

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structure

Mémoire de Master

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

**PATHOLOGIE ET REHABILITATION DES PONTS
EN BETON**

Présenté par : Mohamed Reda TEIBI

Sous la direction de : Mme Djamila CHERID MAA

Mme Hafida MOHABEDDINE MAA

Présenté et soutenu publiquement le (22/06/2016)

Composition du Jury :

Présidente	Mme. R.KETTAB,	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice	Mme. D.CHERID	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice	Mme. H.MOHABEDDINE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur	M. S.LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur	M. M.DEMIDEM	MAA	Ecole Nationale Polytechnique

ملخص : قد تعرف الجسور اضطرابات كثيرة، ذات أسباب متعددة التي قد تشكك مستوى الخدمة. لذا يجب علينا إصلاحها وذلك يتم عن طريق تحديد أسباب الضرر من خلال متابعة حال الجسر وحسب أهمية الاضطرابات يتم الإعتماد على لتقنيات المناسبة لإعادة تأهيل الجسر

الكلمات الدالة جسر، ضرر، إصلاح، رصد

Abstract : Bridges can know disorders of very variable gravity, the causes are various and who may question their level of service. We must repair the proceeding initially to determine the causes of damage by listening and following the work the importance of one or more disorders rehabilitation techniques are needed.

Key words : Bridge, damage, repair, monitoring.

Résumé : Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable, dont les causes sont multiples et qui risquent de remettre en cause leur niveau de service. Il faut donc les réparer en procédant d'abord à la détermination des causes de l'endommagement en auscultant l'ouvrage et suivant l'importance des désordres une ou plusieurs techniques de réhabilitation s'imposent.

Mots clés : Pont, endommagement, réparation, surveillance.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, de par son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Ma chère et unique sœur *Farah*, et mes frères *Sidehmed* et *Lotfi*

Amira pour son soutien durant toute cette période de préparation

Mes amis: Amin, Lotfi, Mohamed, Omar, Zaki

TEIBI Mohamed Reda

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Je souhaite exprimer, tout particulièrement, mes vifs remerciements et ma profonde reconnaissance à mes promotrices Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE de m'avoir fait confiance et acceptées de diriger ce mémoire et qui, malgré leur multiples obligations, n'ont jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué de près ou de loin à ma formation, pour leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Table des matières

Liste des figures

Introduction générale..... 12

Chapitre I : Généralités sur les ponts

I.1. Introduction..... 14

I.2. Définitions d'un pont et de ses différentes parties 14

I.2.1. Définition d'un pont..... 14

I.2.2. Différentes parties d'un pont..... 14

I.3. Présentation des grandes catégories de structures..... 15

I.3.1. Ponts à poutres 15

I.3.2. Ponts en arc 16

I.3.3. Ponts à câbles..... 16

I.3.3.1. Les ponts suspendus..... 16

I.3.3.2. Les ponts à haubans 17

I.4. Equipements des ponts..... 17

I.4.1. Fonctions des équipements des ponts 17

I.4.2. Caractéristiques des équipements des ponts..... 18

I.5. Conclusion 18

Chapitre II : Pathologie des ponts en béton

II.1. Introduction..... 20

II.2. Manifestations des désordres dans les ponts..... 20

II.2.1. Fissuration..... 20

II.2.2. Éclatements de béton 21

II.2.3. Défauts de surface..... 21

II.2.4. Défauts géométriques à grande échelle 21

II.3. Origines des désordres dans les ponts..... 22

II.3.1. Actions sollicitant les ponts 22

II.3.1.1. Actions dues au trafic 22

II.3.1.2. Actions climatiques..... 22

II.3.1.3. Actions accidentelles 23

II.3.2. Dégradation des matériaux 24

II.3.2.1. Altérations du béton..... 24

II.3.2.2. Corrosion de l'acier	25
II.3.3. Erreurs de conception	26
II.3.3.1. Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant	26
II.3.3.2. Quelques autres causes de fissuration.....	27
II.3.3.3. Fatigue	28
II.3.4. Erreurs d'exécution.....	29
II.3.4.1. Cas des Tabliers en béton armé ou précontraint	29
II.4. Conclusion	31

Chapitre III : Auscultation des ponts en béton

III.1. Introduction	33
III.2. Démarche pour l'auscultation des ponts.....	33
III.3. Techniques d'oscultations des ponts	34
III.3.1. Examen visuel	34
III.3.1.1. Principes	34
III.3.1.2. Préparation.....	34
III.3.1.3. Equipement.....	34
III.3.2. Scléromètre à béton	35
III.3.2.1. Informations générales	35
III.3.2.2. Domaine d'application	35
III.3.2.3. Caractéristiques recherchées	35
III.3.2.4. Principe de mesurage.....	35
III.3.2.5. Interprétation	36
III.3.2.6. Appréciation	36
III.3.3. Mesure de l'enrobage des armatures (béton armé).....	37
III.3.3.1. Informations générales	37
III.3.3.2. Domaine d'application	37
III.3.3.3. Caractéristiques recherchées	37
III.3.3.4. Principe de mesurage.....	37
III.3.3.5. Interprétation	38
III.3.3.6. Appréciation	38
III.3.4. Essai d'absorption d'eau selon Karstens (béton / maçonnerie).....	38
III.3.4.1. Informations générales	38
III.3.4.2. Domaine d'application	38
III.3.4.3. Caractéristiques recherchées	39
III.3.4.4. Principe de mesurage.....	39
III.3.4.5. Interprétation	39

III.3.4.6. Déroulement du travail	39
III.3.4.7. Appréciation	40
III.3.5. Essai d'arrachement (béton / maçonnerie)	40
III.3.5.1. Informations générales	40
III.3.5.2. Domaine d'application	40
III.3.5.3. Caractéristiques recherchées	40
III.3.5.4. Principe de mesurage.....	41
III.3.5.5. Interprétation	41
III.3.5.6. Déroulement du travail	41
III.3.5.7. Appréciation	42
III.3.6. Mesure de potentiel (béton armé et précontraint).....	42
III.3.6.1. Informations générales	42
III.3.6.2. Domaine d'application	42
III.3.6.3. Caractéristiques recherchées	43
III.3.6.4. Interprétation	43
III.3.6.5. Déroulement du travail	43
III.3.6.6. Appréciation	43
III.4. Choix des méthodes d'essai	44
III.5. Conclusion.....	44

Chapitre IV : Réhabilitation des ponts en béton

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Principe de réparation des ponts en béton.....	46
IV.2.1. Principes généraux pour les ponts en béton armé	46
IV.2.2. Principes généraux pour les ponts en béton précontraint	48
IV.2.2.1. Considérations générales.....	48
IV.1.2.2 Précontrainte additionnelle.....	49
IV.1.2.3 Remplacement de la précontrainte	49
IV.1.2.4 Dénivellations d'appuis (vérinage)	50
IV.3. Méthodes de réparation et renforcement des ponts en béton	50
IV.3.1. Traitements de surface	50
IV.3.1.1. Ragréages	50
IV.3.1.2. Injection des fissures	51
IV.3.2. Protection du béton	52
IV.3.3. Ajout de forces ou de déformations	54
IV.3.3.1. Généralités.....	54
IV.3.3.1. Renforcement des ouvrages en flexion	54

IV.3.3.2. Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant.....	56
IV.3.4. Ajout de matière.....	58
IV.3.4.1. Béton Projeté.....	58
IV.4. Conclusion.....	59
Conclusion générale.....	61
Références bibliographiques.....	63

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Différentes parties d'un pont	15
Figure I.2. Formes du tablier d'un pont en plan	15
Figure I.3. Schéma d'un pont en arc à tablier supérieur	16
Figure I.4. Schéma d'un pont suspendu	16
Figure I.5. Schéma d'un pont à haubans	17
Figure I.6. Différents équipements des ponts	17
Figure II.1. Fissuration du béton	20
Figure II.2. Eclatement localisé du béton	21
Figure II.3. Dégradations causées par le choc	22
Figure II.4. Phénomène d'affouillement au pied d'une pile de pont	23
Figure II.5. Dégradations causées par le séisme	24
Figure II.6. Corrosions des armatures	25
Figure II.7. Rupture du câble par corrosion	26
Figure II.8. Fissuration d'effort tranchant dans un pont-caisson	27
Figure II.9. Principaux types de fissures	28
Figure II.10. Fissure due au tassement de fondation pendant a construction	29
Figure II.11. Fissure due aux mouvements des coffrages pendant la prise du béton	30
Figure III.1. Organigramme de l'inspection	33
Figure III.2. Exemple d'équipement pour l'auscultation par examen visuel	34
Figure III.3. Modèle Scléromètre	35
Figure III.4. Modèle Scléromètre avec indicateur et interprétation électronique	35
Figure III.5. Mise en œuvre du scléromètre	36
Figure III.6. Appareil pour la mesure de l'enrobage	37
Figure III.7. Principe de mesure avec une bobine simple	38
Figure III.8. Tubes pour l'essai d'absorption d'eau selon Karstens	39
Figure III.9. Appareillage pour l'essai d'arrachement	40
Figure III.10. Essai d'arrachement in situ	41
Figure III.11. Appareillage pour la mesure de potentiel	42
Figure III.12. Principe de mesure du potentiel	43
Figure IV.1. Pont en béton armé dégradé	46
Figure IV.2. Réparation par l'utilisation des tôles collées	47
Figure IV.3. Elargissement de la dalle de couverture d'une poutre-caisson	48
Figure IV.4. Remplacement des câbles de précontrainte	49
Figure IV.5. Vérinage du pont	50

Figure IV.6. Injection des fissures.....	51
Figure IV.7. Tracé rectiligne de la précontrainte	54
Figure IV.8. Tracé polygonale de la précontrainte.....	54
Figure IV.9. Ancrage des câbles.....	55
Figure IV.10. Bossage cloué sur une âme	55
Figure IV.11. Déviateur dans une entretoise existante	56
Figure IV.12. Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant	56
Figure IV.13. Effet de la poussée au vide	57
Figure IV.14. Précontrainte transversale	57
Figure IV.15. Gousset de renfort.....	58
Figure IV.16. Différentes techniques de projection de béton.....	59



INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages d'art routiers représentent un patrimoine important des collectivités gestionnaires de voirie car ils sont indispensables à la continuité et la protection des voies de circulation.

La dégradation des ouvrages d'art, anciens et récents, est inéluctable et concerne les ingénieurs des bureaux d'études et des laboratoires en charge des investigations sur les ouvrages existants, ainsi que les ingénieurs des entreprises de réparation. Le défaut d'entretien de ces ouvrages peut avoir des conséquences importantes pour la sécurité des personnes et des biens, mais aussi des conséquences financières lourdes en cas de détérioration importante voire de ruine de l'ouvrage. Une bonne connaissance de leur état ainsi que la mise en œuvre d'un entretien préventif sont de nature à prévenir leur dégradation et donc les incidents.

La prise en compte de la maintenance et de l'entretien joue un rôle prépondérant dans le coût final d'exploitation d'un ouvrage. La conception de l'ouvrage et le choix des matériaux employés déterminent la périodicité des travaux de maintenance. La non réalisation des travaux normaux d'entretiens entraînent des dégradations dont le coût de réparation est plus important que la somme des frais non engagés pour réaliser les travaux d'entretiens périodiques.

L'objectif de ce mémoire c'est de connaître les mécanismes de dégradation, l'évaluation de l'état d'un ouvrage, ainsi que l'établissement des suites à donner et mener des actions correctives tout en gérant la sécurité d'utilisation. Pour ce faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

Une présentation générale des ponts dans le premier chapitre ;

Le deuxième chapitre traite les pathologies et les principaux désordres dans les ponts en béton armé et béton précontraint ;

Le troisième chapitre aborde la sécurité et l'évaluation des ponts en béton ainsi que les essais de chargement et les méthodes d'auscultation des ponts.

Le quatrième et dernier chapitre présente les différentes techniques de renforcement et de réhabilitation des ponts en béton armé et en béton précontraint



CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1. Introduction

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant sur le plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaires la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

I.2. Définitions d'un pont et de ses différentes parties

I.2.1. Définition d'un pont

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.

