

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:.....

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Magister

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Modélisation des Matériaux et Structures**

Thème

**ETUDE DE L'EFFET DE LA CORROSION DES
ARMATURES SUR LA DURABILITE DES OUVRAGES EN
BETON ARME**

Présenté par : **Tarek DJEDID**

Soutenu le : 05/04/2012 devant le jury composé de

Président :	MELLAS Mekki	Professeur	Université de Biskra
Rapporteur :	GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Université de Biskra
Examineurs :	MEZGHICHE Bouzidi	Maître de conférences	Université de Biskra
	ZATAR Abdallah	Maître de conférences	Université de Biskra

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu tout puissant pour tout ce qu'il m'a donné afin que je puisse terminer ce travail.

Tout d'abord, je tiens à remercier vivement et très fort mon promoteur M. Abdelhamid GUETTALA, professeur à l'Université de Biskra pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de diriger ce travail, je le remercie infiniment pour son aide, pour ses conseils judicieux et ses orientations, afin que je puisse mener ce travail à terme.

Je remercie chaleureusement M. Mekki MELLAS, Maître de conférences, à l'Université de Biskra qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude.

J'exprime mes plus sincères remerciements à Mrs. Bouzidi MEZGHICHE et Abdellah ZATAR, Maîtres de conférences, à l'Université de Biskra, pour leur intérêt qu'ils portent à ce travail en acceptant de le juger.

A tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation.

Mes remerciements s'adressent également à M. Bachir GABOUSSA et M. Mebrouk GHADI, ingénieurs de CTC Sud Centre d'El oued, pour tous les renseignements qu'ils ont pu nous fournir et leur soutien.

Je tiens à remercier profondément M. Salem DOUDI, responsable de l'Algérienne des eaux Centre d'El oued pour son aide tout au long de mon travail.

Enfin, je dédie ce modeste travail à ma famille et plus particulièrement mes parents, ma femme qui m'a soutenu et encouragé.

RESUMÉ

La corrosion des armatures du béton armé est une des pathologies qui altèrent les performances des structures. La corrosion peut être provoquée par les sels de déverglaçage dans les zones soumises au gel et/ou aux embruns marins. La carbonatation constitue une autre source de dégradation. Les conséquences de cette corrosion sont la modification du comportement de l'acier et la dégradation de l'interface acier béton, qui ont favorisé la structure à endommager. Ce type d'endommagement est responsable des coûts financiers énormes dépensés chaque année dans la réparation des structures détériorées à travers le monde.

Dans le cadre de ce travail nous avons élaboré un état de lieu de quelques ouvrages corrodés dans la région d'El Oued (Sud Est de l'Algérie), cette étude est réalisée premièrement après une synthèse bibliographique qui porte essentiellement sur le phénomène de la corrosion dans les ouvrages en béton armé et son diagnostic, deuxièmement on a expliqué les méthodes de réparation et de prévention pour rendre l'ouvrage capable de fonctionner.

Nos efforts sont orientés vers une étude analytique qui comporte l'ancienne polyclinique de Djamâa et deux châteaux d'eau en plein centre ville d'El Oued, donc on a passé par les étapes suivantes :

- Recherche approfondie des causes probables des désordres constatés.
- Mécanisme de dégradation par le principal agent agressif.
- Solution technique de réparation et de prévention.

D'une autre part on a expliqué d'une façon suffisante les principaux facteurs qui influent sur la durabilité vis-à-vis de la corrosion, sans oublier l'existence d'autres facteurs qui participent d'une façon ou d'une autre dans le phénomène de la corrosion.

On peut conclure qu'il s'agit de nombreuses causes de dégradation que subit cette région, on cite par exemple l'agressivité du milieu environnant (sol et eaux souterraines), la qualité et les propriétés de la composition du béton, ... etc. après ce diagnostic qui est basé sur une inspection visuelle, nous avons proposé une simple méthode de réparation qui consiste à un chemisage ou l'utilisation d'un mortier de réparation suivant le cas rencontré afin de remplacer le béton décollé. Notre réparation consiste aussi à employer des revêtements pour protéger le béton et des couches d'imprégnation préventives dans le but d'éviter d'autres cellules de corrosion.

Mots clés : Ouvrages en béton armé, diagnostic, dégradation, corrosion, réparation, renforcement.

ABSTRACT

The rebar corrosion in reinforced concrete is one of the most extensive pathologies affecting the performance of concrete structures. Chloride-induced rebar corrosion damage results mainly from the use of deicing salts in cold climates and/or exposure to marine environments. Carbonation damage is a further important degradation mechanism. The internal consequences of corrosion are the modification of the steel behavior and degradation of the steel–concrete bond, which supported the damaged structure. This type of damage is responsible for the huge financial costs spent each year in the repair of the deteriorated structures all over the world.

As part of this work we developed a state of corroded instead of the few works in the region of El oued (South East of Algeria), this study first made after a literature review that focuses on the phenomenon of corrosion in reinforced concrete structures and its diagnosis. Secondly, we explained methods of repair and prevention to make the structure able to function.

Our efforts directed towards an analytical study which comprises the old polyclinic of Djamâa and two water towers in the city center of el-oued, where we spent the following steps:

- A thorough search into the probable causes of disorders noted.
- Mechanism of degradation by the principal aggressive officer.
- Technical solution of repair and prevention.

On the other hand we have a sufficiently explained the main factors influencing the durability vis-à-vis the corrosion, not to mention the existence of other factors involved in one way or another in the phenomenon of corrosion

One can conclude that they are the many causes of degradation which they underwent this region, are cited for example the aggressiveness of the surrounding environment (soil and groundwater), the quality and properties of the composition of concrete, ... etc. after this true diagnosis which bases on a visual inspection, we proposed a simple method of repair which consists of a lining or the use of a patching mortar according to the case encountered in order to replace the separated concrete. Our repair also insists to employ coatings to protect the concrete and preventive impregnation coats in order to avoid further corrosion cells.

Key words: reinforced concrete, Diagnosis, Degradation, corrosion, repair, reinforcement.

ملخص المذكرة

إن الصدأ الحاصل في قضبان الخرسانة المسلحة هو إحدى الأمراض التي تؤثر على أداء الهياكل. هذا الصدأ قد ينتج من جراثيم وتواجد أملاح الكلور في المناطق الخاضعة للتجمد و / أو رذاذ البحر. غاز ثاني أكسيد الكربون يعتبر مصدر آخر للتدهور. النتائج المترتبة على هذا الصدأ هو تغيير سلوك الفولاذ وانهييار موضع التقاء الفولاذ بالخرسانة وهما العاملان اللذين يحفزان على إلحاق الضرر بالخرسانة. هذا النوع من الضرر هو المسؤول عن التكاليف المالية الهائلة التي تتفق سنويا في إصلاح هياكل تدهورت في جميع أنحاء العالم.

في إطار هذا العمل قمنا بانجاز دراسة وضعية بعض المنشآت التي تعرضت للصدأ في منطقة الوادي (الجنوب الشرقي للجزائر). هذه الدراسة أنجزت أولا بعد بحث مكتبي انصب أساسا حول ظاهرة الصدأ في المنشآت الخرسانية المسلحة و سبل تشخيصها ، وكذا قمنا بشرح طرق الإصلاح والوقاية من أجل إعادة المنشأ قابلا للتشغيل.

تم توجيه جهودنا نحو دراسة تحليلية تضمنت العيادة القديمة المتعددة الخدمات لمدينة جامعة وهران للمياه في وسط مدينة الوادي، حيث مررنا بالخطوات التالية:

* بحث دقيق عن الأسباب المحتملة للأضرار المسجلة

* آلية الانهيار بواسطة العامل العدائي الرئيسي

* الحل التقني للإصلاح والوقاية

من جهة أخرى قمنا بشرح و بشكل كافي أهم العوامل التي تؤثر على ديمومة الخرسانة من وجهة نظر الصدأ، بدون ما ننسى وجود عوامل أخرى تساهم بشكل أو بآخر في هذه ظاهرة.

نستطيع أن نستنتج أن هناك عدة أسباب للانهيار واللائي تعرضت لهم هذه المنطقة. نذكر على سبيل المثال عدائية الوسط المحيط (الأرضية و المياه الجوفية)، نوعية وخصائص تركيبة الخرسانة... الخ. بعد هذا التشخيص الحقيقي والذي يركز على الفحص البصري ، اقترحنا طريقة بسيطة للإصلاح و التي تتكون من تلبس خرساني أو استعمال ميلاط إصلاح و ذلك حسب الحالة الملاحظة لكي يتم استبدال الخرسانة المنفكة. طريقة إصلاحنا تصر أيضا على استخدام الطلاء لحماية الخرسانة وطبقات تشريب وقائية من أجل تجنب المزيد من خلايا الصدأ

الكلمات المفتاحية : منشآت خرسانية مسلحة ، التشخيص ، التدهور ، الصدأ ، الإصلاح ، التقوية.

Table des matières

Introduction Générale	1
PARTIE A : Recherche bibliographique	
CHAPITRE I : Aperçu général sur la corrosion dans le béton et son diagnostic	
I.1. Notion de thermodynamique électrochimique.....	3
I.1.1. Processus de corrosion.....	3
I.1.2. Loi de Nernst.....	5
I.1.3. Diagramme de pourbaix.....	6
I.2. La corrosion de l'acier dans le béton.....	8
I.2.1. Différents types de corrosion.....	8
I.2.2. Principales causes de corrosion.....	8
I.2.2.1. Rôle du béton.....	8
I.2.2.2. Etat de l'acier dans le béton.....	9
I.2.2.3. Dépassivation par carbonatation du béton.....	9
I.2.2.4. Dépassivation par l'attaque des chlorures.....	11
I.2.2.4.1. Concentration seuil.....	11
I.2.2.5. Amorçage et propagation de la corrosion.....	13
I.2.2.5.1. Corrosion généralisée.....	15
I.2.2.5.2. Corrosion localisée par piqûres.....	16
I.2.3. Produits de corrosion.....	16
I.2.4. Influence de la qualité de l'interface acier / béton.....	18
I.2.5. Facteurs influents sur la corrosion des armatures du béton.....	18
I.2.5.1. La température.....	19
I.2.5.2. Résistivité du béton(Porosité).....	19
I.2.5.3. La concentration en chlorures.....	20
I.2.5.4. Nature et composition de l'acier.....	21
I.3. Caractérisation, Diagnostic.....	22
I.3.1. Introduction. Objectifs du diagnostic.....	22
I.3.1.1. Place du diagnostic.....	22
I.3.1.2. Cas particulier de la corrosion des armatures.....	22
I.3.1.3. Objectifs du diagnostic de corrosion.....	23
I.3.1.4. Procédure à suivre.....	23
I.3.2. Visite préliminaire.....	24
I.3.3. Inspection détaillée.....	25
I.3.3.1. Préparation de l'inspection.....	25
I.3.3.2. Inspection.....	25
I.3.4. Investigations in situ.....	25
I.3.4.1. Méthodes de mesure de la corrosion des armatures dans le béton.....	26
I.3.4.1.1. Généralités.....	26
I.3.4.1.2. Méthode magnétique.....	26
I.3.4.1.2.1. Principe de la méthode magnétique.....	26
I.3.4.1.2.2. Exploitation des résultats.....	27
I.3.4.1.3. Méthode électromagnétique(Radar).....	28

I.3.4.1.3.1. Principe général de la technique radar et notions sur les propriétés électromagnétiques d'un milieu à pertes.....	28
I.3.4.1.3.2. Sensibilité de technique radar vis à vis de la teneur en eau.....	30
I.3.4.1.3.3. Sensibilité du technique radar vis à vis des chlorures.....	31
I.3.4.1.3.4. Applications sur ouvrages.....	31
I.3.4.1.4. La Thermographie infrarouge.....	32
I.3.4.1.4.1. La méthode.....	32
I.3.4.1.4.2. Les grandeurs mesurées.....	33
I.3.4.1.4.3. Présence et détection d'une anomalie.....	33
I.3.4.1.4.4. Application de la méthode in situ.....	34
I.3.4.1.4.5. Protocole d'auscultation et paramètres.....	34
I.3.4.1.4.6. Résultats et interprétations.....	34
I.3.4.1.5. Les méthodes nucléaires.....	37
I.3.4.1.5.1. La radiographie.....	37
I.3.4.1.5.1.1. Principes de base.....	37
I.3.4.1.5.1.2. Applications de la radiographie à rayons X.....	38
I.3.4.1.5.1.3. Applications de la radiographie gamma.....	39
I.3.4.1.5.2. La radiométrie.....	39
I.3.4.1.6. Les méthodes mécaniques.....	40
I.3.4.1.6.1. la méthode MSR Impact-écho.....	40
I.3.4.1.6.1.1. Principes de base.....	41
I.3.4.1.6.1.2. Analyse des données.....	41
I.3.4.1.6.1.3. Le temps de contact.....	42
I.3.4.1.6.2. Les méthodes par ultrasons.....	44
I.3.4.1.6.2.1. Instrumentation.....	45
I.3.4.1.6.3. L'émission acoustique.....	45
I.3.4.1.6.3.1. Acquisition.....	46
I.3.4.1.6.3.1.1. Chaîne d'acquisition.....	46
I.3.4.1.6.3.1.2. Paramètres acoustiques.....	47
I.3.4.1.6.3.2. Les applications actuelles de l'émission acoustique en Génie Civil.....	49
I.3.4.1.6.3.2.1. Cas particulier d'utilisation de l'émission acoustique pour la corrosion des armatures....	49
I.3.4.1.7. Inspection visuelle (Marteau et Carottage).....	51
I.3.4.1.8. Méthode électrochimique.....	51
I.3.4.1.8.1. Mesure du potentiel de corrosion.....	51
I.3.4.1.8.1.1. Exemple d'auscultation d'une dalle en béton armé.....	54
I.3.4.1.8.2. Mesure de la résistivité électrique du béton.....	54
I.3.4.1.8.2.1. Résistivité du béton de surface.....	54
I.3.4.1.8.2.1.1. Exemple d'auscultation d'une dalle en béton armé.....	55
I.3.4.1.8.2.2. Résistivité du béton d'enrobage.....	55
I.3.4.1.8.3. Mesure de résistance de polarisation.....	56
I.3.5. Rapport de diagnostic.....	57

CHAPITRE II : Les méthodes de réparation et de prévention

II.1. Méthodes de réparation.....	59
II.1.1. Introduction.....	59
II.1.2. Réparation traditionnelle.....	60
II.1.3. Revêtements en surface du béton(Imprégnations).....	60
II.1.4. Inhibiteurs de corrosion.....	61

