le cas du pont étudié, les massifs d'ancrage sont reliés à la structure initiale uniquement par barres de clouage. On désire calculer la force de clouage nécessaire pour accrocher un câble de précontrainte (19T15) à la structure initiale et cela après pertes (pour permettre un changement ultérieur de précontrainte). On en déduira également le nombre de barres

a) Calcul de l'effort de précontrainte dans un câble longitudinal

En menant le calcul suivant les recommandations de la norme NF P 95-104, l'effort N_p dans la barre de clouage peut être calculé à partir de l'inégalité ci-dessous:

$$\gamma_p \times N_p \times \frac{\varphi}{\gamma_\varphi} \geq 1.35 \times P_m$$

D'où :

$$N_p \geq 1,35 \times P_m \times \gamma_\varphi / (\gamma_p \times \varphi)$$

Avec :

γ_p : coefficient tenant compte de l'incertitude sur l'effort de serrage et vaut 0.85.

N_p : effort à appliquer à la barre de clouage

γ_φ : coefficient de sécurité tenant compte de l'incertitude sur le coefficient φ et vaut 1.2,

φ : coefficient de frottement du béton coulé en place contre l'ancien béton (pour un repiquage soigné jusqu'aux armatures, ce coefficient vaut 1),

P_m : l'effort de précontrainte à l'ELU dans un câble lors de la mise en tension.

Calculons l'effort de précontrainte d'une barre après pertes en admettant que les barres retenues sont des barres $\phi 32$ ($S = 8.04 \text{ cm}^2$) de classe 1230 (Fprg.) tendues à 70 %. Fprg et en considérant que l'on a 25 % de pertes de précontrainte (hypothèse simplificatrice dans le cadre de cet exemple).

La contrainte dans un câble lors de sa mise en tension est :

$$T = 80 \% \cdot \sigma_r = 0.8 \times 1770 = 1416 \text{ MPa}$$

La force dans un câble est :

$$P_m = T \cdot S = 1416 \times (15 \times 150) = 3,186 \text{ MN}$$

D'où l'effort de clouage nécessaire pour accrocher un seul câble à l'ELU vaut :

$$N_p \geq 1,35 \cdot P_m \cdot \gamma_\varphi / (\gamma_\varphi \cdot \varphi) = 1,35 \times 3,186 \times 1,2 / (0,85 \times 1)$$

$$D'où : N_p \geq 6 \text{ MN}$$

b) Calcul de l'effort de précontrainte d'une barre après pertes

$$\varnothing 32 (S = 8,04 \text{ cm}^2 = 8,04 \cdot 10^2 \text{ mm}^2)$$

$$F = \sigma / S$$

$$\text{Avec } \sigma = 0,7 \cdot F_{prg} = 0,7 \times 1230 = 861 \text{ MPa (précontrainte à la mise en tension)}$$

La précontrainte dans une barre après perte vaut :

$$\sigma' = 0,75 \cdot \sigma = 0,75 \times 861 = 645,75 \text{ MPa}$$

$$L'effort de contrainte d'une barre : F = \sigma' \cdot S = 645,75 \times 8,04 \cdot 10^2$$

$$D'où : F = 0,52 \text{ MN}$$

Le nombre de barres nécessaires pour accrocher un câble 19T15 peut être tiré comme suit :

L'effort de clouage pour un câble **19T15** :

$$\sigma = 1770 \text{ MPa}$$

$$S = 19 \times 150 = 2850 \text{ mm}^2$$

$$T = 0,80 \cdot \sigma = 0,8 \times 1770 = 1416 \text{ MPa}$$

On fait le calcul avant perte, d'où l'effort dans un câble 19T15 vaut :

$$P_m = T \cdot S = 1416 \times (19 \times 150) = 4\,035\,600 \text{ N.}$$

$$D'où : P_m = 4,035 \text{ MN}$$

Calcul de l'effort de clouage nécessaire pour accrocher un seul câble 19T15 :

$$N_p \geq 1,35 \times P_m \times \gamma_\varphi / (\gamma_p \times \varphi)$$

$$N_p \geq 1,35 \times 4035 \times 1,2 / (0,85 \times 1)$$

$$D'où : N_p \geq 7,69 \text{ MN}$$

On obtient un nombre de barres égal à :

$$n = N_p / F = 7,69 / 0,52$$

$$D'où : n = 14,78 \text{ barres (chiffre qu'on arrondie à 15)}$$

Conclusion :

En comparant le nombre de barre de clouage calculé dans cette note à celui adopté par le projet de renforcement et mis en œuvre sur le pont étudié, on peut conclure que les hypothèses simplificatrices introduites dans les calculs menés dans le cadre de cette note de

justification ont conduit à un nombre de barres légèrement surestimé et cela en raison du caractère pessimiste de ces hypothèses (ce qui est favorable du point de vue sécurité). Soulignons que si on adopte le nombre de barre calculé ici, il faudra prendre un nombre pair (16 dans ce cas) pour une simple raison de symétrie.

Cependant, et après les vérifications faites, on peut parfaire que le projet de renforcement adopté pour le pont étudié satisfait bien aux exigences de reprise des efforts supplémentaires induits par les effets de fluage et de gradient thermique (non considérés lors de la conception de l'ouvrage) et qui avaient causé des fissures de flexion dans les caissons.