La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts (figure). Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

I.2.2. Différentes parties d'un pont

Un pont se compose des parties suivantes

- le tablier : élément résistant portant la voie ;
- les appuis : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.)
- les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

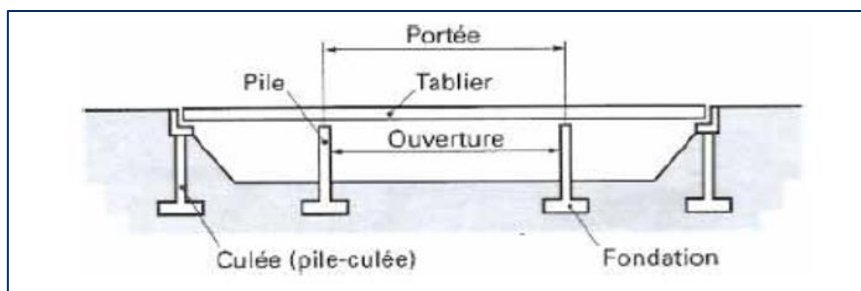


Figure I.1. Différentes parties d'un pont

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

En plan (figure), le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit,

$$\theta = 90^\circ \text{ ou } 100 \text{ gr.}$$

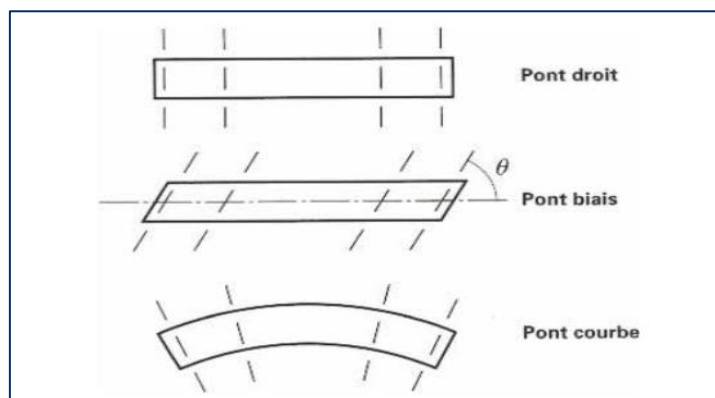


Figure I.2. Formes du tablier d'un pont en plan

I.3. Présentation des grandes catégories de structures

I.3.1. Ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales (figure). Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes où continues.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

I.3.2. Ponts en arc

Pour ces ouvrages (figure), dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

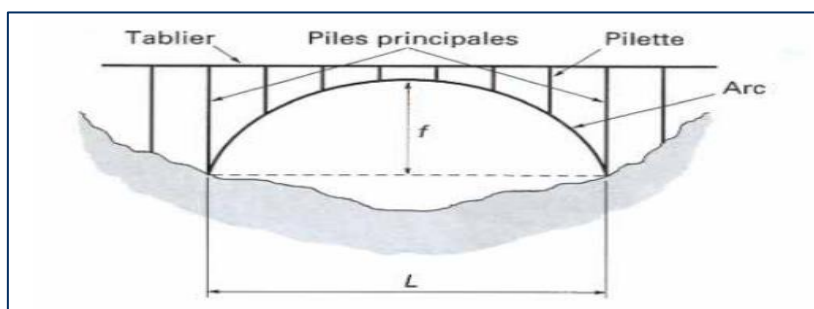


Figure I.3. Schéma d'un pont en arc à tablier supérieur

I.3.3. Ponts à câbles

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : les ponts suspendus et les ponts à haubans

I.3.3.1. Les ponts suspendus

Ce sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes (figure). Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

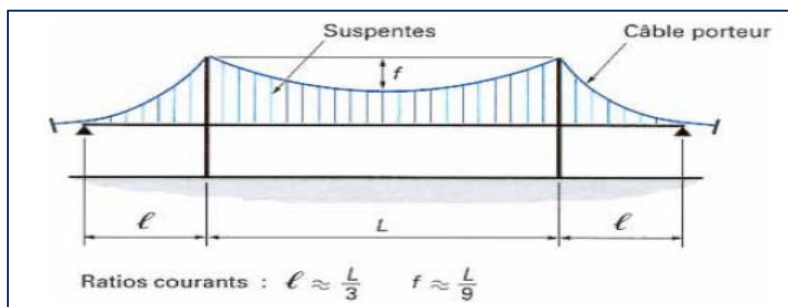


Figure I.4. Schéma d'un pont suspendu

I.3.3.2. Les ponts à haubans

Ce sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans (figure).

Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

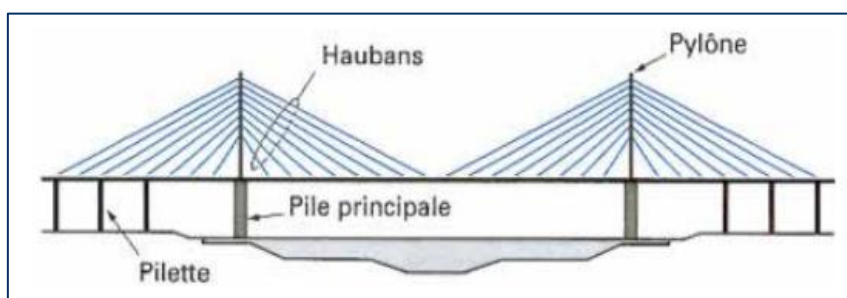


Figure I.5. Schéma d'un pont à haubans

I.4. Equipements des ponts

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

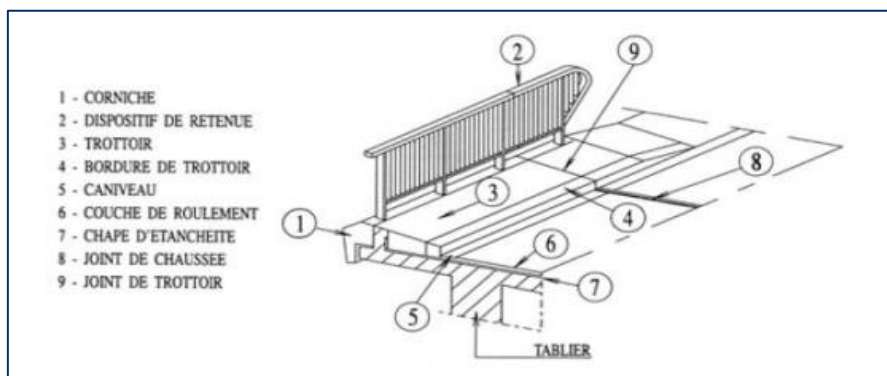


Figure I.6. Différents équipements des ponts

I.4.1. Fonctions des équipements des ponts

Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;
- protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, les perrés et surtout l'étanchéité ;
- permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;
- rendre la circulation confortable : participent à cette fonction la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée ; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ;
- enfin, permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

I.4.2. Caractéristiques des équipements des ponts

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par :

- une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui ;
- la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36 % de son coût d'entretien.

I.5. Conclusion

Les ponts sont constitués de divers éléments, ils sont donc susceptibles de se dégrader au cours du temps par des mécanismes d'endommagement très variés qui peuvent induire une dégradation structurale, fonctionnelle ou esthétique et avoir comme conséquence une perte de valeur ou de qualité de service à un niveau élémentaire ou global.



CHAPITRE II : PATHOLOGIE DES PONTS EN BETON

II.1. Introduction

Les ponts existants ont été conçus pour assurer un niveau de service bien déterminé. Or, à cause d'erreurs de conception ou d'exécution, des attaques de l'environnement, de l'augmentation du trafic, d'actions accidentelles, etc., les ponts peuvent subir des désordres de différentes natures qui risquent de remettre en cause leur niveau de service. Il faut donc le réparer.

Aussi, la capacité portante et la géométrie d'un pont existant ne répond plus à l'augmentation du trafic et des charges. Il faut donc permettre à l'ouvrage de remplir ces nouveaux services, ce qui impose, dans la majeure partie des cas, un renforcement.

II.2. Manifestations des désordres dans les ponts

Les manifestations extérieures des désordres se traduisent par les dégradations suivantes

II.2.1. Fissuration

En béton, elle n'est pas considérée en elle-même comme un désordre (même si elle rend le matériau plus sensible aux agressions extérieures), mais c'est la rapidité de son évolution qui témoigne d'une pathologie plus ou moins avancée. En effet, si l'ouvrage a été correctement dimensionné, les armatures, en nombre suffisant, reprennent les efforts de traction, ce qui limite l'ouverture des fissures. La fissuration inhérente au béton armé apparaît dès le chargement de l'ouvrage, et n'évolue que si le système de fonctionnement réel de l'ouvrage ne correspond pas à celui prévu par le calcul.



Figure II.1. Fissuration du béton

Lors des visites, si on remarque une évolution rapide de l'ouverture des fissures, il faut en rechercher les causes, et si son ouverture est supérieure à 0,3 millimètres [2], il faut analyser le fonctionnement de la pièce concernée. L'apparition de fissures importantes peut être due à une plastification des armatures tendues, ou à une perte d'adhérence des aciers au béton, suite à

une corrosion avancée. Ce phénomène, très grave, nécessite d'entreprendre des mesures immédiates de sauvegarde. La localisation préférentielle des fissures dépend du type d'ouvrage considéré. D'une manière générale, les tractions du béton, provoquées par le retrait gêné par les armatures longitudinales, créent des fissures suivant les armatures transversales.

II.2.2. Éclatements de béton

Ils se produisent lorsque la corrosion des armatures atteint un stade important. Le foisonnement de la rouille provoque à la périphérie des armatures des contraintes importantes, favorisant la fissuration du béton d'enrobage qui se décolle et laisse ainsi l'armature sans protection. Une diminution de la section de l'armature en découle, ce qui risque de compromettre la solidité de celle-ci et risque d'entraîner une déformation anormale de l'élément concerné.



Figure II.2. Eclatement localisé du béton

II.2.3. Défauts de surface

Certains d'entre eux n'ont qu'une influence esthétique (salissures, différences de teintes,...), mais des taches de rouille, si elles ne sont que superficielles, peuvent témoigner par exemple de coulure en cas de bétonnage après une période pluvieuse, ou, plus gravement, être la manifestation de corrosion des armatures ; les stalactites ou traces de calcites témoignent quant à eux de circulation d'eau à travers le béton, circulation active ou ayant cessé. Il convient donc de bien procéder aux surveillances continues et périodiques afin de mesurer l'évolution de ces manifestations

II.2.4. Défauts géométriques à grande échelle

Ils trahissent souvent des désordres dans les fondations ou les appuis, ou dans le tablier. Dans le cas du tablier, on observe souvent des flèches permanentes qui correspondent à une insuffisance de la résistance structurale, généralement précédée de fissuration, ce qui permet au gestionnaire d'être averti de ce désordre futur.

II.3. Origines des désordres dans les ponts

Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable et dont les causes sont multiples.

II.3.1. Actions sollicitant les ponts

II.3.1.1. Actions dues au trafic

Le trafic sur les ponts est l'une des causes majeures de leur vieillissement, tant par ses effets extrêmes que par ses effets répétitifs (fatigue). Le trafic routier sollicite dynamiquement les ponts : l'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, où l'on observe souvent une fissuration des dalles de couverture.



Figure II.3. Dégradations causées par le choc

II.3.1.2. Actions climatiques

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

L'action de la température sur les matériaux est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). À l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion. Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin, la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et accroît le risque de fissuration lors du refroidissement.

L'acier est également sensible à la température. Lorsque l'on fait varier la température d'une éprouvette d'acier soumise à un effort de traction, on constate une variation parallèle de ses caractéristiques de ductilité. Pour certains aciers, si la température descend au-dessous d'un

certain seuil, on constate une tendance à la fragilité : la rupture se produit pratiquement sans déformation plastique préalable.

Des répartitions non uniformes de température existent non seulement dans le sens de la hauteur (ou de l'épaisseur) d'un tablier, mais aussi dans le sens transversal, selon l'exposition de l'ouvrage. Des répartitions de température complexes affectent également les piles et les parois mêmes des structures lorsque leurs faces sont en contact avec des milieux de températures différentes.

II.3.1.3. Actions accidentelles

II.3.1.3.1. Action mécanique de l'eau

L'action mécanique de l'eau sur les structures se manifeste à travers les phénomènes d'affouillement et d'abrasion [2].

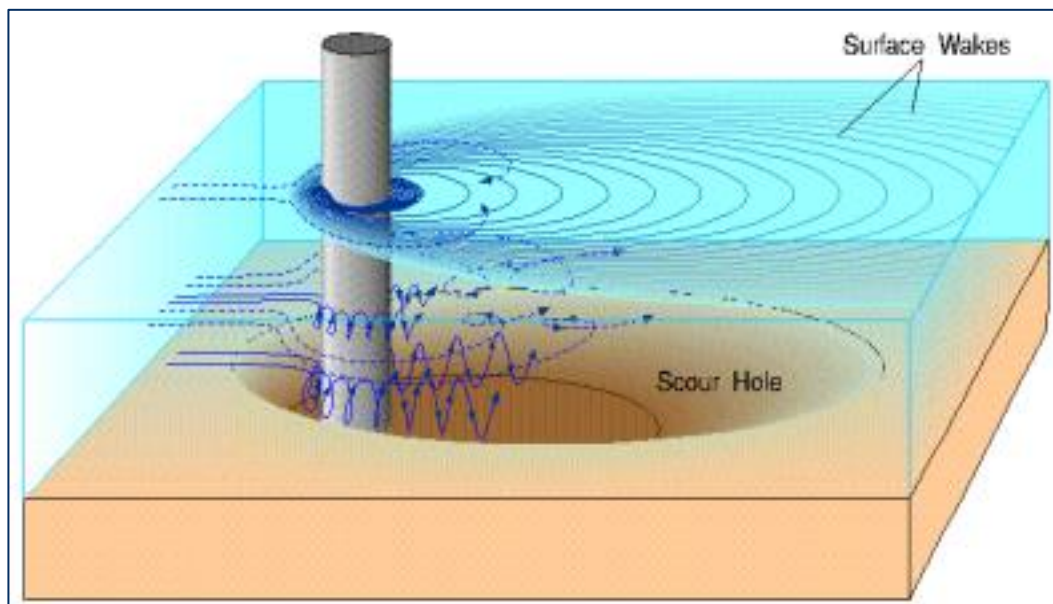


Figure II.4. Phénomène d'affouillement au pied d'une pile de pont

II.3.1.3.2. Séismes

Les conséquences d'un séisme peuvent devenir dramatiques. De façon schématique, un séisme est un déplacement imposé induisant, dans les diverses parties d'un pont, des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont plus lourdes et rigides.

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



Figure II.5. Dégradations causées par le séisme

II.3.1.3.3. Incendies

L'action du feu sur les ouvrages d'art présente une probabilité absolue comparable à celle des chocs de véhicules lourds sur les piles ou les tabliers. Ces incendies endommagent le béton dès que sa température atteint 200 °C ; les armatures de précontrainte sont sensibles dès 175 °C, tandis que les armatures à haute adhérence résistent jusqu'à 350 – 450 °C

II.3.2. Dégradation des matériaux

II.3.2.1. Altérations du béton

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

II.3.2.1.1. Dégradations d'origine physique ou mécanique

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

II.3.2.1.1.1. Cycles de gel-dégel

Les dégradations dues aux cycles de gel-dégel affectent principalement les parties non protégées par un revêtement étanche. Le symptôme le plus courant est le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné le plus souvent d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation.