II.1.5. Béton projeté.....	64
II.1.6. Traitements électrochimiques.....	65
II.1.6.1. Traitement de protection cathodique.....	65
II.1.6.1.1. Principe de la protection cathodique.....	65
II.1.6.1.2. Développement de la technique.....	65
II.1.6.1.3. Application de protection cathodique.....	67
II.1.6.1.3.1. Protection cathodique par courant imposé.....	67
II.1.6.1.3.2. Protection cathodique par anode sacrificielle (courant galvanique).....	68
II.1.6.1.4. Les types d'anode.....	69
II.1.6.1.5. Effet de la protection cathodique sur la teneur critique en ions chlore..	71
II.1.6.1.5.1. Initiation de la corrosion et sa prévention.....	71
II.1.6.1.5.2. Propagation de la corrosion et son contrôle.....	72
II.1.6.1.6. Conditions de fonctionnement de la protection cathodique.....	73
II.1.6.1.6.1. Potentiel.....	73
II.1.6.1.6.2. Courant.....	74
II.1.6.2. Extraction électrochimique des ions chlores.....	74
II.1.6.2.1. Généralités.....	74
II.1.6.2.2. Principe d'extraction électrochimique des ions chlores.....	75
II.1.6.2.3. Efficacité d'extraction des ions chlore.....	76
II.1.6.3. Ré-alkalinisation du béton carbonaté.....	76
II.1.6.4. Effets secondaires des techniques électrochimiques.....	77
II.1.6.4.1. Production d'hydrogène sur la surface d'acier.....	77
II.1.6.4.2. Diminution de l'adhérence acier-béton.....	78
II.1.6.4.3. Initiation et accélération de réaction alcali-silice.....	78
II.2. Prévention des armatures dans le béton.....	81
II.2.1. Introduction.....	81
II.2.2. Mesures préventives.....	81
II.2.2.1. Armatures résistantes à la corrosion.....	81
II.2.2.1.1. Les armatures en acier inoxydable.....	81
II.2.2.1.2. Acier microcomposite.....	82
II.2.2.2. Revêtement des armatures.....	82
II.2.2.2.1. Barres recouvertes d'époxy.....	82
II.2.2.2.2. Revêtements de l'acier (galvanisation).....	84
II.2.2.3. Faible perméabilité / Diffusivité du béton.....	85
II.3. Démarche à suivre pour réhabiliter un ouvrage en béton armé dont les armatures sont corrodées.....	85
II.3.1. Le diagnostic.....	85
II.3.2. Les exigences et les contraintes.....	86
II.3.3. L'étude technico-économique.....	86
II.3.4. La mise au point du marché de réparation.....	86

PARTIE : B

Chapitre III : Cas d'étude

III.1 Synthèse sur quelques travaux effectués au niveau de département de génie civil et d'hydraulique de Biskra.....	88
III.2 Introduction.....	90
III.3 Partie I : Réhabilitation d'un bâtiment (l'immeuble de l'ancienne polyclinique à Djamâa)	
III.3.1. Résumé.....	91
III.3.2. Introduction.....	91
III.3.3. Description de l'ouvrage.....	92

III.3.4. Désordres constatés.....	93
III.3.5. Analyse de désordres observés sur les éléments structuraux.....	94
III.3.5.1. Amorces poteaux.....	94
III.3.5.2. Poutres.....	94
III.3.5.3. Poutrelles.....	95
III.3.5.4. Murs voiles.....	96
III.3.6. Causes des dégradations.....	96
III.3.6.1. Infiltrations des Eaux.....	96
III.3.6.2. Agressivité du milieu environnant.....	96
III.3.6.3. L'insuffisance d'aération dans le vide sanitaire.....	97
III.3.7. Mécanisme de la corrosion par le sulfate.....	98
III.3.7.1. Corrosion par les sols riches en sulfate.....	98
III.3.7.2. Corrosion par Acide Bactérienne.....	98
III.3.8. Solutions techniques de réparation.....	99
III.3.8.1. Travaux préliminaires avant réparation.....	99
III.3.8.2. Nature des travaux de confortement.....	99
III.3.8.2.1. Réfection des amorces poteaux.....	99
III.3.8.2.2. Réfection des poutres et poutrelles endommagées.....	101
III.3.8.2.3. Réfection des murs voiles.....	102
III.3.8.2.4. Réfection des fissures sur les murs en maçonnerie et des enduits endommagés.....	102
III.3.8.2.5. Recommandations.....	102
III.3.9. Conclusion.....	103
III.4 Partie II Réhabilitation de deux châteaux d'eau à El-Oued	
III.4.1. Résumé.....	104
III.4.2. Introduction.....	104
III.4.3. Description des ouvrages.....	105
III.4.3.1 Château d'eau Sidi Mestour.....	105
III.4.3.2 Château d'eau cité 400 logements.....	106
III.4.4. Description des désordres observés.....	106
III.4.4.1 Château d'eau Sidi Mestour.....	106
III.4.4.2 Château d'eau cité 400 logements.....	107
III.4.5. Causes probables des dégradations.....	109
III.4.5.1. Infiltrations des eaux potables.....	109
III.4.5.2. Pénétrations du béton par les agents agressifs dans l'eau potable (chlorure).....	109
III.4.5.3. Agressivité du milieu environnant.....	109
III.4.5.4. Présence d'humidité.....	110
III.4.5.5. Mauvaise mise en œuvre.....	110
III.4.6. Méthodes de restauration.....	111
III.4.6.1. Nature des travaux de confortement.....	111
III.4.6.1.1. Réfection de la coupole inférieure de la cuve de 400 logts.....	111
III.4.6.1.1.1. Traitement des armatures corrodées.....	111
III.4.6.1.1.2. Reconstitution du béton.....	111
III.4.6.1.1.2.1. Préparation des SIKAMONOTOP.....	112
III.4.6.1.1.2.2. Mise en œuvre des SIKAMONOTOP.....	112
III.4.6.1.1.2.3. Conditions atmosphériques.....	112
III.4.6.1.1.2.4. Mise en peinture(ou revêtement de protection).....	113
III.4.6.1.1.2.5. Prévention.....	113
III.4.6.1.2. Réfection du revêtement d'étanchéité à l'intérieur de la cuve du château de 400 logements.....	113
III.4.6.1.3. Réfection des fissures sur poteaux.....	114

III.4.6.1.4. Réfection des murs voiles.....	115
III.4.6.1.5. Réfection de plate forme.....	115
III.4.7. Conclusion.....	116
III.5. Principaux facteurs influant sur la durabilité des bétons vis-à-vis de la corrosion à El-Oued	
III.5.1. Introduction.....	117
III.5.2. Facteurs liés à la qualité du béton.....	117
III.5.2.1. Propriétés du béton et des matériaux.....	118
III.5.2.1.1. Type de ciment.....	118
III.5.2.1.1.1. Choix du ciment en fonction de l'agressivité de l'environnement.....	119
III.5.2.1.2. L'eau de gâchage.....	121
III.5.2.1.3. Le rapport E/C.....	123
III.5.2.1.4. Les adjuvants et les ajouts minéraux.....	125
III.5.2.1.5. Granulats.....	126
III.5.3. Les facteurs climatiques et environnementaux.....	126
III.5.3.1. Les conditions climatiques de la région d'El Oued.....	126
III.5.3.1.1. Données climatiques.....	126
III.5.3.1.1.1. Température.....	127
III.5.3.1.1.2. Pluviométrie.....	128
III.5.3.1.1.3. Humidité relative.....	128
III.5.3.1.1.4. Evaporation.....	129
III.5.3.1.1.5. Vent.....	129
III.5.3.2. Conditions environnementales (Type d'exposition).....	130
III.5.3.3. Influence des conditions climatiques et environnementales sur la corrosion des armatures dans le béton.....	131
III.5.3.3.1. Influence de la température et de l'humidité relative (HR).....	131
III.5.3.3.2. Disponibilité de l'oxygène et de l'humidité au niveau de l'armature.....	133
III.5.3.3.3. L'action bactérienne.....	133
III.5.3.3.3.1. Bactéries anaérobies.....	133
III.5.3.3.3.2. Bactéries aérobies.....	134
III.5.3.3.4. L'entrée des polluants gazeux acides au niveau des armatures.....	135
III.5.3.3.5. Action des ions chlorures.....	136
III.5.4. Influence des conditions de la mise en œuvre.....	136
III.5.4.1. Les méthodes de mise en place du béton.....	137
III.5.4.2. Les méthodes de mûrissement et de cure.....	139
III.5.4.2.1. Importance de la cure – Risques de retrait plastique et de défaut d'hydratation.....	139
III.5.4.2.2. Techniques de cure.....	140
Conclusions générales et perspectives.....	141
Références bibliographiques.....	144

Liste des figures

Figure I.1 : Processus de la corrosion de l'acier dans le béton (Moriande, 2005).....	4
Figure I.2 : Réaction d'oxydo-réduction et transport du courant (réaction électrochimique) (Torbiero, 2006).....	6
Figure I.3 : Diagramme de Pourbaix (Potentiel-pH) relatif au fer en milieu aqueux (Fe-H ₂ O)(Pourbaix, 1975).....	7
Figure I.4 : Période d'initiation et de propagation de la corrosion dans les structures de béton armé (Modèle de Tuutti - tiré de Bertolini et coll, 2004).....	14
Figure I.5 : Schéma de principe de la formation de la carbonatation (selon LRPC Bordeaux).....	16
Figure I.6 : Représentation de la corrosion par piqûres de l'acier dans le béton (tiré de Bertolini et coll, 2004).....	16
Figure I.7 : Modèle conceptuel de corrosion des aciers dans le béton armé : (tiré de : nouvelle approche de la durabilité du béton. indicateurs et méthodes, Véronique Baroghel-Bouny).....	23
Figure I.8 : principe de la methode magnetique de localisation des armatures (Raharinaivo et al., 1998).....	27
Figure I.9 : Enregistrement de la réponse d'un appareil de localisation des armatures (Raharinaivo et al., 1998).....	27
Figure I.10 : Exemples d'histogrammes des epaisseurs d'enrobage d'armatures dans de petits batiments (Raharinaivo et al., 1998).....	28
Figure I.11 : Schéma de principe de l'auscultation radar sur une dalle en béton armé (j.p. balayssac et al., 2007)	29
Figure I.12 : Variation de la vitesse de l'onde directe en fonction de la teneur en eau volumique(j.p. balayssac et al., 2007).....	30
Figure I.13 : Effet des chlorures sur l'atténuation du signal direct (j.p. balayssac et al., 2007).....	31
Figure I.14 : Variations d'amplitude de l'onde directe sur dalles présentant des contrastes d'humidité(j.p. balayssac et al., 2007)	32
Figure I.15 : Composition du rayonnement reçu par la caméra infrarouge (Sirieix et al., 2003).....	33
Figure I.16 : Exemple de comportement thermique d'un béton sain et d'un béton délaminé (d'après Holf, 1987).....	34
Figure I.17 : Image visible d.une partie de l'ouvrage avec anomalies (d'après Naar et al., 2003).....	35
Figure I.18 : Image thermique de la même partie de L'ouvrage (d'après Naar et al., 2003).....	35
Figure I.19 : Image visible d.une partie de l'ouvrage (d'après Naar et al., 2003).....	35
Figure I.20 : Image thermique de la même partie del'ouvrage avec anomalies (d'après Naar et al., 2003).....	35
Figure I.21 : Profils de température perpendiculaires aux fissures (Sirieix et al., 2003).....	36
Figure I.22 : Ecart de température entre une zone saine et une zone de délamination par modélisation (Sirieix et al., 2003).....	36
Figure I.23 : Un système type à rayons X (d'après Mix, 1987).....	37
Figure I.24 : La technique par radiométrie: A) transmission directe et B) "backscatter"(Mitchell, 1991)	40
Figure I.25 : Principe de la méthode MSR Impact-échdo (d'après Hassani et Moumayez, 2004).....	41
Figure I.26 : Exemples de spectres d'amplitudes et la détection d'une fissure (d'après Hassani et Moumayez, 2004)....	42
Figure I.27 : Vue schématique de la méthode MSR Impact-écho (d'après Hassani et Moumayez , 2004).....	43
Figure I.28.: Signal caractéristique du système Impact-Écho (d'après Hassani et Moumayez, 2004).....	44
Figure I.29 :Transformée de Fourier du signal (d'après Hassani et Moumayez, 2004).....	44
Figure I.30 : Emission des ondes par ultrason (d'après vervissh-fortuné isabelle,2009).....	44
Figure I.31 : Systèmes PUNDIT de la compagnie CNS Farnell Ltée.(a) Système traditionnel; (b) système PUNDIT Plus.....	45

Figure I.32 : Exemple d'une structure de chaîne d'acquisition (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009).....	47
Figure I.33 : Schéma d'une chaîne d'acquisition de signaux d'émission acoustique (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009).....	47
Figure I.34 : Schéma d'une salve et ses paramètres (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009).....	48
Figure I.35 : Inspection visuelle d'une dalle en béton armé (Dous, 2002).....	51
Figure I.36 : Dispositif de mesure de potentiel de corrosion d'une armature (Extrait de thèse véronique nobel-bujol-lesueur, 2004).....	52
Figure I.37 : Résultat par mesure de potentiel d'électrode (Dous, 2002).....	54
Figure I.38 : Résultat par mesure de résistivité électrique (Dous, 2002).....	55
Figure I.39 : Mesure de résistivité d'un enrobage de béton, par polarisation d'une armature. (tirée de : Repair of Concrete Structures to EN 1504, published by the Danish Standards Institute, 2004)	56
Figure II.1 : Béton projeté par voie sèche Figure (Source: info@concretectorrosion.net).....	64
Figure II.2 : Béton projeté par voie mouillée (Source: info@concretectorrosion.net).....	64
Figure II.3 : Protection cathodique par courant imposé (Source : http://www.corrpro.com).....	67
Figure II.4 : Schéma d'une protection cathodique galvanique (Broomfield, 2007).....	68
Figure II.5 : Comportement anodique de l'acier dans le béton en présence de chlorures (P. Pedferri, 1996).....	71
Figure II.6 : Valeurs des potentiels de piqûre et de protection mesurées sur l'acier immergé dans une solution saturée de Ca(OH) ₂ en fonction de la teneur en ions chlore (P. Pedferri, 1996).....	71
Figure II.7 : Comportement de l'acier dans le béton selon le potentiel de l'acier et la teneur en ions chlore par rapport au poids de ciment (P. Pedferri, 1996).....	72
Figure II.8 : Courbes cathodiques de polarisation d'acier dans le béton en conditions aériennes (a) béton non contaminé, (b) béton contaminé par chlorure et (c) béton immergé (P. Pedferri, 1996).....	74
Figure II.9 : Réactions de principe impliquées dans l'extraction de chlorure (L. Bertolini et al., 2004).....	75
Figure II.10 : Principe de ré-alkalinisation électrochimique (L. Bertolini et al., 2004).....	76
Figure II.11 : Relation entre le gonflement, la densité du courant appliquée et le temps d'application de la technique électrochimique (Page et Yu, 1995).....	80
Figure III.1 : Ancienne polyclinique de Djamâa.....	93
Figure III.2 : Coupe dans l'amorce poteau qui identifie les exigences de Chemisage.....	100
Figure III.3 : Coffrage amorce poteaux et coulage de nouveau béton.....	100
Figure III.4 : Coupe dans la (poutre / poutrelle) qui identifie les exigences de Chemisage.....	101
Figure III.5 : Ferrailage et coffrage des Poutres et Poutrelles.....	101
Figure III.6 : Influence du pourcentage de fumées de silice sur le pH de liquides interstitiels extraits de pâtes de CEM I, d'après (PAG, 1983).....	126
Figure III.7 : Agression du béton par l'activité bactérienne. (Regourd M, 1983).....	134
Figure III.8 : Ressuage, tassement et cassures du béton frais (De Larrard, 2002).....	139