II.3.2.1.1.2. Dégradation mécanique

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion concernent principalement les piles de ponts en maçonnerie soumises à l'action du courant ou subissant des chocs de corps flottants. Dans le cas des ponts dépourvus d'étanchéité, supportant un trafic circulant directement sur le béton de la dalle de couverture, des feuilletages locaux de ce béton ont été observés aboutissant, dans les cas les plus graves, à la chute de plaques de béton et à la création de trous dans le hourdis.

II.3.2.1.2. Dégradations d'origine physico-chimique

Le retrait, phénomène d'origine physico-chimique, provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle, lorsque toutes les dispositions pour en limiter les effets n'ont pas été adoptées. Certaines fissures peuvent apparaître une ou deux heures après le bétonnage, provoquées par le tassement du béton frais dans les coffrages et le ressuage qui l'accompagne.

D'autres fissures apparaissent juste après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté ; elles sont généralement fines et peu profondes, et trouvent leur origine dans le retrait correspondant à la contraction « Le Chatelier » (retrait d'autodessiccation). Enfin, des fissures peuvent apparaître plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Ces fissures sont créées par le retrait de dessiccation, encore appelé retrait à long terme, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

II.3.2.2. Corrosion de l'acier

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

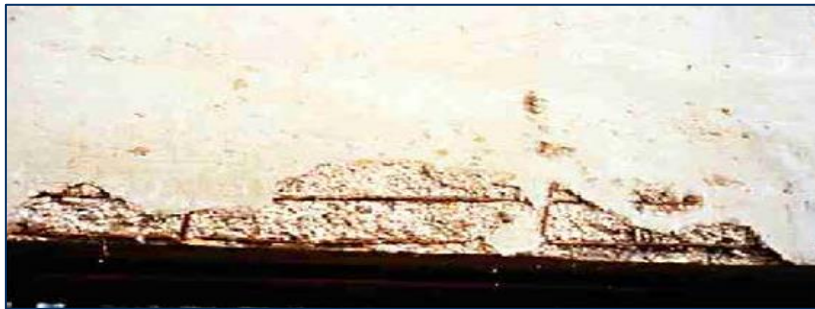


Figure II.6. Corrosions des armatures

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

II.3.2.2.1. Corrosion atmosphérique

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une rouille très adhérente. Les rôles principaux sont, en général, tenus par l'oxygène et l'eau. Certains composants, tel le sulfate d'ammonium, induisent et activent la corrosion à l'endroit où ils se déposent. Il en résulte que la pollution atmosphérique, malheureusement fort importante dans les sites urbains des pays industrialisés, contribue à l'accélération du processus de corrosion.

La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de 10 °C double la vitesse de réaction. Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine.

II.3.2.2.2. Corrosion des armatures du béton armé et précontraint

La corrosion des armatures passives dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'important gonflement résultant du passage de l'acier à l'état de rouille entraîne un éclatement du béton de protection, tandis que la section résistante des armatures diminue. Mais c'est surtout leur ductilité et leur résistance à la fatigue qui sont affectées.

L'écran physique que constitue l'enrobage contribue à garantir la durabilité de la structure à condition que son épaisseur soit suffisante mais il faut également qu'il présente une bonne compacité.

Ce qui vient d'être dit s'applique également aux armatures de précontrainte, particulièrement vulnérables lorsque leur enrobage ou la qualité de leur injection sont insuffisants.



Figure II.7. Rupture du câble par corrosion

II.3.3. Erreurs de conception

II.3.3.1. Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant

Par le passé, de nombreux ponts ont connu des désordres plus ou moins graves par suite d'une insuffisance manifeste de résistance à la flexion. Les causes les plus courantes de cette

insuffisance étaient « l'oubli » des actions thermiques, la méconnaissance des effets des déformations différées gênées dans les ouvrages construits par phases (redistributions d'efforts par fluage) et une évaluation « optimiste » de l'effort de précontrainte ou des effets de dénivellations d'appuis [2].

Les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte peuvent prendre de nombreuses formes, parfois difficiles à déceler. Certes, le choix de faibles coefficients de frottement des câbles dans leur conduit ou la sous-estimation des pertes par relaxation ont été, à une certaine époque, plutôt systématiques.

Des défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant ont souvent accompagné les défauts de résistance en flexion. Cela se traduisait généralement par une allure particulière de la fissuration de certains ouvrages.

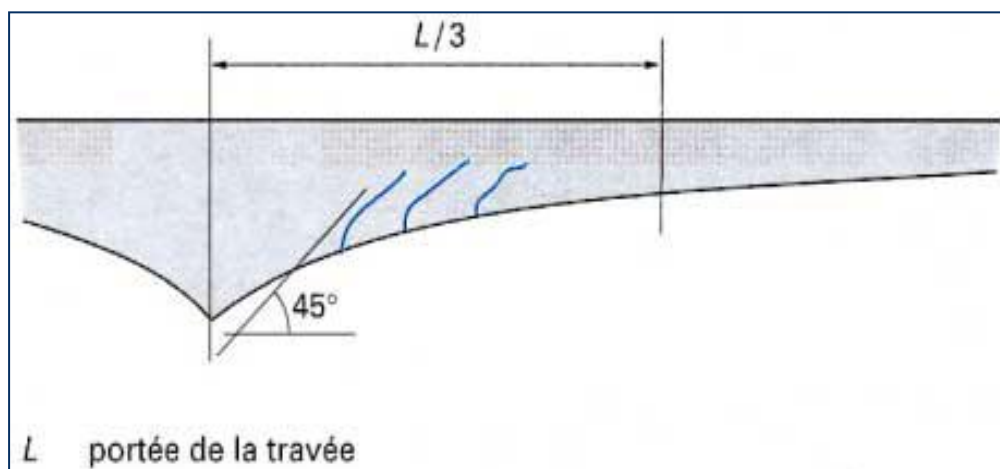


Figure II.8. Fissuration d'effort tranchant dans un pont-caisson

Ces défauts trouvaient leur origine dans une évaluation erronée (réductions abusives par « effet Résal ») des contraintes tangentes des contraintes tangentes conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou dans une prise compte non moins erronée (ou abusive) des réductions d'effort tranchant par la précontrainte.

II.3.3.2. Quelques autres causes de fissuration

Un grand nombre de ponts en béton précontraint construits en encorbellement ont connu des fissurations à caractère local, dues à l'application d'efforts de précontrainte, appelées fissurations de diffusion et/ou d'entraînement. Les désordres les plus critiques étaient dus à la présence de câbles ancrés dans des bossages situés à la surface du hourdis inférieur. Ils étaient principalement imputables à un ferrailage insuffisant et à l'arrêt prématuré des câbles, dans des zones relativement peu comprimées.

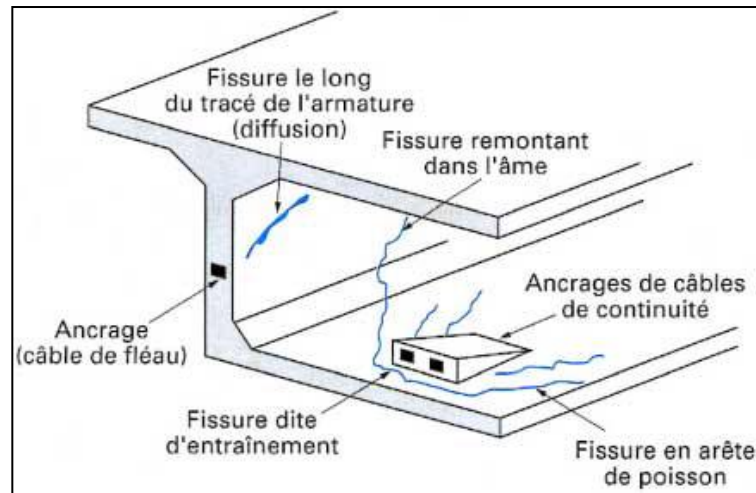


Figure II.9. Principaux types de fissures

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

- Ancrages et/ou recouvrements trop courts,
- Absence ou insuffisance d'armatures de peau ou de répartition,
- Poussées au vide (entraînant également des éclatements du béton) des barres tendues ou comprimées.
- enrobages insuffisants conduisant à un aspect dégradé dû à la corrosion totale de certaines armatures quelques années seulement après la construction.

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

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

De telles situations se sont produites, notamment, lorsque l'axe des appareils d'appui était trop éloigné de celui des âmes.

II.3.3.3. Fatigue

Les ponts en béton peuvent subir un endommagement par fatigue : il se traduit par une dégradation de l'adhérence entre le béton et les armatures entraînant l'apparition d'une fissuration pouvant affecter la durée de vie de l'ouvrage, voire des déformations irréversibles sous l'effet des charges de service.

Le degré d'endommagement dépend de nombreux facteurs comme le nombre et l'intensité des cycles de chargement, la variabilité des charges appliquées et le degré de fissuration entraînant une modification des propriétés du béton.

II.3.4. Erreurs d'exécution

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art.

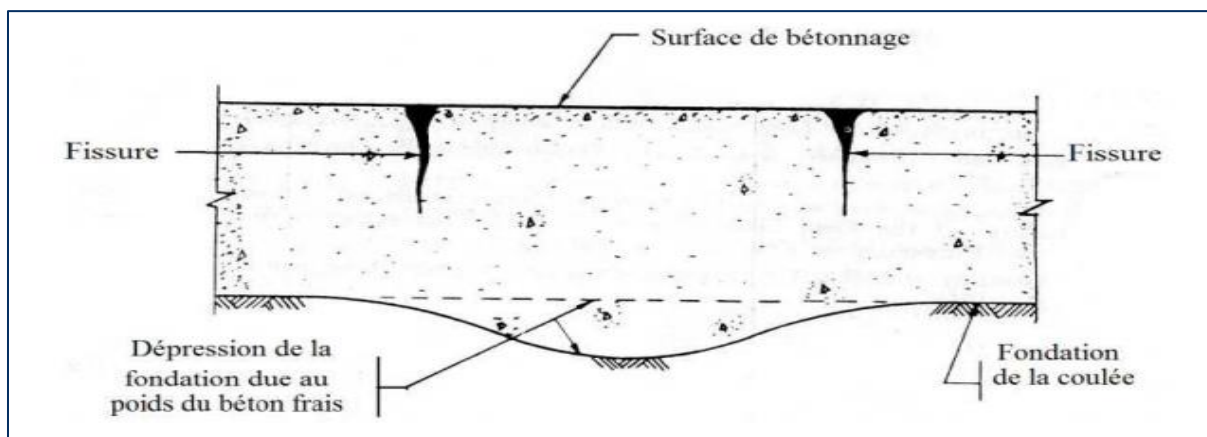


Figure II.10. Fissure due au tassement de fondation pendant a construction

II.3.4.1. Cas des Tabliers en béton armé ou précontraint

De nombreux désordres sont dus à des plans de ferrailage incomplets ou « illisibles ». D'une façon générale, la mise en œuvre des armatures passives présente fréquemment des défauts. Le plus grave d'entre eux, susceptible de mettre en cause la pérennité de la structure, est relatif à la position et à l'arrimage des armatures à l'intérieur des coffrages.

En effet, si la position n'est pas correcte, ou si les armatures sont susceptibles de se déplacer pendant le bétonnage du fait du manque de rigidité des liaisons, les épaisseurs théoriques d'enrobage ont peu de chances d'être respectées. À plus ou moins court terme, par suite de la carbonatation du béton, elles se corrodent en entraînant l'éclatement du béton d'enrobage.

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

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

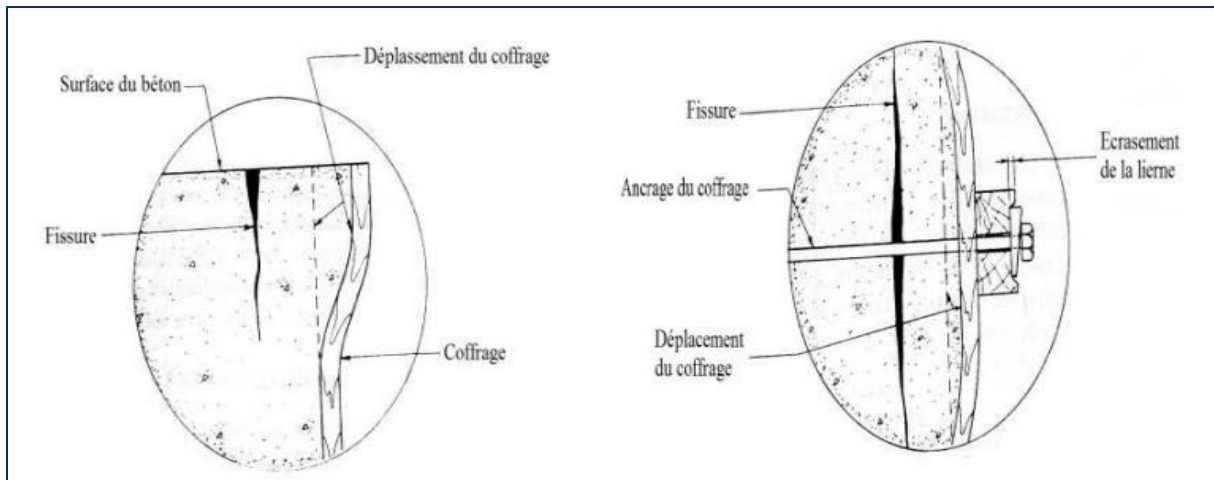


Figure II.11. Fissure due aux mouvements des coffrages pendant la prise du béton

Sur chantier, le béton peut être d'une qualité médiocre pour de multiples raisons : irrégularité de fabrication sur chantier, délais de transport aléatoires depuis une centrale de béton prêt à l'emploi, reprises de bétonnage mal exécutées, mise en œuvre dans des coffrages mal nettoyyés, ségrégation due à une hauteur de chute trop importante, traitements thermiques (montée et/ou descente en température) trop brutaux, etc. L'attention est attirée sur l'importance de l'opération de cure : si celle-ci n'est pas réalisée avec soin (c'est-à-dire si la surface du béton sèche prématurément), la perméabilité de la couche superficielle peut, du fait des inévitables fissurations, être très supérieure (de 5 à 10 fois) à celle du béton sous-jacent. Or, la profondeur de béton concernée par un séchage prématuré peut facilement atteindre, voire dépasser, l'épaisseur d'enrobage, surtout si le site est venté ou si la température ambiante est élevée ; la protection des armatures n'offre plus alors les garanties voulues.

Le soin apporté à la confection des pièces préfabriquées en béton conditionne largement la qualité de l'ouvrage terminé. Par exemple, dans le cas de voussoirs, si les joints ne sont pas parfaitement conjugués, il n'en résulte pas seulement des problèmes de géométrie, mais également des problèmes de transmission effective des efforts internes.

Dans le cas des armatures passives, les déficiences du contrôle de qualité peuvent se traduire par des changements intempestifs de la nuance d'acier, le non-respect des rayons de courbure, la réalisation de soudures d'aciers non soudables entraînant une modification de la limite d'élasticité,

Dans le cas de la précontrainte, la mise en tension sans précautions de câbles après une introduction toron après toron peut conduire à des allongements très inégaux des torons élémentaires, certains d'entre eux pouvant même atteindre la rupture.

II.4. Conclusion

Les ouvrages en béton ont été longtemps considéré comme parfaitement durables, ne nécessitant pas une surveillance ni un entretien réguliers. Mais le béton évolue dans le temps, particulièrement en fonction des conditions de l'environnement.

Non seulement les aciers contenus dans le béton peuvent se corroder, mais aussi le béton lui-même.

Lors de la surveillance, il faut être conscient que le béton s'altérera inéluctablement, même si cette évolution est lente, et ses conséquences apparaissant donc à long terme.



CHAPITRE III : AUSCULTATION DES PONTS EN BETON

III.1. Introduction

Pour la détermination de l'état existant, l'ingénieur utilise différentes sortes de moyens. Il utilise avant tout ses sens pour découvrir l'état d'un ouvrage. Mais au cours de ces dernières années, de nombreuses techniques spécifiques pour l'auscultation de l'état existant ont été développées. C'est de ces différents moyens d'auscultation que traite ce chapitre.

III.2. Démarche pour l'auscultation des ponts

La surveillance des structures est décrite dans la recommandation SIA 169 [3] comme suit :

« La surveillance a pour but de déceler à temps les défauts, les dégradations ou les modifications dans l'ouvrage ou dans son environnement pouvant provoquer des dommages aux personnes ou aux choses. La surveillance doit également permettre d'établir toutes les données nécessaires à l'entretien » [3].

Cette recommandation fait la distinction entre deux types de surveillance :

- Surveillance continue : «Constatation de l'aptitude au service de l'ouvrage au moyen de contrôles fréquents ou continus» [3].
- Surveillance périodique : «Constatation et appréciation de l'état et de l'aptitude au service de l'ouvrage au moyen d'inspections ponctuelles, à intervalles définis».

A partir de l'inspection on doit pouvoir conclure si l'état, le comportement et l'utilisation de l'ouvrage satisfont aux conditions d'utilisation fixées.

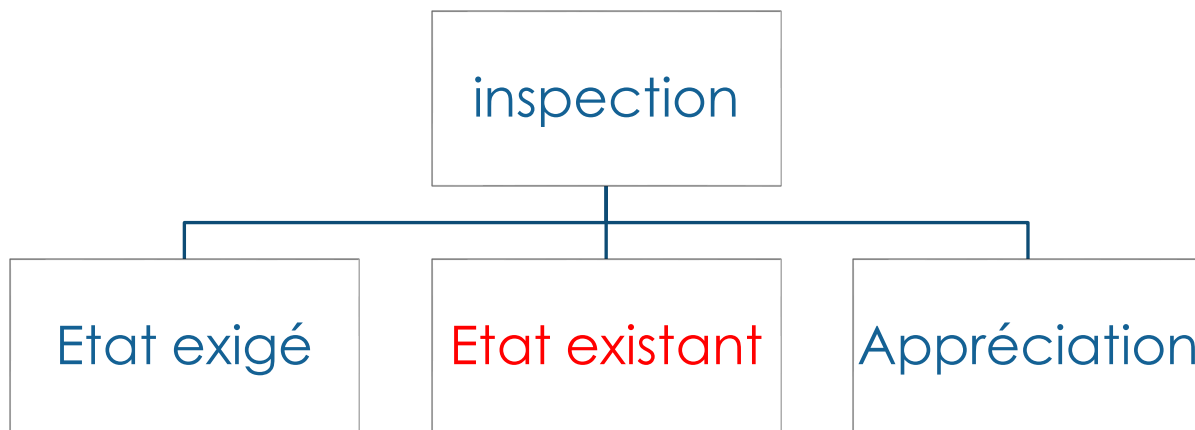


Figure III.1. Organigramme de l'inspection

Dans le cadre de l'inspection on relève l'état existant (état de l'ouvrage, comportement, utilisation), en procédant par étapes, puis on le compare avec l'état exigé (dédit des exigences d'utilisation). Il en résulte une appréciation graduée de la sécurité de la structure porteuse et de l'aptitude au service, dans l'état existant et avec son évolution probable.

III.3. Techniques d'auscultations des ponts

III.3.1. Examen visuel

III.3.1.1. Principes

L'examen visuel constitue, dans la plupart des cas, la première étape d'une auscultation. Dans le cadre de l'examen visuel, le chercheur s'efforce, avec l'aide de ses sens (vue, toucher, ouïe, etc.) et de moyens auxiliaires simples, de saisir en gros l'état d'un ouvrage. Une préparation et un déroulement soigneux et attentif de l'examen visuel sont indispensables.

III.3.1.2. Préparation

L'examen visuel, comme toutes les autres étapes de l'auscultation, doit être soigneusement préparé. La préparation commence avec l'examen des documents disponibles (plans de l'ouvrage, plan d'utilisation, plan de sécurité, etc.).

III.3.1.3. Equipement

Les images ci-contre illustrent quelques-uns des équipements les plus importants pour effectuer des mesures (double-mètre, chablon à fissures, loupe graduée, etc.) et pour les documents de l'auscultation (procès-verbal, matériel d'écriture, y compris craie de marquage, appareil photographique avec flash, etc.). L'outillage permettant une première prise d'échantillons (ciseaux, massettes, etc.) ne doit pas être oublié. Sur la base des premiers éléments issus de l'examen avec ce matériel, on peut tirer des conclusions importantes pour l'organisation d'une éventuelle étape ultérieure de l'auscultation [4].



Figure III.2. Exemple d'équipement pour l'auscultation par examen visuel

III.3.2. Scléromètre à béton

III.3.2.1. Informations générales

Le scléromètre est de loin le moyen auxiliaire non destructif le plus utilisé pour déterminer sur place la résistance à la compression du béton d'un ouvrage existant.



Figure III.3. Modèle Scléromètre

III.3.2.2. Domaine d'application

Essai de la résistance à la compression ou de l'homogénéité d'éléments de construction achevés (par exemple préfabrication) et d'ouvrages en béton ou en mortier.

III.3.2.3. Caractéristiques recherchées

Le scléromètre permet de mesurer la «dureté de rebondissement» de la surface du béton. De cette mesure on peut déduire la résistance à la compression du béton. Il faut cependant être conscient que seule la couche à proximité de la surface est testée.

III.3.2.4. Principe de mesurage

Lors de l'essai on applique un percuteur contre la surface à tester. La pression exercée sur ce percuteur libère automatiquement un marteau qui est projeté contre le percuteur par un ressort. Après la percussioin, le marteau rebondit d'une certaine distance. Cette distance peut être lue sur une échelle graduée.



Figure III.4. Modèle Scléromètre avec indicateur et interprétation électronique

III.3.2.5. Interprétation

De la distance de rebondissement, grâce à des courbes d'étalonnage (qui sont livrées avec l'appareil), on peut déduire la résistance à la compression du béton ou du mortier. Les courbes d'étalonnage sont établies à l'aide de cubes d'essai, sur lesquels on exécute une mesure de la résistance à la compression en même temps que l'essai au scléromètre.

Pour l'interprétation il faut tenir compte de la direction de l'essai. De nouveaux appareils permettent une évaluation électronique ainsi que l'enregistrement des mesures. L'état de surface du béton au point de mesure, ainsi que celui de la structure du béton dans la zone proche de la surface (agrégat de grandes dimensions), influencent les résultats. Afin d'obtenir une valeur représentative il faut donc exécuter plusieurs mesures dans un rayon limité. Pour l'évaluation on calcule la moyenne des valeurs mesurées, après élimination des valeurs extrêmes.

La condition préalable pour l'obtention de résultats fiables est un contrôle régulier du fonctionnement de l'appareil avec une enclume d'essai fournie par le fabricant. Un étalonnage complémentaire, à partir de cubes d'essai fabriqués avec le même béton, est recommandé [4].



Figure III.5. Mise en œuvre du scléromètre

III.3.2.6. Appréciation

L'essai avec le scléromètre fournit des informations sur la qualité à proximité de la surface. Du fait de la carbonatation, des agents atmosphériques ou de défauts d'exécution, il peut exister des distorsions importantes avec la qualité à l'intérieur de l'élément de construction.

Il est recommandé de comparer les résistances obtenues par le scléromètre avec des mesures sur carottes (mesure de la résistance à la compression en laboratoire).

Le scléromètre peut être considéré comme un moyen simple pour apprécier sommairement la résistance à la compression des bétons. L'essai donne une idée assez satisfaisante de l'homogénéité de la qualité du béton d'un élément d'ouvrage.

III.3.3. Mesure de l'enrobage des armatures (béton armé)

III.3.3.1. Informations générales

- non destructif, à l'exception de la détermination du diamètre des armatures ou de la vérification de l'enrobage mesuré, qui exigent le dénudement local de l'armature ou un sondage par forage
- l'essai est exécuté sur l'ouvrage



Figure III.6. Appareil pour la mesure de l'enrobage

III.3.3.2. Domaine d'application

- Constat de la position d'éléments métalliques, en particulier des armatures d'éléments de construction en béton armé.
- Mesure de l'enrobage autour d'incorporés métalliques.
- De nouveaux appareils permettent, dans certaines conditions, de déterminer le diamètre des armatures.

III.3.3.3. Caractéristiques recherchées

On mesure la variation d'un champ magnétique, produit artificiellement, lors du déplacement de la sonde de mesure sur la surface du béton. De ces observations on peut déduire, en premier lieu la position des armatures et en second lieu l'enrobage de ces armatures.

III.3.3.4. Principe de mesurage

L'appareil le plus utilisé est basé sur un processus de mesure d'induction par une bobine. On produit ainsi, à partir de la sonde de mesure, un champ magnétique alternatif. Les objets métalliques ont la propriété d'influencer ce champ de mesure. L'importance de cette action est fonction de la masse de l'objet métallique (\varnothing : diamètre de l'armature) et de la distance par rapport à la sonde de mesure (enrobage).

La mesure est influencée en premier par l'importance des objets métalliques, donc par le diamètre et le nombre de barres d'armature. Aux points de croisement des armatures, ou lorsque celles-ci sont très serrées, le résultat n'est plus satisfaisant.

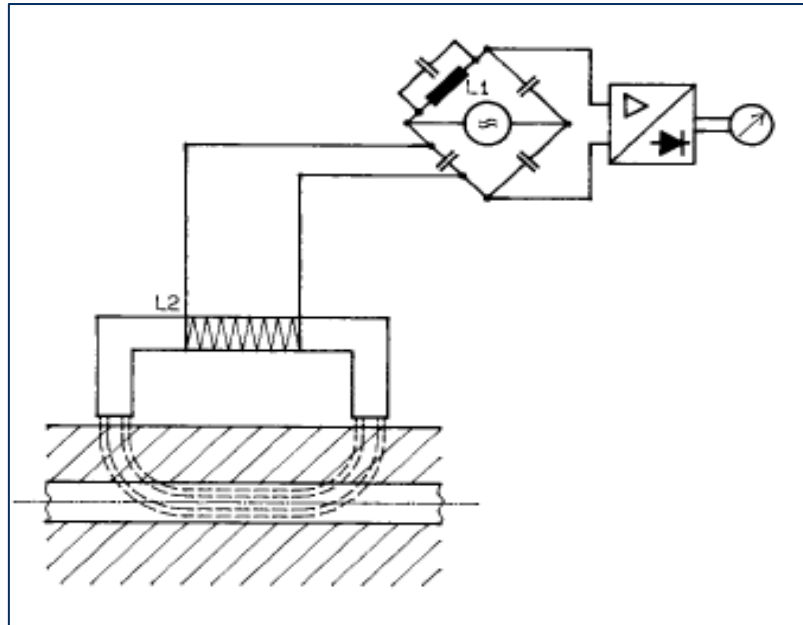


Figure III.7. Principe de mesure avec une bobine simple

III.3.3.5. Interprétation

Avec les nouveaux appareils, le processus de mesure a été fortement simplifié. En introduisant le diamètre de la barre d'armature et en positionnant correctement la sonde, on peut lire directement l'épaisseur de l'enrobage sur l'indicateur de l'appareil.