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Concentration critique en fonction de la teneur en C_3A	12
Tableau I.2 : Concentration critique selon le guide ou code de conception (tiré de l'ACI 222).....	13
Tableau I.3 : Interprétation des mesures selon la norme ASTM C876 -1999.....	53
Tableau I.4 : Intervalles typiques de potentiel en fonction de l'état du béton (Raharinaivo. A, 2001).....	53
Tableau I.5 : Interprétation des essais de résistivité électrique (Broomfield, J. P. (1994), Millard, S.G., et al., (1996)).	55
Tableau I.6 : Niveaux de corrosion en fonction des vitesses de corrosion (d'après Vervisch-Fortuné isabelle, 2009)....	56
Tableau II.1 : Inhibiteurs de corrosion pour le béton.....	62
Tableau III.1 : Analyse chimique du sol de l'immeuble.....	97
Tableau III.2 : Mesure de l'humidité in situ et à l'air du château d'eau sidi mestour.....	110
Tableau III.3 : PROCEDE SIKA, 2005.....	112
Tableau III.4 : Définition des rôles des intervenants suivant les types du béton (NF EN 206-1).....	118
Tableau III.5 : Teneur en ciment minimale et teneur en eau maximale à respecter lorsqu'on ne possède pas de données précises sur les constituants (d'après la norme ACNOR A23.1).....	119
Tableau III.6 : Choix de ciment selon l'agressivité du milieu (p18-011)	120
Tableau III.7 : Analyse physico- chimique des eaux de la ville d'el-oued. 01 trimestre 2010 (Algérienne des eaux)....	122
Tableau III.8 : Analyse chimique de l'eau potable de la région de Djamâa	123
Tableau III.9 : Le rapport maximal de ($E_{eff}/Lég$) selon l'environnement affectant la corrosion (NF EN 206-1).....	124
Tableau III.10 : Le rapport maximal de ($E_{eff}/Lég$) selon l'environnement affectant par une agression sous l'attaque chimique (NF EN 206-1).	125
Tableau III.11 : Analyse de la phase aqueuse interstitielle de pâtes de ciment ($E/C=0,5$) conservées en sac étanche 6 mois à 25°C (LON, 1973).....	125
Tableau III.12 : Les températures maximum et minimum de différentes zones sahariennes.....	127
Tableau III.13 : Moyennes mensuelles de la température de l'air à la station de Guemar (ONM, 2008).....	127
Tableau III.14 : Durée d'ensoleillement mensuel exprimée en heures / jour (ONM, 2004)	127
Tableau III.15 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles. La station de Guemar.....	128
Tableau III.16 : Répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative à Oued Souf	129
Tableau III.17 : Répartitions de l'évaporation (1985-2007). Oued Souf.....	129
Tableau III.18 : Répartition moyenne mensuelle de la vitesse du vent. Oued Souf	129
Tableau III.19 : Analyse chimique des eaux de la nappe phréatique de la région d'El Oued.....	130
Tableau III.20 : Analyse chimique des eaux de la nappe phréatique de la région de l'Oued Righ.....	131
Tableau III.21 : Etat de corrosion d'armature selon le pH du béton.(Berkely KGC, 1990).....	135

Liste des photos

<i>Photos I.1 : Les symptômes de corrosion (V. Baroghel-Bouny et al., 2008).....</i>	<i>22</i>
<i>Photos I.2 : Méthode de mesure de potentiel d'électrode (AFGC, 2003)</i>	<i>53</i>
<i>Photo III.1 : Corrosion avancée des amorces poteaux.....</i>	<i>94</i>
<i>Photo III.2 : Détérioration du béton d'enrobage</i>	<i>94</i>
<i>Photo III.3 : Effondrement du béton d'enrobage avec l'apparition des armatures très corrodées.....</i>	<i>95</i>
<i>Photo III.4 : Fissuration transversale à mi-travée à travers l'hauteur de la poutre.....</i>	<i>95</i>
<i>Photo III.5 : Corrosion avancée des armatures des poutrelles avec l'endommagement de quelques corps creux</i>	<i>95</i>
<i>Photo III.6 : Tâches de rouille sur les murs voiles</i>	<i>96</i>
<i>Photo III.7 : Château d'eau Sidi Mestour.....</i>	<i>106</i>
<i>Photo III.8 : Château d'eau 400 logements</i>	<i>106</i>
<i>Photo III.9 : Traces de rouille sur voile en BA.</i>	<i>107</i>
<i>Photo III.10 : Perforations au niveau de plate forme</i>	<i>107</i>
<i>Photo III.11 : Fissure axiale sur un poteau en BA.</i>	<i>107</i>
<i>Photo III.12 : Trace de calcite de couleur blanchâtre et fissurations au niveau de plate forme</i>	<i>107</i>
<i>Photo III.13 : Corrosion de quelques armatures apparentes de la coupole inférieure de la cuve</i>	<i>108</i>
<i>Photo III.14 : Eclatement du béton en certains endroits de la coupole inférieure.....</i>	<i>108</i>
<i>Photo III.15 : Traces d'infiltration d'eaux colmatées par le temps au niveau de la coupole inférieure de la cuve et des éléments structuraux.</i>	<i>108</i>

Liste des abréviations

ACI	American Concrete Institute
FHWA	Federal Highway Administration
MMFX	Acier microcomposite a été développé par la Société MMFX
LRPC	Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées
ASTM	American Society for Testing and Materials
BRE	Building Research Establishment
FIB	Bond of reinforcement in concrete, State-of-the-Art report, Bulletin 10
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
AFGC	Association Française de Génie Civil
CND	Contrôle non destructif
RILEM	International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures
NACE	National Association of Corrosion Engineers
NAC	National Association of Corrosion
AFTES	Association Française des Travaux des Entrepreneurs Spécialistes
PCS	Protection Cathodique Sacrificielle
DC	Direct Current (Courant Continu)
SCE	Saturated Calomel reference Electrode
RAG	Réaction Alkali-Granulats
ECR	Barre recouvert d'époxy
CTC SUD	Contrôle des Travaux de la Construction du Sud
ONM	Office National de Météorologie
ADE	Algérienne Des Eaux

Introduction générale

La durabilité du béton est un fait reconnu et attesté par la pérennité des ouvrages exposés à des conditions climatiques ou environnementales les plus variés. Les ouvrages usuels résistent au fil des années aux multiples agressions physico-chimiques auxquelles ils sont soumis.

Néanmoins, il arrive que des défauts de conception, de mise en œuvre ou des causes accidentelles soient à l'origine des désordres, et la notion de durabilité est ainsi indissociable de celle de la qualité. Dans le cas des constructions en béton armé, la durabilité de l'ouvrage dépend essentiellement de la tenue des armatures à la corrosion.

La grande majorité des ouvrages d'art et des bâtiments sont construits en béton armé. Une des principales causes de la pathologie du béton est la corrosion des armatures, liée en partie aux problèmes environnementaux. Cela représente 55 % des dégradations observées par la British Cement Association. On comprend l'intérêt d'étudier ce type de pathologie et d'évaluer l'état des armatures par l'une des techniques non destructives de façon précoce afin de suivre son évolution et d'y remédier au plus tôt.

Les deux mécanismes les plus courants contribuant au développement de la corrosion sont la pénétration des chlorures et la carbonatation du béton. Ceux-ci génèrent deux types de corrosion respectivement par piqûres et généralisée.

La réaction de corrosion est un processus électrochimique qui se manifeste par la transformation graduelle du fer en oxydes de fer. Cette réaction engendre respectivement :

- une perte de section d'acier ;
- une expansion volumique autour des armatures et provoque d'une part, la disparition de l'effet des nervures et d'autre part, la fissuration du béton de recouvrement ;
- la corrosion provoque une dégradation de l'interface acier / béton qui diminue l'adhérence entre les deux matériaux.

Dans le monde, des sommes importantes sont englouties, chaque année dans la réparation des structures endommagées par ce phénomène, sans compter les conséquences que peuvent avoir des travaux de construction et de réfection répétés sur l'environnement. Les coûts de maintenance représentent actuellement 1 % par an du coût de l'investissement global d'un ouvrage. Ils augmentent d'environ 8 % par an (Source FNTP, France).

Les recherches et les études touchant à la durabilité des bétons vis-à-vis de la corrosion en Algérie connaissent moins d'engouement par rapport à ce qui se fait dans les pays avancés malgré l'existence des conditions plus au moins sévères et les pertes économiques colossales engendrées par l'entretien et les réparations souvent employé chez nous.

La non prise en charge de cette problématique nous a conduits à proposer ce thème qui a pour titre « *Etude de l'effet de la corrosion des armatures sur la durabilité des ouvrages en béton armé* ».

Sur le même contexte nous visons les objectifs suivants :

- Expliquer les mécanismes de la corrosion des armatures du béton ;
- Présenter les techniques d'investigation pour la détection de la corrosion des armatures et l'évaluation de son ampleur ;
- Présenter et expliquer les méthodes de réparation des ouvrages corrodés ;
- Proposer une démarche à suivre pour réhabiliter efficacement les ouvrages corrodés ;
- Donner des mesures préventives pour empêcher ou retarder le plus longtemps possible la corrosion des armatures conformément à l'adage qui dit que : « prévenir vaut mieux que guérir » ;
- Faire un état de lieu des ouvrages corrodés dans la région afin de résumer les principaux facteurs qui influent sur la durabilité vis-à-vis de la corrosion.

Pour cela le présent mémoire s'articule en deux parties :

La première partie comportant deux chapitres, est consacrée à la recherche bibliographique : Le premier chapitre donne un aperçu général autour de la corrosion des armatures dans les ouvrages en béton armé et les méthodes les plus employées pour diagnostiquer un tel ouvrage ou la corrosion des armatures est la principale cause de détérioration. Le deuxième chapitre expose les méthodes de réparation et de maintenance existants déjà autour du monde entier ainsi que les méthodes de prévention utilisées pour étendre le plus possible la durée de vie des ouvrages en béton armé.

La deuxième partie (troisième chapitre) étudie en premier lieu deux cas : 1^{er} cas, un ouvrage de bâtiment et le 2^{ème} cas deux ouvrages en génie civil qui souffrent depuis quelques années au problème de corrosion dans la région d'El Oued. Notre étude inclue principalement une recherche approfondie des causes probables des dégâts observés et le mécanisme de dégradation par les agents agressifs, tels que le chlorure et le dioxyde de carbone, afin de proposer de méthodes et des produits pour réhabiliter et prévenir ces ouvrages corrodés. Dans un deuxième lieu on a expliqué les principaux facteurs qui influent sur la durabilité vis à vis de la corrosion tout en abordant les facteurs les plus dangereux et les plus responsables de la détérioration par la corrosion des armatures dans les ouvrages en béton armé et qui caractérisent cette région.

Finalement, une conclusion est présentée afin de résumer les points importants de la recherche.

Chapitre I

Aperçu général sur la corrosion dans le béton et son diagnostic

Le terme corrosion vient du latin "*corrodere*" qui signifie ronger, attaquer. La corrosion affecte tous les métaux. Elle résulte d'interactions physico- chimiques entre le matériau et son environnement entraînant des modifications de propriétés du métal souvent accompagnées d'une dégradation fonctionnelle de ce dernier (altération de ses propriétés mécaniques, électriques, optiques, esthétiques, etc.) Evans (1929) puis Wagner et Traud (1938) sont les premiers à avoir défini la corrosion, en présence d'une phase liquide, comme un processus électrochimique.

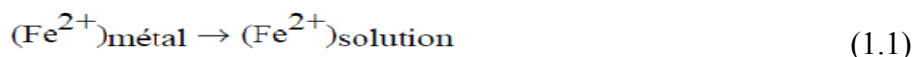
I.1. Notion de thermodynamique électrochimique

I.1.1. Processus de corrosion

L'état métallique n'est pas thermodynamiquement stable, dans des conditions naturelles d'utilisation, contrairement aux oxydes de fer Fe_2O_3 qui sont thermodynamiquement plus stables que le métal Fe. Le risque de corrosion est donc « naturel ».

Le processus de corrosion aqueuse est un processus électrochimique car il se traduit par une réaction à laquelle des espèces chimiques et des charges électriques prennent part. Il est à la fois réaction chimique et transfert d'électrons (figure I.1). La corrosion électrochimique résulte de l'établissement de courants locaux dus à l'existence de piles locales, la réduction cathodique et l'oxydation anodique étant localisées en deux zones distinctes. Il se crée ainsi une différence de potentiel entre ces deux zones.

La corrosion correspond à la formation, à partir de l'état métallique, d'ions passant en solution donc à une oxydation. Le plus souvent, un ion en solution est identique à celui existant dans la phase métallique:

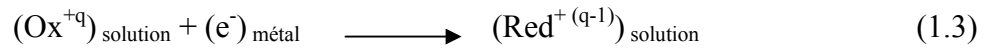


A température ambiante, la corrosion des matériaux métalliques est exclusivement due à l'eau, même si d'autres facteurs peuvent intervenir.

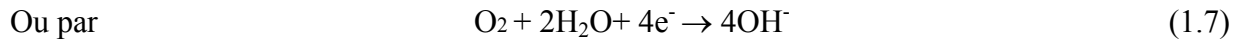
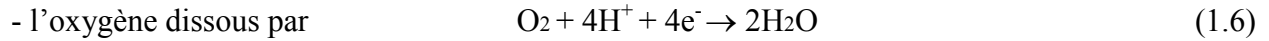
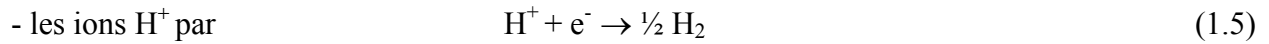
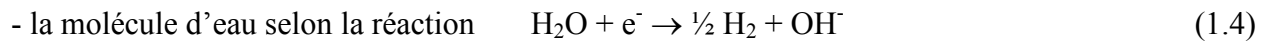
La réaction anodique correspond à la dissolution du fer.