L'appareil doit également être régulièrement testé et étalonné. Les variations, lors de mesures de contrôle, sont faibles.

Il est indispensable de vérifier par piquage ou forage, à des emplacements déterminés (par exemple aux points de mesures extrêmes), les épaisseurs d'enrobage mesurées avec l'appareil.

III.3.3.6. Appréciation

L'appareil le plus utilisé (Profometer) permet une mesure relativement exacte de l'enrobage lorsque le diamètre de l'armature est connu, et pour autant que le mode d'emploi soit respecté. Les résultats doivent cependant être vérifiés sur des échantillons, par piquage ou forage. Lorsque le diamètre des armatures n'est pas connu, la fiabilité est diminuée.

III.3.4. Essai d'absorption d'eau selon Karstens (béton / maçonnerie)

III.3.4.1. Informations générales

- non destructif
- essai exécuté sur l'ouvrage

III.3.4.2. Domaine d'application

Le procédé peut être utilisé pour déterminer l'absorption d'eau de la surface d'éléments en béton, d'enduits ou de maçonneries.

III.3.4.3. Caractéristiques recherchées

La capacité d'absorption d'eau mesurée d'une surface donne des indications sur la porosité et sur la durabilité de l'élément.

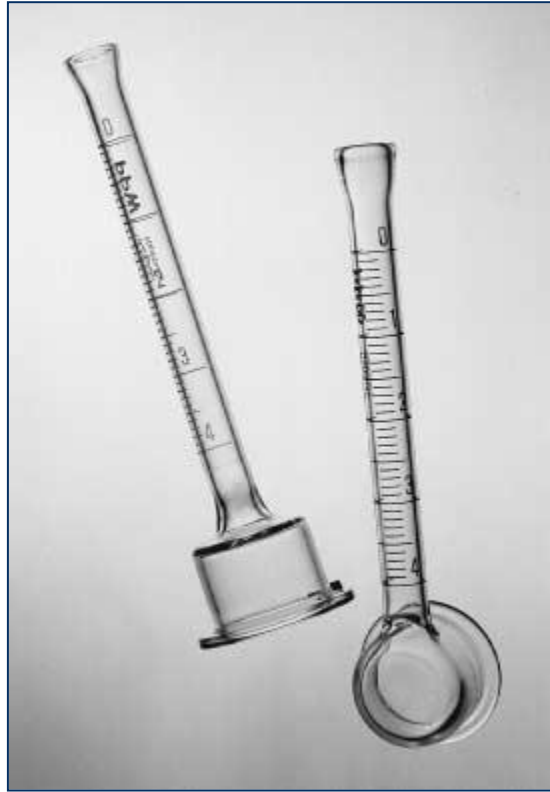


Figure III.8. Tubes pour l'essai d'absorption d'eau selon Karstens

III.3.4.4. Principe de mesurage

Le principe de mesurage est basé sur la correspondance qui existe entre la quantité d'eau absorbée par une surface déterminée pendant une unité de temps donnée, et la porosité ou la capacité d'absorption d'un matériau.

III.3.4.5. Interprétation

Pour l'interprétation, le fournisseur du tube de mesure met à disposition des tables, à partir desquelles on peut déduire quelle absorption d'eau peut être tolérée sans risque de dégradations ultérieures.

Le résultat de la mesure est influencé en particulier par le mouillage éventuel de la surface avant l'essai

III.3.4.6. Déroulement du travail

Le tube est collé sur la surface à tester et rempli d'eau. Le diamètre du tube doit être adapté à la dimension maximale des granulats utilisés pour la confection du béton. L'interprétation est effectuée à partir de l'observation de la perte d'eau par unité de temps. Lors de l'essai les

températures de l'eau et de l'air doivent être notées. Des fonds trop poreux ou trop irréguliers limitent les possibilités d'utilisation de la méthode.

III.3.4.7. Appréciation

Le procédé est adéquat pour mesurer la capacité d'absorption d'une couche de fond, ainsi que pour contrôler l'efficacité d'un traitement d'hydrofugation (par exemple par la mesure avant et après le traitement). Le résultat est limité à la surface. Lorsqu'il y a des fissures, leurs dimensions peuvent être évaluées en fonction de la quantité d'eau absorbée. Il s'agit d'un procédé économique, mais de précision limitée.

III.3.5. Essai d'arrachement (béton / maçonnerie)

III.3.5.1. Informations générales

– le procédé entraîne une dégradation de la surface

III.3.5.2. Domaine d'application

Le procédé permet de tirer des conclusions sur la résistance à la traction du matériau testé (béton, mortier), ou sur l'adhérence de couches rapportées.



Figure III.9. Appareillage pour l'essai d'arrachement

III.3.5.3. Caractéristiques recherchées

Le procédé détermine la force nécessaire pour l'arrachement d'une plaque d'essai collée sur la surface.

De cette force d'arrachement on peut déduire la résistance à la traction ou la force d'adhérence.

III.3.5.4. Principe de mesurage

Le principe de mesurage est extrêmement simple. Une plaque d'acier collée sur la surface à tester est tirée perpendiculairement à la surface par l'appareil d'essai. La zone à tester est isolée de la surface par l'amorce d'un carottage. La force d'arrachement est mesurée.

Il est important que l'axe de la plaque d'essai soit bien perpendiculaire à la surface et que la plaque soit bien tirée dans la direction de son axe. Le carottage qui délimite la surface à tester doit être exécuté avec un appareil bien fixé afin de ne pas endommager la surface qui doit être testée.

III.3.5.5. Interprétation

De la force d'arrachement mesurée on peut, par un calcul simple, trouver la contrainte de traction à l'arrachement. A part la force d'arrachement il est également important, pour l'interprétation, de relever l'emplacement de la section de rupture et l'aspect de cette surface (rupture entre les couches, ruptures d'agrégats, rupture de la matrice d'enrobage, etc.).

Le résultat de la mesure est ainsi disponible sans autre interprétation. La dispersion des résultats d'essais d'arrachement à différents endroits de l'ouvrage est relativement grande, car la résistance à la traction d'un béton ou d'un mortier peut varier considérablement. Des mesures isolées n'ont qu'une valeur très limitée.



Figure III.10. Essai d'arrachement in situ

III.3.5.6. Déroulement du travail

Avant de coller la plaque d'essai, la surface à tester doit être nettoyée et délimitée par une amorce de carottage (profondeur environ 30 mm). La plaque d'essai, d'épaisseur suffisante (hauteur > moitié du diamètre du carottage), est collée sur la surface.

Avec un dispositif adéquat, après durcissement de la colle, la plaque est tirée perpendiculairement à la surface et on mesure la force nécessaire à l'arrachement.

III.3.5.7. Appréciation

L'essai d'arrachement est généralement reconnu comme valable pour mesurer l'adhérence entre différentes couches (également pour des revêtements). Des valeurs isolées n'ont qu'une signification limitée. L'exécution soignée de l'essai est une condition préalable à l'obtention de résultats représentatifs.

Sur des surfaces irrégulières et par temps froid, l'exécution de cet essai est rendue plus difficile. L'emplacement de la section de rupture et l'aspect de la surface de rupture doivent être relevés en complément de la force d'arrachement.

III.3.6. Mesure de potentiel (béton armé et précontraint)

III.3.6.1. Informations générales

- non destructif
- essai exécuté sur l'ouvrage



Figure III.11. Appareillage pour la mesure de potentiel

III.3.6.2. Domaine d'application

Le procédé est utilisé dans le cadre de la surveillance, de la planification, de l'entretien et du contrôle de la qualité d'ouvrages en béton. Il existe deux procédés, la mesure ponctuelle et la mesure du champ de potentiel.

Le procédé bien connu de mesures ponctuelles, qui n'entraîne qu'une dépense limitée pour les mesures, fournit des renseignements localisés sur les zones corrodées. Par contre il ne permet généralement pas d'obtenir une représentation du champ de potentiel.

III.3.6.3. Caractéristiques recherchées

Pour la mesure du potentiel, on mesure le potentiel électrochimique de corrosion à la surface du béton. Les aciers corrodés se distinguent de ceux qui sont intacts, par une différence de potentiel négative de plusieurs centaines de milli volts. Par la détection des différences de potentiel à la surface du béton, on peut déceler les zones où les armatures sont corrodées. Les résultats bruts des mesures doivent être interprétés.

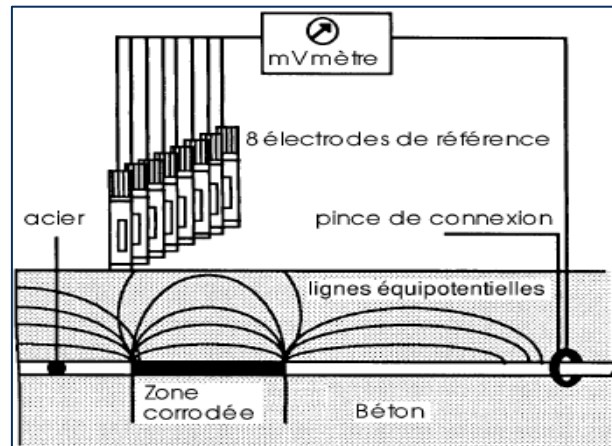


Figure III.12. Principe de mesure du potentiel [4].

III.3.6.4. Interprétation

Différents facteurs peuvent influencer le potentiel dans le béton (par exemple : enrobage des armatures, teneur en eau du béton, fissures, etc.). De ce fait il n'y a pas de valeurs de référence précises. Une comparaison relative des potentiels mesurés sur une surface, en tenant compte des facteurs d'influence, peut être considérée comme étant l'indicateur le plus utile sur les zones corrodées [4].

L'interprétation, effectuée par des spécialistes, fournit des renseignements sur la zone mesurée. Ces renseignements sont surtout qualitatifs, mais aussi en partie quantitatifs :

- position et importance des zones corrodées ;
- état de corrosion des armatures ;
- présence de chlorures dans le béton.

III.3.6.5. Déroulement du travail

Les surfaces à mesurer doivent être accessibles, que ce soit directement ou avec un élévateur, ou un échafaudage mobile, ou encore pour les ponts, avec un équipement mobile pour accéder par dessous.

Des couches isolantes à l'électricité (revêtements, étanchéités, etc.), ou un film d'eau sur la surface, gênent ou empêchent la mesure. L'interprétation des résultats des mesures, sauf dans le cas de mesures très nombreuses, peut être faite directement sur place.

III.3.6.6. Appréciation

La mesure de potentiel est bien appropriée pour détecter rapidement, de manière non destructive, les armatures corrodées.

Elle s'applique pour le relevé en temps opportun des défauts, pour l'appréciation de l'importance de ces défauts (mesure ponctuelle) et pour la localisation exacte des zones corrodées (mesure du champ de potentiel). Il est aussi possible d'obtenir des données relatives à la présence de chlorures (épaisseur du béton à démolir).

III.4. Choix des méthodes d'essai

La Sélection des méthodes d'essai sera basée sur une connaissance des objectifs visés, couplée à une connaissance de limitations d'accès pratiquement obtenus à partir de la visite préliminaire du site ainsi que les limitations des essais. L'inspection visuelle détaillée sera généralement nécessaire pour établir l'emplacement précis de détérioration, et leurs causes probables.

Les considérations importantes dans le choix des méthodes sont les suivantes :

a) La disponibilité et la fiabilité des étalonnages, qui peuvent être nécessaires pour relier les valeurs mesurées et les propriétés requises. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'aller de l'examen visuel vers l'écrasement des carottes pour réaliser l'étalonnage ;

b) L'effet des dommages, ce qui porte à la fois l'aspect de surface de l'organe de test et la probabilité de dégâts structurels causée par l'effet destructif de l'essai sur les sections d'ouvrages ;

c) Limites pratiques, les caractéristiques importantes comprennent la taille et le type d'élément à tester, son état de surface, la profondeur de la zone de test, l'emplacement de l'armature et l'accès aux points de test. D'autres facteurs peuvent également inclure la facilité de transport d'équipement, l'effet de l'environnement sur les méthodes de test et la sécurité du personnel de test et le grand public pendant les tests.

d) La précision des résultats, ce qui influence non seulement le choix de la méthode d'essai, mais aussi le nombre de points d'essais nécessaires pour obtenir des résultats significatifs.

e) L'aspect économique, le coût d'examen, des retards doivent être soigneusement liés au coût probable d'un programme de test particulier. Le budget disponible peut également être une contrainte influençant le choix des méthodes et la richesse des essais possibles.

III.5. Conclusion

L'auscultation des ouvrages est une étape primordiale pour la détermination de l'état de l'ouvrage subissant des désordres. La maîtrise de la qualité des mesures d'auscultation est essentielle pour assurer la surveillance des ouvrages et élaborer des diagnostics pertinents de leur comportement.



CHAPITRE IV : REHABILITATION DES PONTS EN BETON

IV.1. Introduction

Suivant l'importance et les causes des désordres ou des insuffisances affectant un pont en béton, le projet de réparation repose, en général, sur la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut ranger dans l'une des trois catégories suivantes (auxquelles s'ajoute, dans les cas extrêmes, la solution de la démolition-reconstruction) [1] :

- les traitements de surface : ragréages et injection des fissures ;
- la protection du béton et des armatures ;
- l'ajout de forces (ou de déformations) ;

Dans ce qui suit, les principes généraux sont examinés pour les ponts en béton armé et en béton précontraint, puis les principales techniques sont décrites.