La réaction (1.3) est nécessairement couplée avec une réaction de réduction dite réaction cathodique, éliminant les électrons produits:



Les oxydants les plus communs sont :



- la valence supérieure d'un ion à valences multiples, par exemple

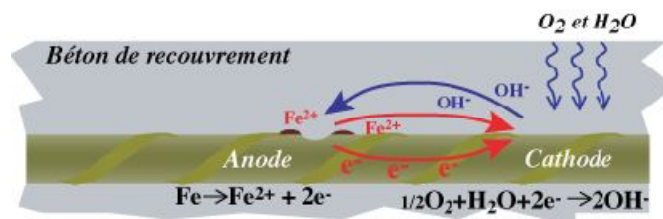
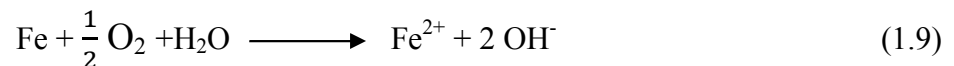
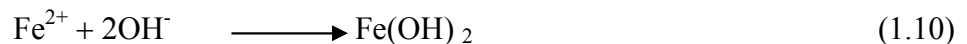


Figure I.1 : Processus de la corrosion de l'acier dans le béton (Moriande, 2005)

Le processus électrochimique peut s'écrire sous la forme suivante :

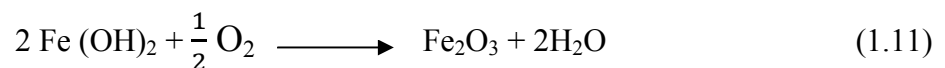


Les produits de réactions anodiques et cathodiques peuvent parfois réagir :

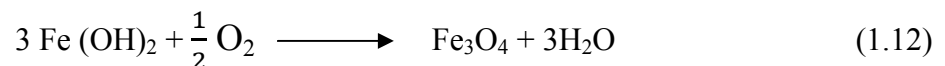


On obtient ainsi un hydroxyde qui recouvre la surface métallique et la protège (réaction de passivation). D'autres ions que OH^- comme Cl^- , SO_4^{2-} peuvent réagir et participer à la formation de la couche qui recouvre le métal.

Les réactions (1.10) et (1.6) que l'on rencontre dans le béton armé réagissent selon les équations suivantes :

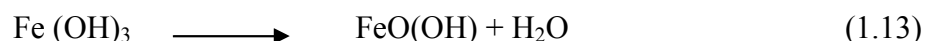


donnant un composé rouille rouge-brun, l'hématite.



et un composé noir, la magnétite.

Si le taux d'oxygène est élevé et le $\text{pH} > 6$, alors $\text{Fe}(\text{OH})_2$ précipite et est rapidement oxydé et hydrolysé en $\text{Fe}(\text{OH})_3$. A long terme, $\text{Fe}(\text{OH})_3$ peut se transformer en goethite par perte d'eau.



Les réactions (1.2) et (1.4) sont caractéristiques du couple Métal / Solution.

A l'échelle macroscopique, elles ont lieu simultanément et au même endroit.

Un métal est formé d'un réseau d'ions positifs et d'un nuage d'électrons pouvant se déplacer par rapport à ces ions. Lorsque le conducteur électronique (Fe) est en contact avec un conducteur ionique par exemple électrolyte (H_2O), il constitue une électrode. Les ions superficiels Fe^{2+} tendent à passer dans l'eau en abandonnant dans le métal Fe deux charges négatives. Les charges négatives ainsi créées à la surface du métal Fe maintiennent les ions à courte distance et il se forme ainsi une couche d'ions positifs parallèle à la surface du métal. L'interface entre les deux phases représente pour chacune une très forte perturbation dans la distribution locale de leurs charges électriques, dont la densité moyenne locale est normalement nulle.

Il s'établit ainsi de part et d'autre de l'interface des charges d'espace non nulles, électronique du côté du métal et ionique du côté de la solution. En première approximation, la répartition de ces densités de charge électriques de signe opposé peut être considérée comme située dans deux plans parallèles correspondant à un condensateur électrique (double couche d'Helmholtz) (Briant, 1989).

Il existe ainsi entre les deux « plaques » de ce condensateur une différence de potentiel appelée « potentiel d'électrode » ou « potentiel électrochimique » ou « potentiel du métal » (sous entendu par rapport à la solution) et dans tout l'espace concerné un très fort champ électrique local.

Ce champ électrique et le potentiel d'électrode associé influent naturellement sur les transferts de charge électriques entre les deux phases métal et solution, c'est à dire sur les deux réactions (1.2) et (1.4). En sens inverse, ces transferts modifient les charges d'espace et donc la différence de potentiel du condensateur.

Même si les deux réactions (1.2) et (1.4) sont indépendantes, elles engendrent et subissent toutes les deux le même type d'interaction avec les grandeurs électriques potentiel et courant. Elles sont donc mutuellement couplées par leurs effets électriques.

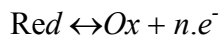
De même pour la relation entre potentiel et courant (interaction en boucle) : le potentiel U influence le courant i , comme d'habitude en électricité, et le transfert de charges par le courant qui circule, influence en retour la distribution de ces charges, et donc le potentiel.

I.1.2. Loi de Nernst

Les métaux se trouvent en principe à l'état d'oxydes, de sulfates et de carbonates. Une fois réduits à leur état métallique tel le fer, ils ont tendance à revenir à leur état initial, c'est-à-dire à la forme oxydée qui est thermodynamiquement stable. C'est ce phénomène chimique qui est appelé corrosion.

Il se crée vite un équilibre dynamique qui correspond à la dissolution du métal (oxydation) :

Oxydation →



← Réduction

Cet équilibre correspond à un potentiel E représentant la différence de potentiel entre le métal Ox et l'électrolyte contenant les ions (figure 2-3).

Ce potentiel est régi par la **loi de Nernst** :

$$E = E^0 + \frac{RT}{nF} \ln \left[\frac{C_{\text{ox}}}{C_{\text{Red}}} \right] \quad (1.14)$$

E^0 : potentiel standard de l'électrode de travail, le métal.

n : nombre d'électrons.

R : constante des gaz parfaits ($8,314 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$).

F : nombre de Faraday (96500 C/mol).

T : température absolue.

C_{Ox} et C_{Red} : concentration des espèces Ox et Red en solution.

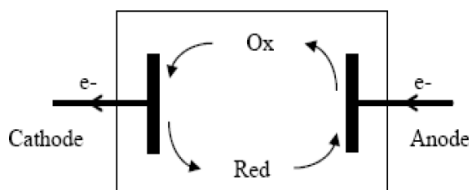


Figure I.2 : Réaction d'oxydo-réduction et transport du courant (réaction électrochimique) (Torbiero, 2006)

Le potentiel standard de l'électrode E^0 est mesuré par rapport à une électrode de référence dite électrode standard à l'hydrogène ou au calomel.

Le potentiel d'équilibre n'est mesurable que lorsqu'il n'y a pas de courant.

I.1.3. Diagramme de Pourbaix

Lorsqu'on plonge un métal, ici, une barre de fer, dans une solution contenant les ions métalliques, il existe une différence de potentiel entre le métal et la solution qui est appelée potentiel d'électrode. Chaque couple oxydo-réducteur (Fe/Fe^{2+} ; $\text{H}_2\text{O}/\text{H}^+$) a un potentiel d'électrode par rapport à une électrode de référence. Lorsque ces deux couples sont mis en jeu, au bout d'un temps suffisamment important pour qu'un régime stationnaire soit établi, il se crée une différence de potentiel entre l'électrode métallique et la solution appelé potentiel de corrosion.

Le métal a un potentiel qui dépend fortement de son environnement. Certains potentiels d'électrode sont influencés par le pH du milieu environnant. C'est le cas de l'armature dans le béton. Le pH de la solution électrolytique a une forte influence sur le potentiel de l'armature.

Le pH de la solution interstitielle du béton fortement basique joue le rôle de protecteur de l'armature. Si l'on fait varier le pH de la solution interstitielle, le potentiel du système acier/béton va varier et modifier l'état de l'armature. On trace ainsi le diagramme de Pourbaix $E = f(\text{pH})$ à partir des équations d'équilibre donnant le potentiel d'équilibre d'une réaction d'oxydoréduction, issues de l'équation de Nernst (1.14) (Duval, 1992). De nombreuses réactions d'électrode dont celles conduisant à la formation d'oxydes en milieu aqueux font intervenir les ions H^+ . Le potentiel E dépend donc du pH de la solution. Les diagrammes de Pourbaix (potentiel-pH) permettent de prévoir les réactions de corrosion métallique (figure I.3). Mais en aucun cas, ces prévisions ne font intervenir de considérations cinétiques.

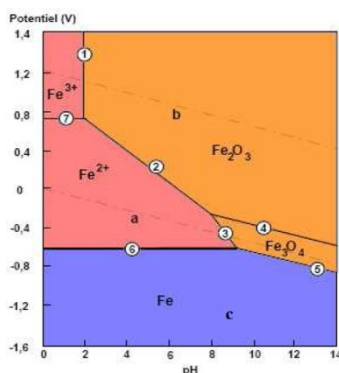


Figure I.3 : Diagramme de Pourbaix (Potentiel-pH) relatif au fer en milieu aqueux (Fe-H₂O)(Pourbaix, 1975)

Dans ce diagramme, les zones délimitées par des traits indiquent les couples de valeurs (E, pH) pour lesquelles une espèce est stable.

Il met en évidence plusieurs domaines :

- des zones de corrosion (zone a), on est dans une zone de stabilité d'espèces solubles du fer (Fe^{2+}).
- des zones de passivité (zone b), on est dans une zone de stabilité d'un de ses oxydes (Fe_2O_3).
- des zones d'immunité (zone c), le métal ne réagit pas, on est dans une zone de stabilité du fer (Fe).

Les différentes frontières représentées correspondent respectivement aux équilibres suivants (Pourbaix, 1975) :

1	$2 \text{Fe}^{3+} + 3 \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Fe}_2\text{O}_3 + 6 \text{H}^+$	$\text{pH} = 1,76$
2	$2 \text{Fe}^{2+} + 3 \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Fe}_2\text{O}_3 + 6 \text{H}^+ + 2 \text{e}^-$	$E(\text{V}) = 1,082 - 0,1773 \text{ pH}$
3	$3 \text{Fe}^{2+} + 4 \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Fe}_3\text{O}_4 + 8 \text{H}^+ + 2 \text{e}^-$	$E(\text{V}) = 1,512 - 0,2364 \text{ pH}$
4	$2\text{Fe}_3\text{O}_4 + \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow 3 \text{Fe}_2\text{O}_3 + 2 \text{H}^+ + 2 \text{e}^-$	$E(\text{V}) = 0,221 - 0,059 \text{ pH}$
5	$3\text{Fe} + 4 \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Fe}_3\text{O}_4 + 8 \text{H}^+ + 8 \text{e}^-$	$E(\text{V}) = 0,085 - 0,059 \text{ pH}$
6	$\text{Fe} \leftrightarrow \text{Fe}^{2+} + 2 \text{e}^-$	$E(\text{V}) = -0,617$
7	$\text{Fe}^{2+} \leftrightarrow \text{Fe}^{3+} + \text{e}^-$	$E_0(\text{V}) = -0,771$

I.2. La corrosion de l'acier dans le béton

I.2.1. Différents types de corrosion

Il existe plusieurs types de corrosion des armatures du béton dépendant de l'environnement et du milieu agressif.

La corrosion des aciers dans les ouvrages en béton armé est de deux types :

- Corrosion localisée par piqûres : attaque par les chlorures ;
- Corrosion généralisée par carbonatation du béton : elle se caractérise par l'existence de plusieurs processus électrochimiques élémentaires.

La corrosion des armatures en anaérobie démontrée par Raharinaivo est nommée la (rouille verte).

I.2.2. Principales causes de corrosion

La corrosion de l'acier dans le béton ne peut se produire que lorsque certaines conditions physico-chimiques sont réunies. L'existence de conditions particulières conduit au démarrage d'un processus électrochimique qui tend à dissoudre localement le fer métallique afin de former des produits plus stables (oxydes, oxyhydroxydes...).

I.2.2.1. Rôle du béton

Le béton protège l'acier de la corrosion du fait d'une part de la forte alcalinité (pH élevé de l'ordre de 12,5 à 13) de sa solution interstitielle et d'autre part, de son rôle de barrière contre la pénétration d'agents agressifs. Pour comprendre l'influence du milieu sur la corrosion des armatures, il est nécessaire de connaître la composition de la solution interstitielle au voisinage de l'acier dont dépendent les processus électrochimiques. Le béton enrobant l'acier est un matériau poreux constitué de trois phases : solide, liquide et gazeuse.

La phase solide est constituée de granulats et de la pâte de ciment. Les granulats inactifs en général sur la corrosion des armatures peuvent, par leur présence, ralentir la pénétration d'agents agressifs (Garboczi, 1998). Toutefois la présence de liquides dans leurs pores peut influencer sur la cinétique de corrosion. La pâte de ciment poreuse, composée de silicates de calcium hydraté C-S-H (50 à 70% du volume), de portlandite Ca(OH)_2 et ettringite joue un rôle important parce que la pénétration des agents agressifs se fait par les pores.

La phase liquide, d'après les travaux de Powers et al, se présente sous quatre formes : l'eau liée chimiquement, l'eau adsorbée à la surface des C-S-H, l'eau interfeuillet et l'eau contenue dans les pores capillaires (Powers, 1947). La solution des pores est thermodynamiquement en équilibre avec la phase solide et fortement chargée en ions. Lorsque des agents extérieurs pénètrent, la solution change et a des effets sur la matrice cimentaire.

La phase gazeuse est contenue dans la porosité. C'est l'air contenu dans la porosité connectée qui favorise la pénétration des agents agressifs vers les aciers. Cette pénétration s'accompagne de l'acidité de la solution et de la dépassivation de l'acier.

I.2.2.2. Etat de l'acier dans le béton

L'acier est un alliage passivable c'est-à-dire capable de former une couche protectrice, dense, étanche et isolante électriquement, qui s'oppose au passage de ses ions métalliques vers l'électrolyte. Cette passivation est fonction du pouvoir oxydant de l'électrolyte et de la morphologie de la couche formée.

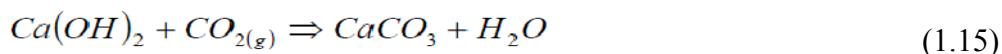
Les propriétés oxydantes de la solution entraînent une réaction entre la barre de fer et la solution électrolytique qui conduit à la croissance initiale d'adsorbats hydroxylés en surface du métal. Ensuite, il se forme une couche oxydée continue non poreuse qui constitue une phase homogène nouvelle. L'acier se trouve en principe à l'état d'oxydes, de sulfates et de carbonates. L'acier est recouvert d'une couche passive, une couche d'oxydes, qui le protègent des agressions extérieures. Dès lors que le milieu environnant change, la stabilité de l'ensemble béton/acier est « modifiée ». La couche passive disparaît et la corrosion peut s'amorcer.