IV.2. Principe de réparation des ponts en béton

IV.2.1. Principes généraux pour les ponts en béton armé

La réparation ou le renforcement de la structure d'un pont en béton armé fait appel le plus souvent à « l'ajout de matière », plus rarement à « l'ajout de forces ».

Les techniques d'ajout de matière sont utilisées pour les renforcements structuraux. Elles consistent à augmenter la section résistante d'une structure par ajout de béton ou d'acier, voire, plus simplement, à reconstituer la section résistante endommagée.

Mais, pour qu'il y ait renforcement, il faut que la partie ajoutée participe effectivement à la reprise des efforts. Dans les cas courants, la matière ajoutée ne participe qu'à la reprise des effets des charges d'exploitation (parfois du poids des équipements lorsqu'ils sont remplacés). En effet, pour que la matière ajoutée assure à la fois la reprise des charges permanentes et celle des charges d'exploitation, 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, l'ajout d'une précontrainte additionnelle, etc.



Figure IV.1. Pont en béton armé dégradé

Les trois techniques classiques d'ajout de matière sont l'ajout d'armatures passives, l'ajout de béton et les tôles collées (parfois collées et boulonnées).

L'ajout de béton peut être envisagé pour un renforcement local ou un renforcement général. Un renforcement local se justifie, par exemple, dans le cas d'un tablier de pont en béton armé

à poutres multiples heurté par un camion hors gabarit. La réparation comporte alors les opérations suivantes :

- mise sur cintre (si nécessaire) ;
- purge du béton désorganisé ;
- scellement d'armatures de couture ;
- réfection du ferrailage ;
- mise en place d'un béton soit par projection, soit par coulage en place (à l'intérieur d'un coffrage, parfois confectionné dans des conditions acrobatiques) après une injection de résine dans la zone de contact, entre le béton de la structure et le béton rapporté.

Lorsque les travaux de renforcement général conduisent à démolir certaines parties de la structure et à transformer son schéma statique, le recalcul de l'ouvrage doit tenir compte de toutes les phases de démolition et de renforcement et même, dans le cas cité, des effets hyperstatiques dus au retrait et aux variations thermiques dès la suppression de l'articulation.

Il est noté à que l'ajout de béton (par exemple pour épaissir une dalle de couverture) augmente le bras de levier des armatures de la dalle, des poutres et des entretoises éventuelles, et accroît le moment résistant des différentes sections. Cette technique est donc utilisable également pour renforcer une structure lorsque la section des armatures est légèrement insuffisante, bien que cet ajout de béton apporte un supplément de poids propre (l'emploi de béton léger peut être envisagé).

Les tôles collées fournissent une méthode de renforcement dont l'efficacité a été prouvée à de nombreuses reprises. Elle est néanmoins onéreuse et il faut prendre garde au fait que les tôles disposées en sous-face d'un tablier dégageant une hauteur libre un peu faible résistent mal aux chocs (bâches flottantes de camions, véhicules hors gabarit, etc.).



Figure IV.2. Réparation par l'utilisation des tôles collées

Une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion ou de l'effort tranchant d'une structure en béton armé peut être compensée par une précontrainte additionnelle. Ainsi, les sections, soumises au départ à une sollicitation de flexion simple, sont amenées à supporter une sollicitation de flexion composée. C'est selon ce mode qu'il convient de les justifier, c'est-à-dire en suivant les règles du béton armé et non pas celles du béton précontraint.

L'attention est attirée sur le fait que lorsqu'un pont en béton armé est renforcé par précontrainte, celle-ci est totalement extérieure : il convient de la protéger efficacement vis-à-vis de chocs accidentels, des risques de vandalisme et parfois même du feu.

IV.2.2. Principes généraux pour les ponts en béton précontraint

IV.2.2.1. Considérations générales

La réparation ou le renforcement d'un pont en béton précontraint fait appel le plus souvent à l'adjonction de forces, plus rarement à l'ajout ou à la régénération de matière, comme la réinjection des conduits de précontrainte, 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 à la fois nécessaire et physiquement possible du fait :

- de vides importants ;
- d'armatures non enrobées, partiellement ou totalement ;
- d'armatures peu sensibles à la corrosion sous tension ;
- et, bien entendu, d'un accès possible aux zones à injecter.

Pour ce qui est de l'**ajout de béton**, ce qui a été dit à propos des ponts en béton armé reste à peu près valable pour les ponts en béton précontraint. On notera que la technique de reprise de bétonnage entre un béton ancien 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 [1].

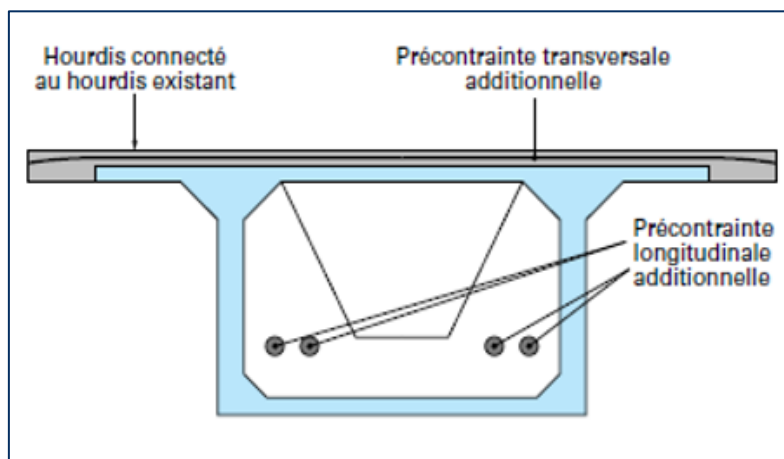


Figure IV.3. Elargissement de la dalle de couverture d'une poutre-caisson

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

- précontrainte additionnelle ;
- remplacement de la précontrainte ;
- dénivellations d'appuis (vérinage).

C'est la mise en œuvre d'une précontrainte longitudinale additionnelle qui est de règle dans la grande majorité des cas. Mais cette précontrainte longitudinale ne suffit pas toujours car il faut parfois procéder à des renforcements locaux : c'est le cas de la fissuration de poussée au vide et de la fissuration de diffusion à laquelle peut s'ajouter une fissuration d'effort tranchant. Des tôles collées ont été employées en renforcement local lors de certaines réparations.

IV.1.2.2 Précontrainte additionnelle

Cette technique consiste à mettre en œuvre une précontrainte (câbles, barres ou monotorons) dans un ouvrage pour en améliorer la résistance d'ensemble vis-à-vis de la flexion et/ou de l'effort tranchant.

Lorsqu'il s'agit de disposer une précontrainte additionnelle dans un ouvrage fissuré, les fissures, dans la mesure où leur ouverture est supérieure au seuil d'injectabilité (0,2 à 0,3 mm), doivent être injectées pour rétablir la continuité du matériau béton avant la mise en tension des armatures additionnelles, sinon la précontrainte passe par les « points durs » et ne rétablit pas correctement la continuité mécanique de la pièce.

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.

IV.1.2.3 Remplacement de la précontrainte

Dans certains cas, la précontrainte existante (longitudinale ou transversale) peut être remplacée :

- dans les ponts anciens, lorsque les armatures de précontrainte se trouvent placées dans des encoches remplies de mortier et accessibles ; il suffit de dégager les armatures, par exemple par hydrodémolition, pour pouvoir les couper et les remplacer (cette méthode est également utilisable pour mettre en place une précontrainte destinée au renforcement d'un hourdis) ;
- dans les hourdis, lorsque la précontrainte existante intérieure au béton est mal injectée et est fortement corrodée ; il est possible de la supprimer en détruisant les ancrages pour la remplacer par une précontrainte extérieure symétrique.



Figure IV.4. Remplacement des câbles de précontrainte

IV.1.2.4 Dénivellations d'appuis (vérinage)

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.

Par ailleurs, le vérinage est également utilisé pour le changement ou le réglage des appareils d'appui et la pesée des réactions d'appui. Il peut aussi permettre d'augmenter une hauteur libre devenue insuffisante sous un tablier.

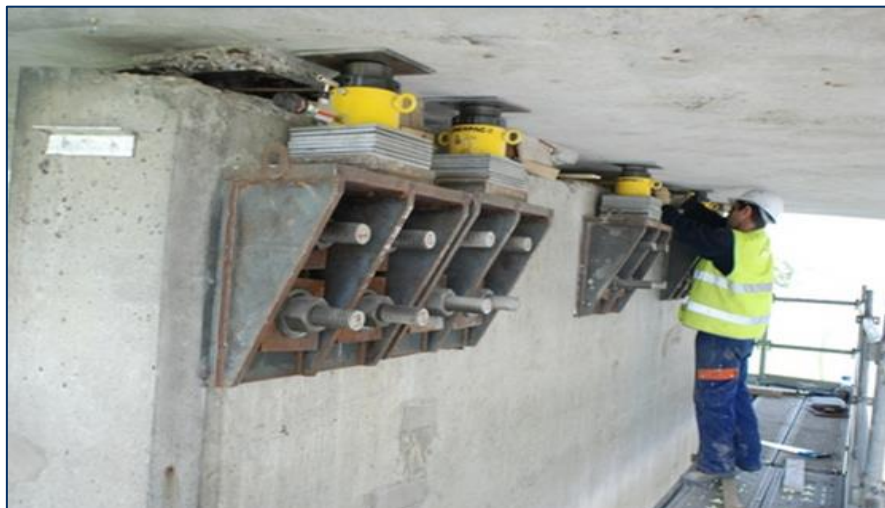


Figure IV.5. Vérinage du pont

IV.3. Méthodes de réparation et renforcement des ponts en béton

IV.3.1. Traitements de surface

Les principaux traitements de surface sont les ragréages et l'injection des fissures.

IV.3.1.1. Ragréages

Avant de procéder à un ragréage, il est nécessaire de préparer avec soin les surfaces à traiter afin de créer un support sain, propre, rugueux, de nature à favoriser une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise. Les techniques les plus courantes sont l'hydrodémolition, le décapage au marteau pneumatique ou, dans les cas extrêmes, au brise-béton. Elles sont toutes traumatisantes pour le support à des degrés divers et doivent donc être sélectionnées avec soin en fonction des objectifs recherchés.

Pour un décapage en surface, le sablage (à sec ou humide) ou la projection d'eau sous très haute pression sont des techniques qui permettent d'obtenir d'excellents supports. Le décapage thermique, le décapage chimique et le rabotage mécanique sont des techniques déconseillées en raison de leur brutalité.

En présence d'aciers apparents corrodés, il est indispensable de les décapier (par sablage ou grenailage), puis de leur conférer une nouvelle protection à l'aide de produits hydrauliques ou de résines organiques, voire de les remplacer dans les cas extrêmes. Il est essentiel de dégager les armatures non seulement sur leur face apparente mais sur tout leur pourtour de façon à

éliminer toute la partie dépassivée du béton. Il existe sur le marché une grande quantité de produits de ragréage qui peuvent être classés en trois catégories principales :

- les produits à base de liants hydrauliques, constitués par un mélange de sable, de ciment, de résines miscibles dans l'eau et, éventuellement de fibres ; ce sont les produits les plus utilisés ;
- les produits à base de résines de synthèse, constitués de sable (dans le cas de mortiers), de polymères organiques réactifs additionnés d'adjuvants spécifiques et, éventuellement, de charges minérales. Les produits les plus couramment utilisés sont ceux à base de résines époxydiques ou polyuréthanes ;
- les produits mixtes, qui sont des produits à base de ciment et de polymère organique réactif.

IV.3.1.2. Injection des fissures

Selon l'origine des contraintes de traction qui les ont provoquées, les fissures offrent un faciès et un tracé typiques. Très souvent, notamment dans le cas de la flexion, la fissuration comporte des fissures principales nettes et rectilignes sur lesquelles se greffent de nombreuses ramifications. De telles ramifications peuvent exister aussi au voisinage des armatures proches de la fissure principale : elles sont dues à l'effet d'entraînement des aciers dans la zone perturbée.

Les fissures sont caractérisées par :

- leur âge, qui peut conditionner leur injectabilité ;
- leur tracé, souvent révélateur de leur origine ;
- leur ouverture, mesurable à l'aide d'appareils spécialisés (fissuromètre, jauges d'épaisseur, etc.)
- leur profondeur, permettant de distinguer les fissures traversantes, aveugles ou de surface ;
- leur activité et/ou leur évolution, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives dont l'ouverture varie en fonction de facteurs extérieurs tels que température, charges, vibrations, hygrométrie etc. La variation de cette ouverture définit le souffle de la fissure.



Figure IV.6. Injection des fissures

L'injection des fissures précède généralement un autre système de réparation. Il peut s'agir de simplement les colmater pour empêcher la pénétration de tout corps étranger et, en particulier, de l'eau, ou d'introduire un matériau en complément d'un ajout de forces par précontrainte pour rétablir le monolithisme de la structure.

IV.3.1.2.1. Les produits pour injection

Deux grandes familles de produits existent, utilisables en traitement de surface comme en traitement dans la masse selon leur origine (minérale ou organique).

IV.3.1.2.1.1. Les produits minéraux

Ce sont des produits compatibles avec les milieux humides. Pendant la mise en œuvre sur le site, ils se présentent sous forme de solution ou de suspension aqueuse. Il s'agit principalement de coulis à base de ciments spéciaux, fabriqués à partir d'un clinker broyé très finement et adjuvés par l'incorporation de produits synthétiques qui leur confèrent une extrême souplesse en abaissant fortement leur module d'élasticité.