I.2.2.3. Dépassivation par carbonatation du béton

Le métal à l'état actif subit une attaque uniforme et régulière au pourtour de sa surface. C'est le cas des armatures dans le béton carbonaté qui subissent une dissolution uniforme de la surface métallique après dépassivation de l'armature. Cela résulte de la pénétration du gaz carbonique jusqu'à l'armature. La combinaison de la portlandite contenue dans le ciment et de l'acide carbonique de l'air forme du calcaire en libérant de l'eau, qui en abaissant le pH élevé de la solution interstitielle (pH = 12,7), va détruire la couche passive environnant l'armature.

On dit que les aciers sont dépassivés.

Le CO₂ pénètre sous forme gazeuse dans le béton d'enrobage et réagit avec les hydrates du ciment, en particulier la portlandite Ca(OH)₂, pour former en présence d'eau, de la calcite CaCO₃ suivant la réaction (1.15) :



Cette réaction entraîne la consommation de bases alcalines présentes dans la solution interstitielle des bétons aboutissant à une diminution du pH qui passe d'une valeur de 13 à une valeur inférieure à 9. Le taux de carbonatation dépend principalement de l'humidité relative, de la concentration en CO₂, des différentes pressions partielles de CO₂ et de la température de l'environnement où le béton est placé (Neville, 2001). L'ordre de grandeur de la profondeur de pénétration du CO₂ est de 20 à

25mm en 50 ans pour un béton de porosité moyenne exposé sous les climats de France (Vervisch, 2009). Il a été démontré qu'à partir d'une distance de 25 à 30 mm à l'intérieur du béton, il n'y a plus d'échange gazeux dû aux dépôts de calcaire de la pâte du ciment (Girard, 1998). Le pH reste stable autour de 11 et la corrosion ne se manifeste pas. De même, les bétons immergés ne carbonatent pas compte tenu de l'absence d'échanges gazeux (Valls, 2002).

La progression du CO₂ dépend de la perméabilité de ce dernier. L'état hydrique du béton influe sur sa perméabilité. Lors de la réalisation d'ouvrage en béton, un seuil de perméabilité du béton est fixé de manière à limiter la pénétration d'agents agressifs comme le CO₂. Ce seuil dépend de l'exposition de l'ouvrage (état hydrique) (Balayssac, 1998).

On peut mesurer la profondeur de carbonatation, c'est-à-dire de pénétration du CO₂, dans le béton grâce à un essai destructif sur un prélèvement en pulvérisant un indicateur coloré, la phénolphthaléine. On peut ainsi suivre l'évolution de la profondeur de carbonatation $x(t)$ en fonction du temps (t) grâce à des lois empiriques de la forme (Loi de Fick):

$$x(t) = k * \sqrt{D * t} \quad (1.16)$$

avec D : coefficient de diffusion (diffusivité de la carbonatation), k : coefficient lié au matériau.

Le CO₂ présent dans l'atmosphère se diffuse dans les pores du béton et se dissout en acide au contact de la solution interstitielle. Cette acidification conduit à la dissolution des hydrates et notamment de la portlandite, abaissant ainsi le pH de la solution à une valeur inférieure à 9, en réduisant la passivation des aciers et permettant l'amorçage de la corrosion des armatures.

La réaction bilan de carbonatation de la portlandite (I.15) indique que l'eau est libérée dans le réseau poreux (Thiery et al., 2003).

Les produits de corrosion formés provoquent des décollements aux interfaces acier-béton.

Pour un matériau cimentaire à porosité constante, la carbonatation devrait engendrer une expansion volumique du matériau carbonaté de 11% en raison du rapport des volumes molaires de la portlandite et de la calcite (Huet, 2005). Il a été démontré que le matériau se resature en eau dans la zone réactionnelle en raison de la réduction de porosité couplée à la quantité d'eau relarguée, ayant pour effet de ralentir la pénétration du dioxyde de carbone et donc de ralentir l'avancement du front de carbonatation (Bary, 2004).

Il a été démontré que la période et les conditions initiales de cure ont une influence sur le temps et la profondeur de carbonatation du béton (Cengiz, 2002). La longueur initiale de cure humide augmente le degré d'hydratation du ciment et réduit la porosité et la perméabilité du béton (Neville, 2001), en limitant la diffusion de CO₂ dans l'échantillon. Il est nécessaire pour augmenter la résistance d'un béton d'augmenter le degré d'hydratation du ciment. Mais ce n'est pas le but de cet essai. Mais une période minimale de cure est tout de même nécessaire à l'hydratation des grains de

ciment. Plus le temps initial de cure humide est long, plus le temps de carbonatation est long pour atteindre la même profondeur de béton carbonaté.

I.2.2.4. Dépassivation par l'attaque des chlorures

Elle se traduit sous forme de piqûre plus ou moins circulaire après rupture localisée du film passif. Seule une faible surface externe est affectée, on dit qu'elle est localisée. L'attaque se prolongeant en profondeur dans l'acier, la perte de section rapide entraîne une chute de la capacité portante de la structure. Les ions chlorure, véhiculés par l'eau, pénètrent dans la solution interstitielle du béton jusqu'à l'armature. Ils pénètrent dans le béton par diffusion à travers la porosité ou le long d'une fissure. Les ions chlorure associés aux hydroxyles présents dans la solution provoquent la destruction de la couche de passivation de l'armature et abaissent le pH de la solution. La corrosion peut alors commencer.

La seconde loi de Fick régit la diffusion des ions chlorure au travers de la solution interstitielle contenue dans les pores du béton :

Forme de l'équation :

$$c(x,t) = c_0 + (c_s - c_0) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{\sqrt{2D_{app}t}}\right) \quad (1.17)$$

$c(x,t)$: concentration des ions chlore à la profondeur x et au temps t .

c_0 : concentration initiale en ions chlorure.

c_s : concentration à la surface en ions chlorure.

D_{app} : coefficient de diffusion apparent des ions chlorure.

$$\operatorname{erfc}(x) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi} \int_0^x \exp(-t^2) dt} \quad (1.18)$$

I.2.2.4.1. Concentration seuil

Dans le cas de la corrosion induite par les ions chlorure, la réaction débute lorsque la concentration en ions près des armatures atteint un seuil critique. La valeur de ce seuil a fait l'objet de nombreuses études au cours des dernières décennies. Dans la documentation technique, la concentration critique d'ions chlorure est habituellement exprimée en pourcentage de masse de ciment ou en pourcentage de la masse totale de béton sec (ACI 222R). Dans les deux cas, la masse d'ions chlorure considérée dans les calculs correspond à la quantité totale d'ions que l'on retrouve dans le matériau. Les ions chlorure totaux sont les chlorures liés aux produits d'hydratation et libres dans la solution (ions chlorure solubles à l'acide). D'autres auteurs préfèrent exprimer la concentration critique comme un ratio entre la concentration en ions chlorure libres (c'est-à-dire que l'on retrouve en solution) et les

ions hydroxyde (OH^-) (Hausmann, 1967). Cette dernière méthode permet de prendre en considération le fait que la réaction de corrosion est sensible au pH de la solution des pores au voisinage des armatures (Bentur et coll, 1997).

Plusieurs études indiquent que la concentration critique est influencée par la qualité de l'acier (acier standard, acier avec époxy, acier inoxydable, etc.) (FHWA, 1998). De plus, pour un même type d'acier, la valeur du seuil d'initiation varie significativement selon les auteurs (Bentur et coll, 1997 ; FHWA, 1998 ; Alonso et coll, 2000). Par exemple, dans une revue du sujet, Alonso et coll (2000) trouvent que la valeur critique pour un acier standard (acier noir) variait entre 0,25 % et 6,0 % en ratio Cl^-/OH^- et entre 0,097 % et 3,04 % en masse de ciment (ions chlorure totaux). Il s'agit de plages de valeurs malheureusement très grandes. Tel que décrit par Alonso et coll (2000), cette grande variabilité peut être attribuable au constituant du mélange, à l'environnement de l'essai ainsi qu'à la méthode de détection de l'initiation de la corrosion. Par ailleurs, certains auteurs affirment que la concentration critique en ions chlorure totaux dépend de la teneur en C_3A du ciment (Hussain et coll, 1995 et Hussain et coll, 1996). Selon ces auteurs, plus la teneur en C_3A augmente, plus le seuil de concentration critique augmente (voir Tableau I-1). Par contre, Henocq et coll (2007) montrent que la teneur en C_3A n'a pas d'influence sur la concentration critique en ions chlorure totaux. Tel que montré au Tableau I-1, la concentration critique est de $0,5 \pm 0,05$ % avec des ciments ayant des teneurs en C_3A de 11 %, 8 % et inférieure à 4 %.

Tableau I-1 : Concentration critique en fonction de la teneur en C_3A

Auteur	Teneur en C_3A (%)	Concentration critique en ions chlorure totaux (% en masse de ciment)
Hussain et coll. (1995)	2,43	0,35
	7,59	0,62
	14	1,00
Hussain et coll. (1996)	2,43	0,48 à 0,59
	7,59	0,73 à 0,85
	14	1,01 à 1,20
Henocq et coll. (2007)	< 4 %	$0,5 \pm 0,05$
	8	
	11	

Bref, il n'existe aucun consensus du point de vue de la valeur et la manière d'exprimer le seuil de corrosion entre les différents chercheurs. Par contre, certains guides ou codes de conception présentent des seuils de corrosion. Quelques exemples sont montrés au Tableau I-2.

Tableau I-2 : Concentration critique selon le guide ou code de conception

Guide ou code de conception	Concentration critique en ions chlorure totaux (% en masse de ciment)
<i>ACI 222, Tableau 3.1 – Limites pour nouvelle construction</i>	
Béton armé dans des conditions humides	0,10
Béton armé dans des conditions sèches	0,20
<i>ACI 222, p. 11 – Code Norvégien, NS 3420L</i>	
Béton armé avec du ciment normal Portland	0,60
<i>ACI 222, p. 11 – Code Britannique, CP 110</i>	
Béton armé	0,35
<i>ACI 222, p. 10 FHWA</i>	
Béton durci	0,20
<i>BS 8110*</i>	0,40

* Tiré de l'ACI 222

Dans une étude récente, Lapointe (2009) mentionne que la concentration critique en chlorures totaux pour initier la corrosion est de 0.3 % en masse de mortier ou 1.16 % lorsqu'elle est exprimée en masse de ciment. L'étude comprend quatre mélanges de mortier et deux types de préparation de surface des armatures. Lapointe (2009) précise que la teneur en C₃A du ciment, la préparation de la surface des armatures et le rapport E/C n'ont pas d'influence sur la concentration critique pour initier la corrosion. Toutefois, ces paramètres influencent significativement la durée de la période d'initiation de la corrosion.

À la suite de la grande variabilité des seuils de corrosion trouvés lors de différentes recherches, il serait intéressant de se poser la question suivante : Est-ce que le seuil est propre au matériau de béton et/ou au type de barres d'armature utilisé? Dans l'affirmative, il y aurait donc une concentration seuil différente selon les différents matériaux utilisés.

I.2.2.5. Amorçage et propagation de la corrosion

Selon le modèle de Tuutti, la durée de vie des structures de béton armé peut être séparée en deux phases distinctes telles que montré à la Figure I.4. La première phase est l'initiation de la corrosion dans laquelle l'armature est passive, mais le processus de dépassivation, c.-à-d. carbonatation ou pénétration des ions chlorure dans le béton, prend place. La seconde phase est la propagation de la corrosion qui débute lorsque l'acier est dépassivé et qui se termine lorsqu'un état limite est atteint au-delà duquel les conséquences de la corrosion ne peuvent plus être tolérées (Bertolini et coll, 2004) .

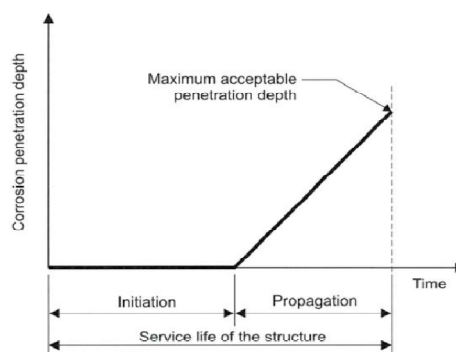


Figure I.4 : Période d'initiation et de propagation de la corrosion dans les structures de béton armé (Modèle de Tuutti - tiré de Bertolini et coll, 2004)

Le temps d'initiation et la cinétique de propagation de la corrosion dépendent de plusieurs facteurs tels que : les caractéristiques du mélange de béton, les propriétés des barres d'armature ainsi que l'état de surface des barres d'armature (Bertolini et coll, 2004). Selon Bertolini et coll (2004), la qualité du mélange de béton dépend pour beaucoup du rapport (E/C), de la minéralogie du ciment et de la présence ou non d'ajouts cimentaires.

Tel que démontré par Meyer (1968), Midgley et Illston (1984) et Zhang et coll (2005), plus le rapport E/C est élevé, plus la perméabilité du mélange de béton est grande. Un mélange ayant une forte perméabilité (faible qualité) est normalement plus poreux et laisse passer plus facilement les agents agressifs. En outre, pour un même type de barre d'armature, plus la perméabilité du béton est grande, plus l'initiation et la propagation de la corrosion risque d'être rapide (Bertolini et coll, 2004).

Par ailleurs, la sélection du liant peut avoir une influence significative sur la capacité du béton à réduire la pénétration des ions agressifs comme les ions chlorures. Des travaux antérieurs ont clairement démontré que le choix du type de ciment (et notamment de sa minéralogie) pouvait considérablement affecter la durée de vie des ouvrages exposés à des ions chlorure (Hussain et coll, 1996 et Zhang et coll, 2005). Selon ces études, une réduction de la teneur en C₃A aurait comme conséquence d'augmenter de manière considérable la pénétration des ions chlorure et par le fait même de réduire la période requise pour initier la corrosion des armatures.

Depuis plusieurs années, les producteurs de barres d'armature concentrent leurs efforts afin de produire des barres plus résistantes à la corrosion en comparaison avec les barres conventionnelles en acier noir. Les barres en acier noir sont les barres les plus répandues sur le marché. Elles sont appelées acier noir à cause de la couche d'oxyde noir qui se forme à la surface de l'acier lors du laminage à chaud. Cette mince couche d'oxyde se nomme la calamine. Les produits alternatifs sont les barres enrobées d'époxy, les barres galvanisées, les barres en acier inoxydable et les barres du type MMFX. La description détaillée de ces types de barres existe dans la norme ACI 222.3R pour plus de détail (Lapointe, 2009).