IV.3.1.2.1.2. Les produits organiques

Ce sont des produits synthétiques qui sont principalement des résines époxydiques, systèmes bicomposants thermodurcissables. Ces résines permettent d'atteindre tous les degrés de dureté.

Leur résistance aux rayons ultraviolets est remarquable, ce qui en fait d'excellents produits de pontage.

IV.3.1.2.2. Les critères de choix

Les critères de choix des produits sont essentiellement liés aux objectifs visés et au milieu ambiant. Les plus importants sont :

- la compatibilité avec l'environnement ;
- la durée pratique d'utilisation (DPU), période de stabilité du produit dans sa phase d'application. La DPU permet de choisir un produit en fonction du temps d'application souhaité ;
- la viscosité, grandeur variable avec la température, qui caractérise la capacité d'un liquide à s'écouler ;
- l'injectabilité, notion complexe dans laquelle interviennent la viscosité, mais aussi les phénomènes de tension capillaire, de pouvoir mouillant, de porosité absorbante, de frottements, etc. L'essai d'injectabilité consiste à réaliser une véritable injection, sous pression constante (75 kPa), d'une colonne verticale transparente, remplie d'un sable siliceux calibré. On exprime l'injectabilité par le temps nécessaire au produit pour atteindre différents niveaux dans la colonne de sable.

IV.3.2. Protection du béton

Lorsque l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut aussi être appliquée à un mortier fraîchement déposé, vis-à-vis des agressions atmosphériques, des fondants, de l'eau de mer, des attaques chimiques ou bactériologiques ou, tout simplement, vis-à-vis de la pénétration de l'eau, afin d'assurer une plus grande durabilité de la réparation. On distingue :

- les hydrofuges de surface ;
- les minéralisateurs ;
- les peintures ;
- les revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère ;
- les revêtements plastiques épais ;

IV.3.2.1. Hydrofuges de surface

Les hydrofuges de surface, encore appelés produits d'imprégnation, sont destinés à rendre la surface du béton imperméable à l'eau tout en assurant une perméabilité à la vapeur d'eau. Il s'agit principalement de silicones en solution aqueuse que l'on peut appliquer sur une surface légèrement humide. Il présente la propriété d'avoir un effet répulsif envers l'eau par modification de sa tension superficielle à la surface du matériau. Leur durée de vie est de l'ordre de quelques années, ce qui signifie que ce type de traitement doit être renouvelé régulièrement pour conserver son efficacité.

IV.3.2.2. Minéralisateurs

Les minéralisateurs sont des produits qui contiennent des atomes de silicium capables de réagir avec le calcium contenu dans la chaux du ciment pour donner des microcristaux de C-S-H, dans le cadre d'une réaction de type pouzzolanique. Ce sont des produits d'imprégnation qui pénètrent dans les pores et créent une sorte de « minéralisation du support ». Les plus couramment utilisés sont les silicates alcalins qui sont parfois associés à des molécules organiques. Leur efficacité et leur durabilité sont semblables à celles des hydrofuges de surface.

IV.3.2.3. Peintures

Les principales familles de peintures utilisées en génie civil sont :

- les copolymères acryliques ou vinyliques en émulsion aqueuse ;
- les copolymères acryliques en phase solvant ;
- les résines époxydiques ;
- les résines polyuréthanes
- les ciments-latex bicomposants.

Même si elles assurent une légère protection, les peintures ont essentiellement un rôle esthétique. Du point de vue des garanties, les systèmes actuels de peintures permettent d'obtenir une durabilité de 8 ans vis-à-vis des décollements, pelages et cloquages, et de 3 à 5 ans vis-à-vis de l'aspect.

IV.3.2.4. Choix des produits de protection

Le tableau 01 résume les principales caractéristiques des cinq grandes familles de produits qui viennent d'être citées [1].

Tableau IV.1. Comparaison des caractéristiques générales des produits de protection

Caractéristiques	Hydrofuges de surface	Minéralisateurs	Peintures
Étanchéité	0	0	0
Imperméabilisation	++	++	++
Compatibilité avec la fissuration à venir	0	0	+
Durabilité	+	+	++
Régularité de teinte	0	0	+++
Aptitude à couvrir les irrégularités de parement	0	0	+
Aptitude à couvrir le faïençage	0	0	+
(1) +++ très satisfaisant ++ satisfaisant + passable 0 mauvais comportement ou n'apporte rien.			

IV.3.3. Ajout de forces ou de déformations

IV.3.3.1. Généralités

La précontrainte permet d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définis, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est qualifiée d'additionnelle lorsqu'on l'applique à des ouvrages existants pour augmenter leur capacité portante ou prolonger leur durée d'exploitation.

La précontrainte additionnelle est, en général, extérieure. Ce n'est que pour des précontraintes très courtes (étriers actifs) ou pour des précontraintes prévues dès le projet pour être mises en place dans des réservations spécifiques que la précontrainte additionnelle peut être placée à l'intérieur même du béton. En règle générale, son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures.

IV.3.3.1. Renforcement des ouvrages en flexion

La plupart des renforcements par précontrainte de tabliers de ponts visent à augmenter leur résistance en flexion. Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal.

Un câblage rectiligne est facile à mettre en œuvre et les pertes d'effort par frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrage (donc très faibles). Il n'est véritablement efficace que dans le cas d'un tablier de hauteur variable puisqu'il bénéficie de l'effet d'arc dû à la courbure de la fibre moyenne. Il est nettement moins efficace dans un tablier de hauteur constante lorsqu'il s'agit de renforcer la résistance en flexion à la fois sur appuis et en travée.

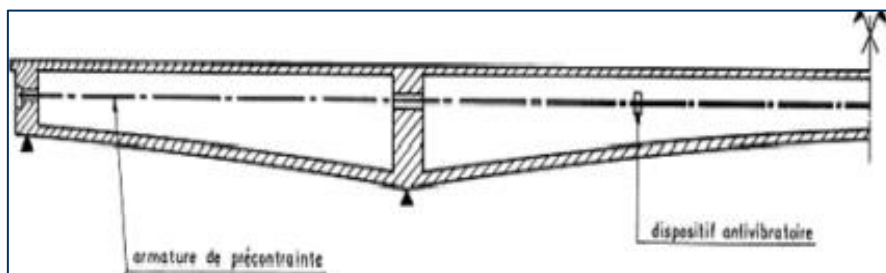


Figure IV.7. Tracé rectiligne de la précontrainte [1]

Un tracé polygonal permet de mieux optimiser l'efficacité de la précontrainte tant vis-à-vis de la flexion que vis-à-vis de l'effort tranchant, les pertes par frottement restent modérées.

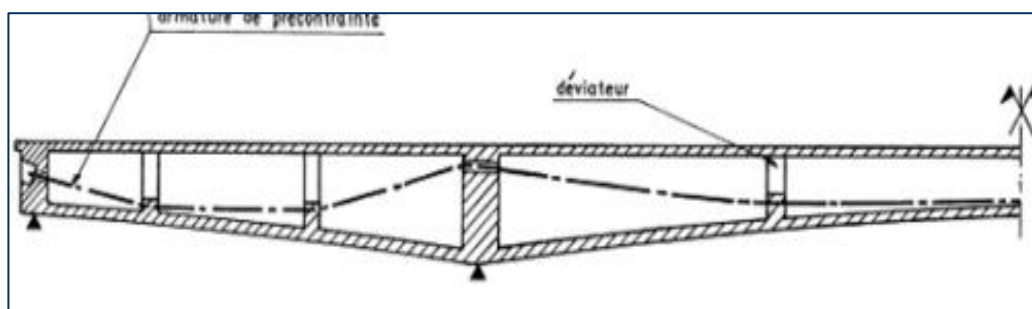


Figure IV.8. Tracé polygonale de la précontrainte [1]

IV.3.3.1.1. Ancrage des câbles

L'ancrage des câbles se fait soit directement sur les entretoises existantes (d'extrémité et intermédiaires) si elles sont suffisamment résistantes et si elles offrent des conditions d'accès correctes, soit sur des éléments rapportés [1].

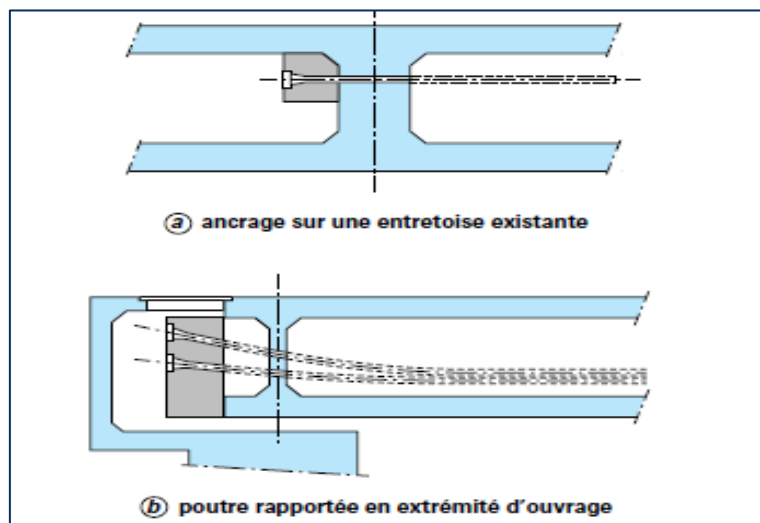


Figure IV.9. Ancrage des câbles

Il n'est pas toujours nécessaire, ni même possible, de prolonger les câbles de renfort jusqu'à une extrémité de l'ouvrage : on les ancre alors en partie courante en confectionnant des pièces spéciales : pièces rapportées s'appuyant sur une entretoise intermédiaire, «bossages » solidarisés aux âmes de la structure, entretoises nouvelles.

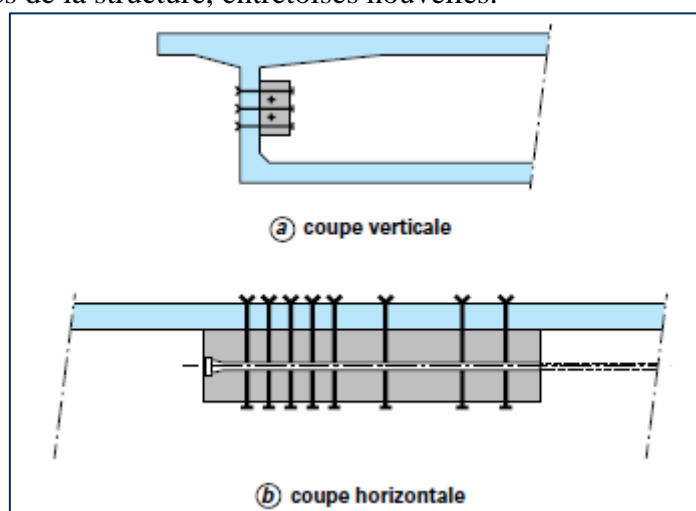


Figure IV.10. Bossage cloué sur une âme

Dans tous les cas, l'effort de précontrainte se trouve excentré par rapport à l'élément de structure qui le reçoit, et il convient de s'assurer que la structure existante est apte à supporter un tel effort excentré.

IV.3.3.1.2. Déviation et maintien des câbles

Pour dévier un câble dans une entretoise existante on scelle un tube cintré (métallique ou en matériau synthétique) dans un trou foré dans l'entretoise [1].

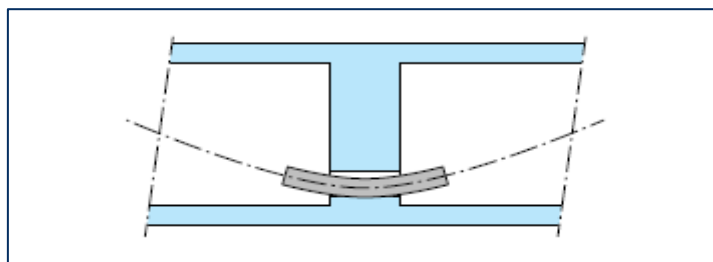


Figure IV.11. Déviateur dans une entretoise existante

Lorsqu'il est nécessaire de dévier l'armature en dehors des zones où l'on trouve des entretoises et lorsque les efforts à reprendre sont importants, il n'y a guère d'autre solution que de confectionner une nouvelle entretoise.

Dans la partie courante du tracé, les câbles doivent être maintenus pour éviter leur mise en résonance sous l'effet des vibrations induites par le trafic. On les fixe donc, par exemple à l'aide d'étriers métalliques, à des intervalles de l'ordre d'une quinzaine de mètres.

IV.3.3.2. Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant

Comme on l'a dit précédemment, un câblage au tracé polygonal permet souvent de traiter simultanément les insuffisances de résistance à la flexion et à l'effort tranchant d'un tablier de pont : en jouant, dans une certaine mesure, sur l'inclinaison des câbles au voisinage des appuis intermédiaires, et donc sur l'emplacement des points de déviation, il est souvent possible d'optimiser le tracé des câbles de précontrainte. En général, les angles de déviation sont de l'ordre de 10° à 15° .

Lorsque le problème majeur est celui de la résistance à l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible ou suffisante pour le traiter, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, généralement verticaux et constitués de fils, de barres ou de monotorons.

La figure suivante montre deux dispositions possibles, étant entendu que la première suppose l'absence de conduits dans l'âme.

En tout état de cause, le renforcement par étriers actifs est une opération délicate, qui exige une analyse fine des contraintes.