Un autre facteur pouvant à la fois faire varier la résistance à la corrosion et l'adhérence au béton est le type de préparation de surface des barres. La préparation de surface sert à enlever toute trace de saletés, de graisses ou de sels, de produits de corrosion et de calamine. Selon Ghali (2005), la calamine forme un revêtement protecteur à la surface de l'acier et, normalement, ne devrait pas être enlevée afin d'assurer un minimum de protection pour des aciers exposés à la corrosion atmosphérique. La préparation de surface est une pratique courante dans le cas des aciers de charpente. Par contre, pour le béton armé, sur chantier, la préparation de surface est une étape souvent négligée. Une telle préparation permettrait de garantir une surface propre. Néanmoins, pour des aciers de charpente, la préparation de surface est habituellement effectuée en deux étapes. La première étape consiste à dégraisser l'acier et la deuxième étape a pour but d'éliminer les taches de rouille et, quelques fois, la calamine. Dans le cas où la calamine serait enlevée, il est préférable de protéger la surface par une peinture ou par grenailage (*shot-peening*). Cette dernière technique est présentée plus bas. La deuxième étape peut être faite par brossage métallique ou bien par projection d'abrasifs (jet de sable). Le nettoyage au jet de sable permet d'enlever complètement la couche de calamine. Selon Salah-Rousset et coll (1996), malgré la perte de la calamine, la projection du sable sur la surface de l'acier agit comme du martèlement. Le jet de sable ressemble beaucoup au grenailage de précontrainte appelé « Shot-peening » qui est une technique moderne d'écrouissage superficiel de pièces métalliques. Cette technique met une mince couche en compression à la surface de l'acier.

Cette mince couche très dense offre une protection supérieure à la corrosion et à la fatigue et un meilleur coefficient de frottement.

I.2.2.5.1. Corrosion généralisée

Dans le cas de la corrosion de l'armature par carbonatation du béton, on considère que l'amorçage de la corrosion commence dès que le front de carbonatation atteint les armatures à t_0 , correspondant au commencement du processus de dépassivation. Pour accélérer ou retarder l'amorçage, il faut intervenir sur l'épaisseur du béton d'enrobage. En comparant les profondeurs de pénétration des agents agressifs et l'épaisseur du béton d'enrobage, on peut estimer si la corrosion est amorcée.

Dès lors que l'amorçage de la corrosion a eu lieu, si les conditions environnementales ne sont pas modifiées, la propagation ne peut pas être interrompue.

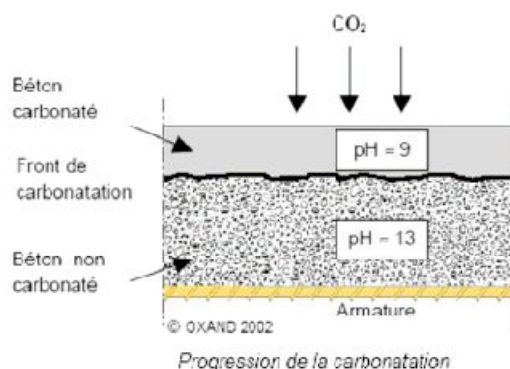


Figure I.5 : Schéma de principe de la formation de la carbonatation (selon LRPC Bordeaux)

I.2.2.5.2. Corrosion localisée par piqûres

Les ions chlorures Cl^- pénètrent dans le béton et provoquent, à partir d'une certaine concentration dans la solution des pores, au niveau des armatures, la destruction locale du film de passivation et l'initiation d'une corrosion localisée. Les ions chlorures s'introduisent dans la couche passive en remplaçant l'oxygène et en augmentant à la fois sa solubilité, sa perméabilité et sa conductivité ionique. Ils sont rarement distribués de manière homogène à la surface de l'acier laissant subsister quelques imperfections dans la couche passive qui facilite l'incorporation des ions chlore. La dégradation de la couche passive est un phénomène local conduisant à une corrosion par piqûre. Des études menées par le Building Research Establishment ont établi des teneurs en chlorures critiques ou valeur limite. La valeur limite de la teneur en chlorures de 0,4% par masse de ciment est utilisé pour la prédiction de vie des bétons (BRE, 1997). On considère que la quantité de chlorures libres nécessaires pour détruire la couche de passivation dépend de la quantité de portlandite présente. Toutefois il s'avère que le dépassement des seuils critiques définis ne constitue pas toujours une condition suffisante pour amorcer la corrosion. La qualité de l'interface entre l'armature et le béton peut également être déterminante (Castel, 2000).

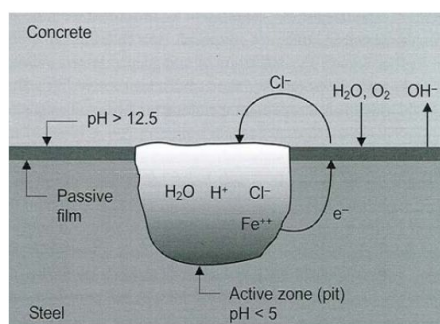


Figure I.6 : Représentation de la corrosion par piqûres de l'acier dans le béton (tiré de Bertolini et coll, 2004)

I.2.3. Produits de corrosion

La rouille est composée de plusieurs oxydes et hydroxydes. Les produits de corrosion que l'on retrouve couramment dans le béton sont : la magnétite (Fe_3O_4), la maghémite ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$), la

lépidocrocite (γ -FeOOH), la goethite (α -FeOOH), l'akaganéite (β -FeOOH) et l'hématite (α -Fe₂O₃) (Duffo et coll, 2004 ; Aligizaki et coll, 2000 ; Cornell et Schwertmann, 2003 ; Marcotte, 2001 ; Chitty et coll, 2005). Ces différents produits ont la particularité de présenter des propriétés fortes différentes. Entre autres, le coefficient d'expansion, étant le ratio entre le volume de l'oxyde de fer et le volume de fer initial, passe de 2,1, pour la magnétite et l'hématite, jusqu'à 3,8, pour le Fe(OH)₂. Ainsi, à cause de la grande diversité de coefficients d'expansion, le type d'oxyde formé influencera énormément le risque de fissuration du béton d'enrobage.

Le type d'oxyde formé dans le béton est fonction des conditions d'exposition. Cornell et Schwertmann (2003).

Par ailleurs, tel que vu antérieurement, le pH élevé du béton, au début de la mise en service d'une structure, ralenti beaucoup le développement de la corrosion par le film passif. De plus, le pH de la solution autour de la barre, la température ambiante et la solubilité de l'oxygène influencent fortement la vitesse de réaction et le type d'oxyde formé. En effet, selon les conditions d'expositions, la formation ou la transformation d'un des oxydes peut être favorisée (Cornell et Schwertmann, 2003). En outre, les constituants du mélange de béton peuvent influencer le pH et le type d'oxyde formé. Selon Bertolini et coll (2004), le simple fait de mettre des ajouts cimentaires dans le mélange de béton peut faire varier le pH de la solution.

Ensuite, la méthode utilisée en laboratoire pour provoquer la corrosion des armatures influence beaucoup le type d'oxyde formé puisque la vitesse de réaction, lors de l'essai, est plus ou moins rapide selon le cas. Selon Paradis et coll (2006), les méthodes les plus courantes sont l'application d'un courant dans le système à partir d'une source externe, l'ajout de chlorure de sodium dans l'eau du mélange et l'utilisation de cycles de mouillage et de séchage. Paradis et coll (2006) affirment que, dans le cas d'une corrosion accélérée par un courant électrique et par l'ajout de chlorure de sodium dans l'eau de gâchage, les produits de corrosion formés sont très peu représentatifs de la réalité comparativement à une corrosion naturelle. Les auteurs expliquent que, pour une corrosion accélérée, la vitesse de développement des produits de corrosion est trop rapide et que les produits formés n'ont pas le temps de diffuser dans la pâte. Ainsi, la distribution spatiale de la corrosion, le coefficient d'expansion des produits de corrosion, la quantité de produit et la déformation du recouvrement de béton sont différents d'une corrosion naturelle. La manière la plus représentative pour provoquer une réaction de corrosion est d'avoir recourt à des cycles de mouillage et de séchage sur les éprouvettes.

Finalement, selon Cornell et Schwertmann (2003), la présence d'ions chlorure (Cl⁻) influence seulement la création d'akaganéite. Cet oxyde a un coefficient d'expansion de 3,5. Ainsi, ayant l'un

des coefficients d'expansion les plus élevés, la corrosion induite par la pénétration des ions chlorure favorise grandement la fissuration du béton de recouvrement.

I.2.4. Influence de la qualité de l'interface acier / béton

La qualité de l'interface acier / béton est un facteur important dans l'initiation de la corrosion. Selon plusieurs études, la présence de vides à l'interface entre les armatures et le béton s'avère une condition clef dans la formation des produits de corrosion et de leur développement (Mohammed et coll, 1999). Trois types de décohésion à l'interface acier / béton peuvent être présents (Castel et coll, 2003).

La première décohésion provient de l'orientation de la barre par rapport à la mise en place du béton. D'après plusieurs recherches (Mohammed et coll, 1999 ; Castel, 2000 ; Otsuki et coll, 2000), le ressuage et la ségrégation sont la cause de vides sous les armatures. Les essais réalisés par Vidal (2003) montrent les effets de ce phénomène. Les armatures présentant des vides suite à la ségrégation ou du ressuage montrent une corrosion généralisée à ces endroits. Au contraire, les armatures avec une interface acier / béton de meilleure qualité ne présentent aucun signe de corrosion, et ce, pour un même taux de chlorures totaux.

Le second type de décohésion provient de la dégradation de l'interface acier / béton provoquée par une sollicitation mécanique. Ainsi, une fissure transversale qui remonte aux armatures peut bifurquer le long des armatures et endommager le lien acier / béton. Cette décohésion longitudinale peut favoriser grandement la propagation de la corrosion. Lors d'essais expérimentaux, Castel (2003) a constaté que la corrosion s'était principalement développée dans la région de la poutre ayant subi la sollicitation la plus élevée, c'est-à-dire, la partie centrale de la poutre où les armatures sont tendues.

Le dernier type de décohésion provient des défauts aléatoires de mise en place du béton.

Ces défauts, notamment en zone fortement ferrillée, peuvent apparaître et provoquer également des décohésions d'interface. Ils entraînent la formation de vides d'air persistant malgré la vibration du béton. Ceci peut expliquer l'existence de faibles piqûres aléatoires au niveau des armatures non concernées par les autres défauts.

I.2.5. Facteurs influents sur la corrosion des armatures du béton

Les facteurs qui influencent la pénétration des chlorures ou du dioxyde de carbone et par conséquent la corrosion des armatures sont les propriétés des matériaux (composition du ciment, porosité du béton, pH, ...), la réalisation de la construction (temps de cure, ...) et les actions de l'environnement (concentration en chlorures, en CO₂, température, humidité relative, ...).

On s'intéresse dans ce paragraphe aux paramètres fortement variables comme la température, la concentration en chlorures, la nature de l'armature et la résistivité du béton (porosité).

I.2.5.1. La température

La variation de température influence le potentiel de la réaction qui est régi par la loi de Nernst selon l'équation (1.14).

D'après Liu et Weyers, une augmentation de la température accroît la vitesse de corrosion (Liu, 1998). Ce phénomène peut s'expliquer d'une part par le fait que les processus anodiques (oxydations des composants de l'acier) et cathodiques (réduction des protons en milieu acide) sont activés thermiquement. Il en résulte un courant d'échange c'est-à-dire une vitesse de corrosion augmentant avec la température. Une élévation de 10 à 20°C multiplie par deux la vitesse de corrosion en situation de corrosion active.

Le changement de température dans le béton entraîne le changement d'autres paramètres. Cornell et Schwertmann ont expliqué dans leurs études que la température avait une influence directe sur la nature des oxydes formés dans le béton (Cornell, 2003). L'effet total de la température sur le taux de corrosion dans le béton est très complexe et contrôlé par l'interaction de plusieurs autres facteurs. L'élévation de température augmente la vitesse de la réaction mais peut également agir sur un autre facteur de corrosion. Par exemple, l'abaissement de solubilité de l'oxygène dans l'eau, lorsque la température augmente, est un cas où la corrosion se ralentit par manque d'oxygène.

D'autre part, en milieu aéré, une élévation de température facilite la diffusion de l'oxygène dans la solution augmentant le courant d'échange.

Le modèle développé montre une relation entre le courant de corrosion et la température de la forme suivante :

$$i_1 = i_2 \cdot e^{2283 \left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1} \right)} \quad (1.19)$$

Lorsque l'on plonge une éprouvette en béton armé dans un bain à différentes températures, on constate que le courant circulant dans le système électrode/ électrolyte change.

La densité de courant de corrosion passe de 1µA/cm² à 5µA/cm² lorsque la température s'élève de 5°C à 40°C.

I.2.5.2. Résistivité du béton (Porosité)

Les caractéristiques du réseau poreux (porosité, distribution des tailles de pores,...) déterminent les propriétés de transfert. Ces propriétés de transport du béton vont évoluer dans le temps du fait de la

carbonatation et de la fissuration qui modifient le réseau poreux et par conséquent la cinétique de corrosion.

La résistivité du béton a une influence sur le taux de corrosion à une même température. Elle est proportionnelle à la vitesse de corrosion lorsque l'armature est à l'état actif sauf dans le cas de béton saturé, très sec ou dégradé (Huet, 2005). Plus elle sera élevée, moins le béton sera conducteur, et donc le passage du courant sera limité. La résistivité du béton est fortement conditionnée par sa phase liquide. Plus la porosité du béton est forte, plus la phase liquide peut être importante et par conséquent plus la résistivité est faible. Plus le béton aura une résistivité élevée, plus la diffusion des ions agressifs sera limitée et le courant de corrosion sera faible.

Dans le cas d'une résistivité infinie, c'est-à-dire un béton sec, le courant de corrosion est très faible et proche de $0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Pour une résistivité du béton faible, c'est-à-dire un béton très humide dans des conditions normales d'utilisation, le courant de corrosion sera plus élevé et pourra atteindre la valeur de $2,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Dans le cas de structures en béton armé totalement immergées dans l'eau, le taux de corrosion est contrôlé par l'oxygène fourni. Le faible taux d'oxygène ralentit le processus de corrosion.

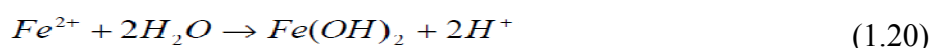
I.2.5.3. La concentration en chlorures

Les ions chlorures conditionnent la solubilité des produits de corrosion et l'existence de dépôts (Marcotte et al, 2003). Leur présence dans le béton armé a une influence sur la corrosion puisque leur présence induit un risque de localisation de la corrosion, notamment par piqûre (Lacombe, 1990), augmentant ainsi le courant de corrosion.

D'une part, une concentration critique est nécessaire pour que la dépassivation des aciers débute, ce taux limite est fonction du ratio entre les ions chlorures et les ions hydroxydes présents dans la solution interstitielle. D'autre part, lorsque la concentration en ions chlorure augmente, la conductivité du béton augmente, favorisant le passage des ions chlorures vers l'armature.

En milieu chloruré, lorsque la dissolution du métal se poursuit sous le dépôt, l'excès d'ions Fe^{2+} ou Fe^{3+} produits conduit à la diffusion inverse des anions Cl^- pour respecter la neutralité des charges.

Les cations métalliques s'hydrolysent selon la réaction :



Il se forme ainsi un hydroxyde qui protège l'armature.

On note, pour des éprouvettes identiques placées dans des solutions électrolytiques contenant des quantités d'ions chlorures différentes, des courants de corrosion différents.

I.2.5.4. Nature et composition de l'acier

(Beranger, 1994) et (Lacombe, 1990) ont décrit l'influence de la nature des armatures sur la corrosion en fonction du milieu dans lequel elles sont situées.

Dans un milieu neutre aéré, la nature de l'acier intervient peu, car le facteur contrôlant le phénomène de corrosion est la concentration en oxygène dissous.

Dans un milieu acide, c'est la nature et la composition de l'acier qui sont des facteurs importants du développement de la corrosion. En effet, la corrosion se développe tant qu'elle n'est pas limitée par l'appauvrissement en protons H^+ . Hors, en milieu acide, la réaction de réduction du proton H^+ en H_2 est lente de telle façon que le courant d'échange et le courant de la surtension varient en fonction du matériau sur lequel la réduction se produit. La surtension d'hydrogène sera différente selon les éléments d'alliages, impuretés et phases cristallines de l'acier. De même, les traitements thermiques conditionnent la répartition et la taille des phases pouvant créer des piles localement, donc des phénomènes de corrosion localisée.

I.3. Caractérisation, Diagnostic

I.3.1. Introduction. Objectifs du diagnostic

I.3.1.1. Place du diagnostic

Un diagnostic préalable de l'ouvrage constitue la base nécessaire pour le choix d'une stratégie de réparation adéquate et pour permettre une évaluation plus précise des coûts.

Le processus conduisant à une action de réparation et de protection des ouvrages en béton peut se définir en six étapes (SETRA LCPC, 1996). Le diagnostic intervient dans les deux premières étapes de ce processus.

La première étape, appelée « étape de mise en évidence de la dégradation », peut être déclenchée par une opération de surveillance (cas des ouvrages d'art par exemple), une opération d'entretien, ou à la suite d'un événement accidentel (chute de morceaux de béton par exemple). Elle débouche sur le transfert de l'information vers les responsables qui sont ainsi sensibilisés au problème observé.

La deuxième étape est le « diagnostic » proprement dit, ou recherche d'une pathologie à partir des symptômes. Il est demandé dans le cadre :

- d'une étude spécifique ;
- de travaux de réfection ou de rénovation, de renforcement ;
- d'une inspection régulière mettant en évidence des désordres ;
- d'une expertise ;
- ou d'une démarche préventive...

I.3.1.2. Cas particulier de la corrosion des armatures

La corrosion des armatures a souvent pour conséquences des symptômes visibles sur le parement, tels que des éclats, épaufrures, taches de rouille. Dans certaines circonstances, toutefois, une délamination dans le lit des armatures peut se produire, sans signes apparents de corrosion.



a) tâches de rouille+ fissuration



b) éclatement localisé



c) éclatement généralisé

Photos I.1 : les symptômes de corrosion (V. Baroghel-Bouny et al., 2008)

La forme, l'étendue des désordres, leur intensité dépendent à la fois de la position des armatures (enrobage, et espacement), de la qualité du béton d'enrobage (compacité et homogénéité), et de l'environnement (nature de l'agent agressif).

Ainsi, lorsqu'une corrosion se manifeste, il est raisonnable de s'attendre à ce que le processus de dégradation s'étende au delà de la dégradation visible.

Le graphique de la figure I.7 ci-dessous illustre les différents stades de dégradation du béton :

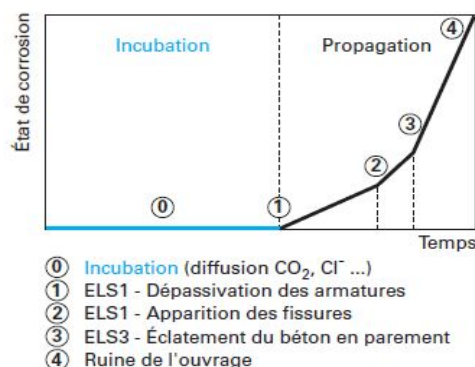


Figure I.7 : Modèle conceptuel de corrosion des aciers dans le béton armé : (tiré de : nouvelle approche de la durabilité du béton. indicateurs et méthodes, V. Baroghel-Bouny)

I.3.1.3. Objectifs du diagnostic de corrosion

Les objectifs d'un diagnostic de corrosion (selon AFGC, 2003) sont :

- l'identification de l'origine (carbonatation, chlorures externes ou internes, autres) ;
- l'évaluation de l'étendue dans l'espace ;
- la prédiction de l'évolution probable, dans le temps ou dans l'espace ;
- l'estimation des conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ou des personnes ;
- la définition des suites à donner et entre autres le principe des solutions de réparation.

Des considérations d'ordre esthétique sont par ailleurs à prendre en compte dans de nombreux cas : bâtiments, monuments historiques, du fait de la nature des matériaux de base, de leur texture, de leur couleur et de la nature du ciment. Ceci est à prendre en compte dans l'établissement du programme d'investigation.

I.3.1.4. Procédure à suivre

La procédure à suivre pour un diagnostic (selon AFGC, 2003), s'intègre dans une démarche globale qui peut mener jusqu'à des travaux de réparation.

La découverte des désordres sur une structure entraîne généralement :

- la mise en œuvre de mesures de sauvegarde si nécessaire (purges, filet de protection...) ;

- la réalisation d'une visite préliminaire et de certaines autres opérations dans le but d'établir un pré-diagnostic ;
- la mise au point d'un programme d'investigation ;
- le lancement des opérations liées au diagnostic...

L'ingénieur chargé des opérations de diagnostic doit avoir des compétences sur la physico-chimie des matériaux, l'instrumentation, les méthodes de réparation et de traitement. Dans les cas délicats, il devra s'associer avec un ingénieur spécialiste des structures (pour les problèmes d'ordre mécanique), ou un ingénieur chimiste de laboratoire (pour les problèmes liés aux gonflements du béton, etc.).

I.3.2. Visite préliminaire

La visite préliminaire (selon AFGC, 2003) a pour objet d'améliorer la compréhension de l'état et du fonctionnement de la structure, de préciser les conditions environnementales, les désordres visibles, l'accessibilité des parties dégradées. Cette inspection débouche sur un pré-diagnostic et sur un programme d'investigations. Elle comprend :

- la collecte des informations nécessaires à la compréhension de l'ouvrage : historique, documents, dossiers, rapports, implantation, orientation, date de construction, plans de coffrage et de ferrailage, environnement (nature chimique, vents dominants), matériaux (ciment, agrégats, dosage), etc ;
- un examen succinct de l'intégralité de la structure, et le relevé de tous les symptômes avec prise de photographies. On utilisera les moyens d'accès les plus adaptés : il est nécessaire de voir de près les surfaces dégradées. Quelques tests simples (profondeur de carbonatation, présence de chlorures, alcali-réaction) pourront être envisagés à cette étape, afin d'orienter le programme d'analyse futur.

Après cette visite, l'ingénieur doit être capable :

- d'émettre un pré-diagnostic sur les causes probables des désordres ;
- d'effectuer la mise au point du programme des investigations. Ce dernier tiendra compte de toutes les sujétions relatives à l'accès, l'environnement, la présence d'énergie électrique etc.. ;
- d'évaluer si la mise en jeu des responsabilités et garanties est nécessaire ;
- et de faire évoluer les mesures de sauvegarde (limitation du trafic, mise sous surveillance renforcée...).

Il doit également estimer le coût probable et la durée des investigations, si celles-ci sont raisonnables au vu de la valeur vénale de l'ouvrage...

I.3.3. Inspection détaillée (selon AFGC, 2003)

L'inspection visuelle de la totalité de la structure est mise en œuvre afin de détecter tous les signes de détérioration, et d'identifier toutes les sources potentielles de désordres. Elle comprend les deux phases suivantes :

I.3.3.1. Préparation de l'inspection

Il s'agit tout d'abord de vérifier et compléter les informations recueillies lors de la visite préliminaire, de rechercher des documents de synthèse déjà établis, tels que les précédents rapports d'expertise, etc.

Les moyens d'accès seront recensés et définis au préalable, et toutes les dispositions prises (sécurité, accès, nettoyage, etc.).

I.3.3.2. Inspection

L'inspection proprement dite comprend le relevé, éventuellement sur plans, de tous les désordres visibles, et de tous les renseignements utiles quant à l'aspect du parement :

- la présence d'anciens revêtements, ou de produits d'imprégnation ;
- l'apparence de la surface du béton, stalactites, efflorescences, traces de rouille ;
- la présence de fissures, (ouverture, réseau) ;
- la détérioration de la peau du béton ;
- les armatures apparentes et les épaufrures ;
- la déformation de la structure ;
- la détection de zones sonnantes creuses ;
- les traces d'humidité.

Ce relevé sera effectué en se référant à un guide des défauts.

I.3.4. Investigations in situ

Le programme des investigations (selon AFGC, 2003) est établi en tenant compte des contraintes et impératifs suivants :

- l'importance de la structure ;
- la nature, la gravité et l'intensité des phénomènes, la sécurité des personnes ;
- les délais et les coûts ;
- l'accessibilité ;
- l'environnement, etc.

I.3.4.1. Méthodes de mesure de la corrosion des armatures dans le béton

I.3.4.1.1. Généralités

L'enrobage des armatures est un paramètre déterminant dans les phénomènes de corrosion. La technique de mesure de l'enrobage fait appel à de nombreux appareils disponibles sur le marché, basés sur des principes magnétiques ou réflectométriques (radar géophysique). Toutefois, les précisions et sensibilités varient fortement d'une technique à l'autre, notamment en fonction de la densité du ferrailage. Ces techniques, dont les performances sont fonction de leur principe de base, permettent d'accéder aux informations suivantes :

- enrobage (profondeur) ;
- estimation du diamètre des armatures ;
- présence d'armatures adjacentes ;
- reconnaissance du profil de l'acier.

L'objectif de ces mesures est de localiser géographiquement les armatures faiblement enrobées (en relation avec les dispositions réglementaires d'une part, et les spécifications particulières d'autre part), d'estimer les surfaces concernées, et enfin d'apporter des éléments quantitatifs pour une modélisation de l'évolution possible des phénomènes (en relation avec la profondeur de carbonatation ou de pénétration des chlorures).

I.3.4.1.2. Méthode magnétique (Raharinaivo et al., 1998)

I.3.4.1.2.1. Principe de la méthode magnétique

La localisation des armatures concerne à la fois leur profondeur (d'enrobage) et leur position relative, les appareils disponibles sont de type magnétique. Un électro-aimant, mis sous une tension v_0 (figure I.8), est placé sur le parement de béton. Cette tension varie lorsque l'appareil s'approche de l'aplomb d'une armature, la variation de cette tension dépend à la fois de la profondeur (d'enrobage) et du diamètre de l'armature. Elle dépend aussi de la présence d'autres aciers au voisinage de l'armature détectée et de la perméabilité magnétique de l'armature. En particulier un oxyde (la magnétite) a une perméabilité très différente de celle de l'acier et peut induire des erreurs. Ainsi cette méthode est adaptée surtout pour les armatures les plus proches du parement. Ce sont celles qui sont attaquées les premières par les agents venant du milieu environnant.

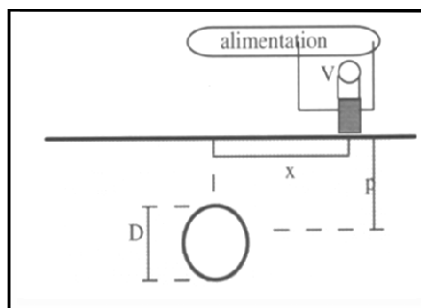


Figure I.8 : principe de la méthode magnétique de localisation des armatures (Raharinaivo et al., 1998)

La réponse v de la sonde est v_0 en l'absence d'armature, en un point distant de x d'une armature, le signal augmente de $\Delta v = v(x) - v_0 = k\mu \cdot \frac{\sigma}{d}$, où k une constante caractéristique de la sonde, σ est le diamètre de l'armature, μ sa permittivité et d la distance entre la sonde et l'armature (ici $d^2 = x^2 + p^2$, si p est la profondeur d'enrobage).

I.3.4.1.2.2. Exploitation des résultats

Les résultats des mesures de localisation dépendent de beaucoup de paramètres. C'est pourquoi, les signaux doivent être enregistrés (figure I.9) et des vérifications ponctuelles, à l'aide de sondages destructifs, sont conseillées

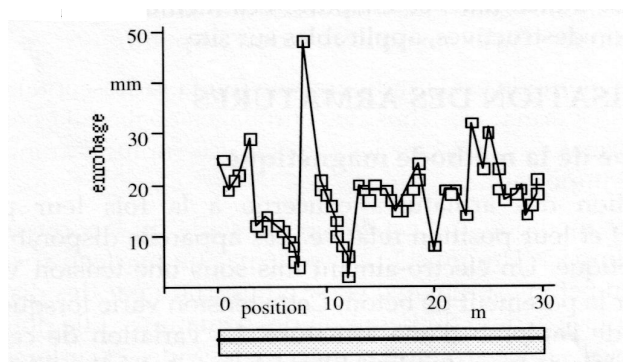


Figure I.9 : enregistrement de la réponse d'un appareil de localisation des armatures (Raharinaivo et al., 1998)

Une exploitation statistique des résultats donne la distribution des enrobages. Ces épaisseurs sont à comparer aux profondeurs de carbonatation, pour connaître le risque de corrosion (figure I.10). Ce risque est d'autant plus grand que l'épaisseur d'enrobage est faible.

Les résultats obtenus avec certains appareils sont traités de façon automatique et donnent parfois une image des armatures.

La précision de mesures de diamètre des armatures est de l'ordre du millimètre. Elle n'est donc pas suffisante pour détecter les corrosions qui n'ont pas encore fortement atteint les aciers. Toutefois, des études faites en laboratoire ont montré que cette précision peut être améliorée.

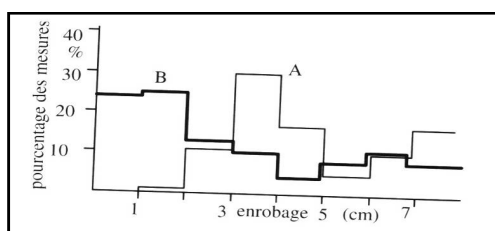


Figure I.10 : exemples d'histogrammes des épaisseurs d'enrobage d'armatures dans de petits bâtiments (Raharinaivo et al., 1998)

Dans le cas B les armatures sont très proches du parement, alors que dans le cas A l'enrobage est satisfaisant.