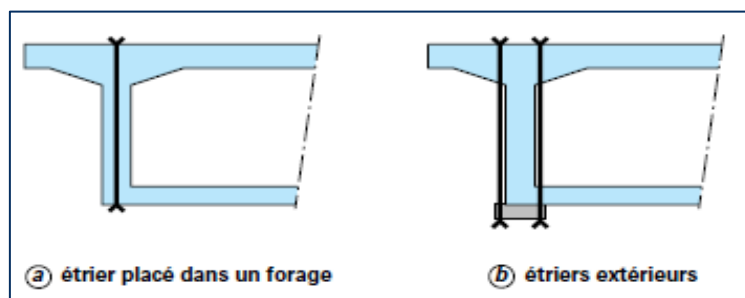


Figure IV.12. Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant

IV.3.3.2.1. Poussées au vide

Les **poussées au vide** dues à la courbure des câbles de précontrainte peuvent donner lieu à des désordres plus ou moins locaux.

Les désordres locaux sont généralement dus à un tracé de câble maladroit (souvent gauche dans l'espace) dans une zone de faible enrobage. À la mise en tension, l'armature tend à prendre un tracé rectiligne et fait localement éclater le béton. La réparation d'un tel désordre consiste simplement, après remise en place correcte de l'armature, à bétonner une surépaisseur locale de béton renforcée par un ferrailage d'acier doux. En général, il n'est pas nécessaire de détendre le câble sauf si la zone touchée est trop importante.

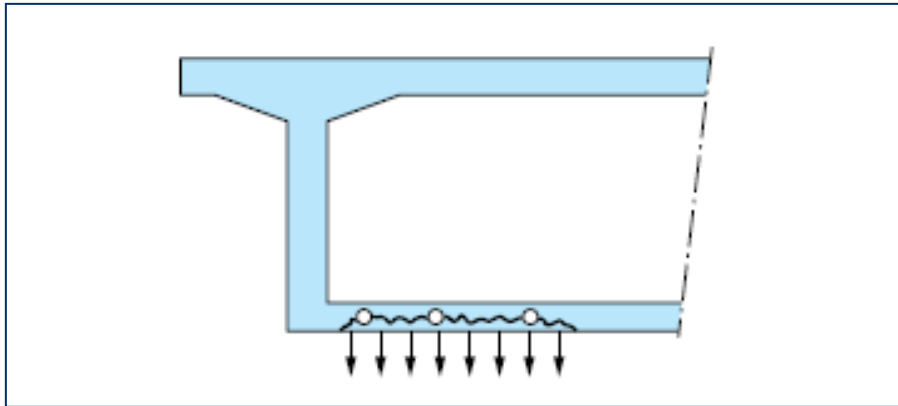


Figure IV.13. Effet de la poussée au vide

Plusieurs autres solutions de renforcement sont envisageables qui peuvent être adoptées individuellement ou combinées entre elles.

Si seul le hourdis est concerné, une précontrainte additionnelle transversale, enserrant le hourdis, peut être suffisante. Elle peut être combinée avec des étriers actifs lorsque c'est nécessaire.

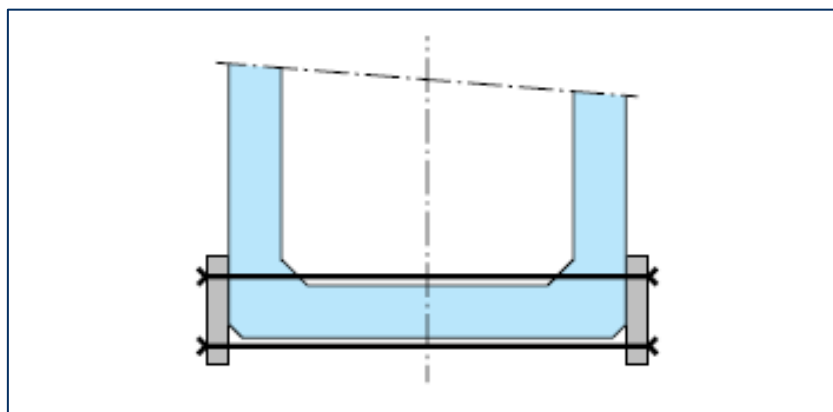


Figure IV.14. Précontrainte transversale

Si les âmes sont également fissurées, la solution possible c'est le renfort local, tels que des goussets solidarisés par étriers passifs, eux-mêmes associés ou non à une précontrainte complémentaire.

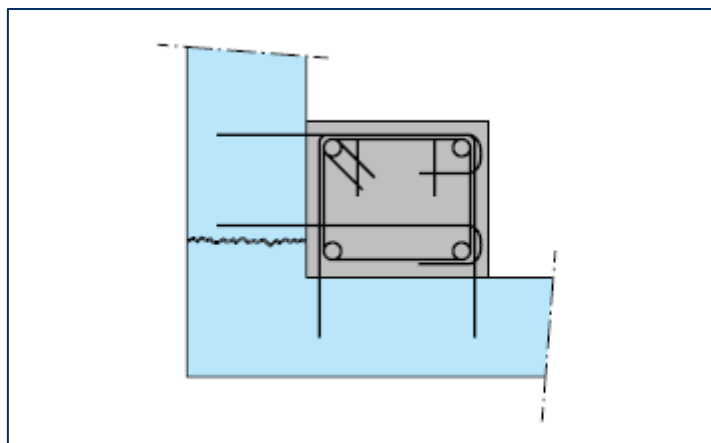


Figure IV.15. Gousset de renfort

IV.3.4. Ajout de matière

IV.3.4.1. Béton Projeté

Il existe deux techniques principales de projection du béton, procédé par voie sèche ou procédé par voie humide, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires [7]

IV.3.4.1.1. Procédé par voie humide

Le procédé par voie humide implique qu'un béton ou un mortier soit pompé de façon conventionnelle dans un boyau et projeté à haute vitesse contre une surface réceptrice en utilisant de l'air comprimé ajouté à la lance.

Le procédé par voie humide est surtout utilisé lorsque les volumes à produire sont importants. Le contrôle de la qualité est plus simple avec ce procédé, puisqu'en utilisant un béton conventionnel, le dosage des constituants du mélange est connu.

IV.3.4.1.2. Procédé par voie sèche

Le procédé par voie sèche est le plus utilisé pour les réparations. Les matériaux secs, c'est-à-dire le ciment et les granulats, sont incorporés directement dans une canalisation, où ils sont transportés par l'air comprimé jusqu'à la lance. L'eau sous pression est introduite dans le mélange à la lance par l'entremise d'une bague perforée, cette bague permet le mélange de l'eau avec les matériaux.

Le malaxage de l'eau et des matériaux secs se produit dans la lance et au contact de la surface. La Figure qui suit présente l'appareillage nécessaire à l'application de béton projeté par voie sèche.

Le procédé par voie sèche a l'avantage de pouvoir être arrêté et reparti à tout moment durant les travaux. En effet, comme le contact du ciment et de l'eau ne se fait qu'à la lance, il n'y a aucune prise possible dans l'appareillage si la production du béton est interrompue.

Des résistances élevées peuvent être facilement obtenues avec ce procédé puisqu'il permet d'atteindre de faibles rapports eau/liant. Le désavantage du procédé sec est que le dosage de l'eau dans le mélange se fait directement à la lance, par le lancier, ce qui complique le contrôle de la qualité.

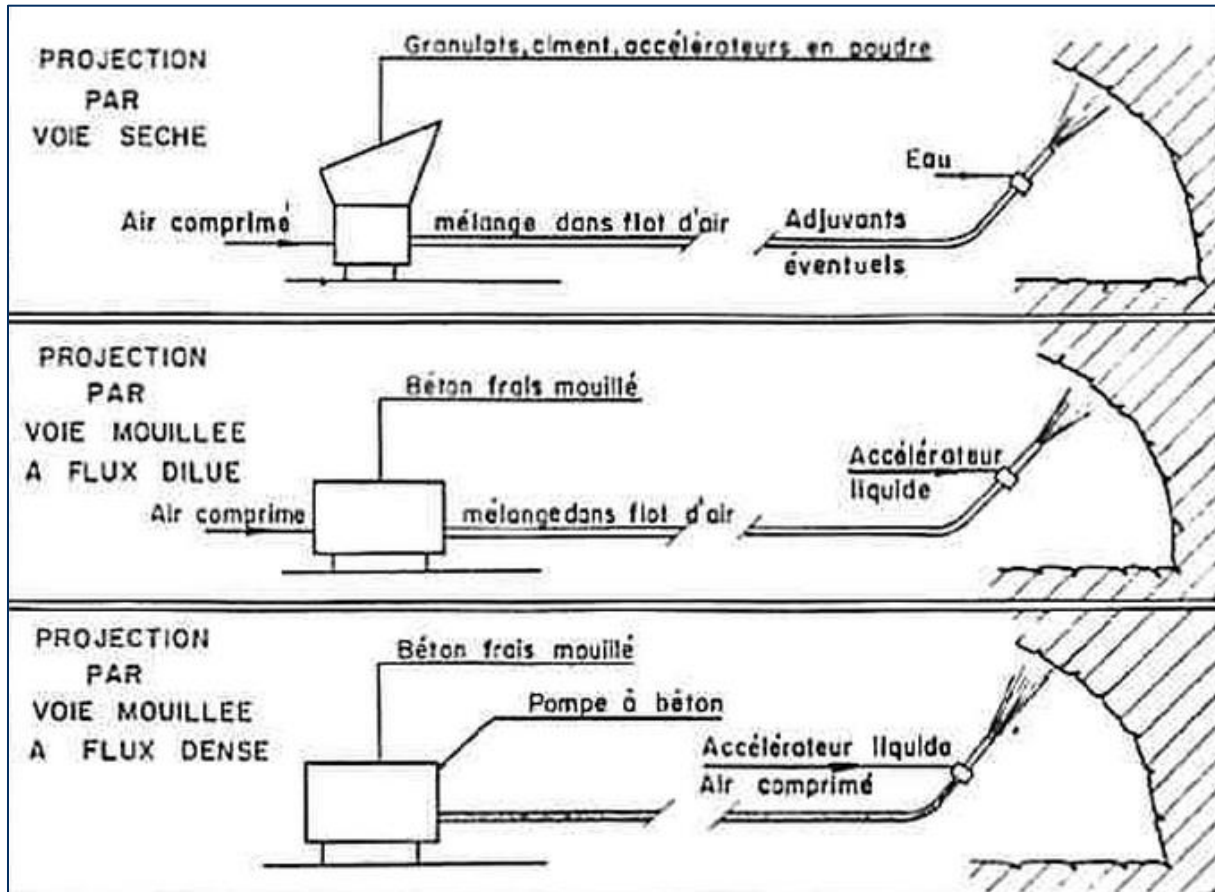


Figure IV.16. Différentes techniques de projection de béton

IV.4. Conclusion

Les méthodes et techniques de réparations sont très élaborées et de plus en plus variées, leur utilisation demande un savoir-faire et une maîtrise sans failles des moyens de plus en plus sophistiqués.

Le choix d'une technique de réparation est fonction de sa faisabilité, des délais nécessaires, des coûts directs (démolition, réparation et travaux provisoires) et des coûts indirects (déviations de la circulation, incidence, ...etc.).



CONCLUSION GENERALE

Un ouvrage d'art peut se dégrader sous l'influence des causes liées à sa qualité d'origine ou à des sollicitations d'exploitation ou d'environnement. Pour permettre une longévité de vie pour les ponts, il y a lieu de prévoir une consolidation ou réparation adéquates. Mais il est important, pour que la réparation soit de qualité, de connaître toutes les causes et les types de pathologies apparentes ou cachées affectant ces ouvrages.

La surveillance de l'état des ponts est déterminante pour l'entretien et la sécurité des usagers, elle doit donc avoir un caractère systématique. Elle a pour objet de s'assurer que chaque ouvrage est dans un état conforme à ce pour quoi il a été construit et offre aux personnes qui l'empruntent, des conditions de sécurité satisfaisantes. La surveillance des ouvrages d'art passe par des contrôles et des examens permettant de suivre son état afin de réaliser en temps utile les opérations d'entretien et, le cas échéant, de déclencher les mesures de sécurité nécessaires.

Le choix de la stratégie de réparation ou de renforcement la plus adéquate, est fonction du type de dégradation, ainsi que des moyens pouvant être mis en œuvre par l'entreprise afin de mener à bien les opérations de réhabilitation.

Enfin, ce mémoire de Master m'a permis d'enrichir mes connaissances acquises pendant mes trois années à l'Ecole Nationale Polytechnique, c'est une très bonne expérience en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquise



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] CALGARO, Jean-Armand, LACROIX, Roger. *Projet de renforcement ou de réparation d'un pont* – Technique de l'Ingénieur. Editions EYROLLES. 20p.
- [2] CALGARO, Jean-Armand, LACROIX, Roger. *Pathologie et évaluation des ponts existants* – Technique de l'Ingénieur. Editions EYROLLES. 30p.
- [3] SIA 169 (Société des ingénieurs et des architectes), 1997. Conservation des ouvrages.
- [4] HEINZ, Kneubühler. *Technique d'auscultation des ouvrages de génie civil*.1991. 192p.
- [5] BREYSSE, ABRAHAM, *Méthodologie D'évaluation Non Destructive De L'état D'altération Des Ouvrages En Béton* - Presses de l'École Nationales des Ponts et Chaussées Paris, 555 p. 2005. ISBN 2-85978-405-5.
- [6] SIDNEY.M, *Dégradation, entretien et réparation des ouvrages du génie civil*, Edition EYROLLES, 1969, 439 p.
- [7] HAMPLAOUI Salime, Thèse de Magistère – *Maintenance, entretien et réparation des ponts*, Université Mohamed Khider BISKRA – 2012, 162p.