I.3.4.1.3. Méthode électromagnétique (Radar)

La technique radar est désormais reconnue comme un outil usuel dans l'évaluation non destructive des ouvrages en béton. Mais elle demeure essentiellement utilisée pour la recherche d'objets enfouis dans le béton (des armatures, des câbles ou des inserts métalliques) ou pour la reconnaissance de discontinuités ou de géométries. Des recherches assez récentes ont montré que le radar peut également être utilisé comme un outil de caractérisation de l'état du matériau ce qui lui ouvre de nouveaux champs d'application (Laurens, 2001) .

(Garciaz, 2001), (Dérobert, 2003). Dans ce cadre. Deux indicateurs du béton sont essentiellement ciblés, la teneur en eau et la teneur en chlorures. Le signal radar est analysé en termes d'atténuation et de vitesse, en exploitant les différents signaux réfléchis mais aussi la partie de signal qui se propage directement de l'émetteur vers le récepteur, l'onde directe. Des résultats obtenus en laboratoire ou sur ouvrages ont clairement démontré la sensibilité de ce signal aux deux indicateurs recherchés. Des moyens de traitement adaptés ont été développés pour extraire des signaux les paramètres caractéristiques en terme d'atténuation et de vitesse. Des moyens d'inversion à partir de modèles physiques et statistiques sont également en cours de développement pour extraire directement des signaux ou de leurs attributs instantanés les paramètres caractéristiques du matériau.

I.3.4.1.3.1. Principe général de la technique radar et notions sur les propriétés électromagnétiques d'un milieu à pertes

De nombreux auteurs ont rapporté le principe de l'auscultation radar en génie civil (Bungey, 2004),(Clemena,1991). Il ne s'agit ici que d'une rapide description du principe simplifié des auscultations de structures en béton armé par radar impulsionnel avec des antennes couplées. Il s'agit d'un radar de marque GSSI modèle SIR 2000, utilisant des antennes couplées de fréquence centrale 1,5 GHz

(GSSI modèle 5100). Un radar permet d'émettre une impulsion électromagnétique qui va se propager en s'atténuant plus ou moins dans le milieu ausculté. Les interfaces, présentant un contraste de propriétés électromagnétiques, réfléchissent une partie de l'énergie émise par la source. Ces réflexions sont enregistrées par le récepteur pendant un intervalle de temps prédéfini par l'opérateur et constituent un radargramme montrant l'amplitude du signal reçu en fonction du temps. La figure I.11 montre le type de radargramme que l'on peut supposer obtenir pour une dalle de béton armé possédant deux lits d'armatures lors d'une auscultation radar en mode bistatique par des antennes couplées. Sur cet exemple, l'énergie rayonnée par l'antenne, qui constitue le « signal source » ou « signal incident », se propage dans toutes les directions du demi-espace matérialisé par l'interface air/béton en dessous de l'antenne émettrice (E).

Une partie du signal incident est directement transmis à l'antenne réceptrice (R), c'est le signal S_1 qui constitue l'onde directe émetteur récepteur. Une part de l'énergie rayonnée va se réfléchir sur les armatures du 1^{er} et 2^{ème} lit, ce qui constitue les signaux S_2 et S_3 et ainsi de suite pour les interfaces suivantes. Généralement l'antenne est déplacée sur un profil linéaire et des radargrammes sont enregistrés suivant un pas centimétrique. Ces radargrammes sont ensuite traités par seuillage et représentés en niveaux de la couleur gris. Leur juxtaposition permet d'obtenir une image en deux dimensions de la structure auscultée appelée « coupe-temps », classiquement utilisée pour le repérage des armatures.

Figure I.11 : schéma de principe de l'auscultation radar sur une dalle en béton armé (j.p. balayssac et al., 2007)

La réponse d'un matériau non magnétique, comme le béton à une excitation électromagnétique, fait appel à deux paramètres, la conductivité électrique σ [S/m], liée aux courants de conduction et la permittivité diélectrique ε [F/m] relative aux phénomènes de polarisation. Le béton n'étant pas un diélectrique parfait mais un matériau à pertes, sa permittivité devient une grandeur complexe dont la partie imaginaire traduit les pertes. En outre comme la conductivité du béton n'est pas nulle, l'application d'un champ électrique variable engendre donc un courant de conduction ainsi qu'un courant de déplacement. Aux pertes diélectriques évoquées précédemment, s'ajoutent donc des

pertes ohmiques par effet Joule. Il est impossible, dans la gamme de fréquence étudiée par la technique radar (300MHz-2GHz), de distinguer les contributions respectives des phénomènes de conduction et de polarisation.

On définit alors une permittivité effective relative (ϵ_r) qui est une combinaison complexe de la permittivité et de la conductivité et qui permet de traiter le matériau comme un diélectrique ayant une permittivité effective complexe, la conductivité du matériau étant alors prise en compte par la partie imaginaire de la permittivité (équation 1.21).

(1.21)

avec ϵ_0 la permittivité diélectrique du vide

Où ϵ_r' et ϵ_r'' sont les parties réelle et imaginaire de ϵ_r et sont appelées respectivement **constante diélectrique et facteur de perte**.

I.3.4.1.3.2. Sensibilité de la technique radar vis à vis de la teneur en eau

J.P. balayssac et al. (2007) ont utilisé deux compositions de béton avec des rapports eau/ciment respectifs de 0,66 et 0,48 et des porosités accessibles à l'eau de 14,7 % et 12,5%. La figure I.12 représente les variations de vitesse en fonction du volume d'eau rapporté au volume du corps d'épreuve (teneur en eau volumique) pour les deux bétons testés. Elle montre que la variation de la vitesse de l'onde directe dépend uniquement et de manière linéaire du volume d'eau et non du type de béton ou de sa porosité intrinsèque. Dans ce cas l'eau n'intervient que pour accroître la valeur de la vitesse de l'onde directe. Ce résultat est intéressant vis à vis des applications pratiques de la technique puisque la seule mesure de vitesse permettrait de remonter à la teneur en eau volumique d'un béton

Figure I.12 : Variation de la vitesse de l'onde directe en fonction de la teneur en eau volumique (j.p. balayssac et al., 2007)

En ce qui concerne les mesures d'atténuation, des essais ont été réalisés sur une gamme de bétons plus étendue avec des porosités variant de 10 à 17% (Sbartai, 2005). Comme pour la variation de la vitesse, les résultats montrent à nouveau que l'atténuation varie linéairement en fonction de la teneur en eau volumique et ceci quelle que soit la porosité du béton. Plus la quantité d'eau augmente plus le signal est atténué, ce qui correspond à une augmentation des pertes dues à une forte polarisation des ondes électromagnétiques en présence d'eau. Cette dépendance des deux paramètres essentiels de la propagation à la seule teneur en eau volumique est particulièrement intéressante vis à vis de futures applications pratiques de la technique.

I.3.4.1.3.3. Sensibilité de la technique radar vis à vis des chlorures

Des mesures ont été réalisées sur des corps d'épreuve conditionnés à différents degrés de saturation avec des solutions plus ou moins chargées en NaCl (de 40 à 120 g/l). Une procédure d'homogénéisation similaire à celle décrite au paragraphe précédent a été mise en œuvre (J.P. balayssac et al., 2007).

Figure I.13: effet des chlorures sur l'atténuation du signal direct (j.p. balayssac et al., 2007)

Les résultats en termes d'atténuation de l'onde directe sont présentés sur la figure I.13 pour des teneurs en NaCl de 0, 40, 80 et 120 g/l. On remarque à nouveau une tendance linéaire entre l'atténuation et la teneur en eau volumique mais qui n'est pas indépendante de la teneur en sel dissous. Plus la quantité de sel est importante plus l'atténuation de l'onde est forte, de façon significative. Ceci est à relier à des pertes plus importantes en présence de sels, essentiellement à cause d'une plus forte conduction ionique. Ce résultat atteste donc de la sensibilité des ondes électromagnétiques à la présence des chlorures dans la solution interstitielle, ce qui a déjà été démontré par d'autres auteurs (Soutsos et al., 2001).

I.3.4.1.3.4. Applications sur ouvrages

(Klysz et al., 2003) ont fait de nombreuses auscultations non destructives sur un pont pour détecter

des gradients de teneur en eau sur deux zones voisines (1.2 m x 0.8 m) à l'intrados du tablier de ce pont mais différemment altérées (repérées 5 et 6 dans la suite) .

La zone 6 présente des venues d'eau ainsi qu'une amorce de délamination visible avec aciers corrodés apparents alors que la zone 5 apparaît moins altérée. Des profils radars parallèles et perpendiculaires ont été réalisés tous les dix centimètres sur les zones tests sur lesquels ils ont analysé la variation d'amplitude de l'onde directe. Deux cartographies ont été réalisées à partir des profils radars parallèles soit longitudinaux (figure I.14a), soit transversaux (figure I.14b). On observe une zone particulièrement atténuante dans la partie gauche de la cartographie de la dalle 6, correspondant aux traces d'humidité visibles en surface montrant clairement l'influence de la teneur en eau sur l'atténuation des ondes radar. Ces essais ont été corroborés par des carottages qui ont permis de mettre en évidence les différences de teneur en eau dans l'épaisseur du tablier.

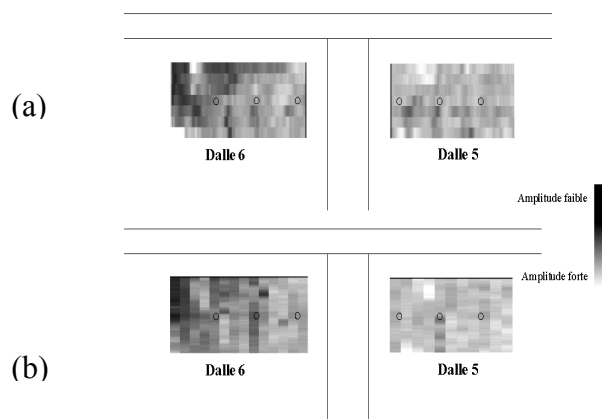


Figure I.14: variations d'amplitude de l'onde directe sur dalles présentant des contrastes d'humidité (j.p. balayssac et al., 2007)

I.3.4.1.4. La Thermographie infrarouge

I.3.4.1.4.1. La méthode

Technique nouvelle en génie civil, la méthode d'auscultation par thermographie infrarouge semble constituer une des techniques de CND les plus attractives. Les mesures sont réalisées de façon rapide, sans contact, avec une durée de mise en œuvre réduite et, généralement, un appareillage de faible encombrement d'une grande maniabilité (Clark et al., 2003). Quel que soit le principe (thermographie active dans le cas d'une excitation naturelle, ou passive pour une sollicitation artificielle) et le type d'appareillage (radiomètre, scanner, caméra infrarouge) (Gaussorgues, 1984), le but est de restituer sous la forme d'une image une cartographie de la luminance de la scène thermique observée. La caméra infrarouge présente l'avantage de proposer une image thermique instantanée du site.

Pour l'analyse des résultats, cette image est associée à une inspection visuelle et/ou à une prise de vue dans le visible, pour faciliter le repérage et permettre un contrôle des anomalies thermiques.

I.3.4.1.4.2. Les grandeurs mesurées

Tout matériau absorbe et émet de l'énergie appelée rayonnement thermique dans la gamme spectrale des infrarouges (longueur d'onde de l'infrarouge moyen $\lambda = 2$ à $12 \mu\text{m}$) proportionnel à sa température de surface. La caméra infrarouge mesure ce rayonnement lié à la luminance de la surface de la scène. L'équation radiométrique (Eq.1.22) (Sirieix et al., 2003) permet ensuite le passage de la luminance à la température de surface de la zone d'étude. La caméra, qui reçoit le rayonnement composé de 3 parties (émis par l'objet, réfléchi par l'objet et émis par l'atmosphère entre l'objet et le détecteur), calcule et affiche cette température (figure I.15).

(1.22)

Figure I.15 : Composition du rayonnement reçu par la caméra infrarouge (Sirieix et al., 2003)

L'influence de la température de l'environnement et les hypothèses faites sur l'homogénéité de l'objet (température et émissivité ϵ_0 considérées constantes dans l'espace et dans le temps) rend l'exploitation des valeurs numériques de température très délicate. Toutefois, dans le but d'une démarche quantitative, l'analyse de comportements différentiels ou de contrastes de température peut être envisagée.

I.3.4.1.4.3. Présence et détection d'une anomalie

Si le matériau est sollicité thermiquement (réchauffement de façon naturelle ou artificielle), la chaleur diffuse dans le matériau. La présence d'un défaut comme une zone de délamination (ou décollement) ou une fissure, agissant comme isolant thermique, ralentit cette diffusion. Il s'en suit l'apparition d'une zone plus chaude (figure I.16) en surface par rapport au matériau voisin dépourvu d'anomalie. Pour être détecté, le contraste de température doit être suffisant. D'autre part, si la taille du défaut est réduite et sa profondeur élevée (Sakagami et al., 2002), la chaleur diffuse autour de l'anomalie, en la « contournant », et le contraste n'est pas visible.

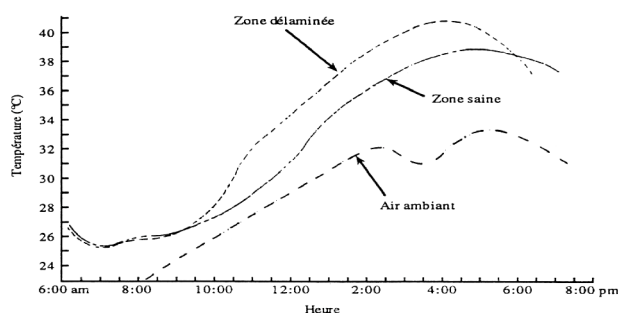


Figure 1.16 : Exemple de comportement thermique d'un béton sain et d'un béton délaminé (d'après Holf, 1987)

I.3.4.1.4.4. Application de la méthode in situ

Après la théorie, voici un exemple d'utilisation de la thermographie infrarouge pour l'auscultation d'un pont, illustrant l'intérêt et l'apport potentiel de cette technique en CND (Sirieix et al., 2003).

I.3.4.1.4.5. Protocole d'auscultation et paramètres

A l'aide de la caméra infrarouge ThermaCAM TM SC 2000 (FLIR Systems), des images visibles et thermiques de l'ouvrage sont prises. L'angle de vue est perpendiculaire à la surface observée pour limiter les réflexions dues à la rugosité du béton (De Vriendt, 1984). A la distance caméra - ouvrage de 4,50 m et compte tenu de l'ouverture de l'objectif, les images thermiques mesurent 1,90 x 1,40 m². Dans ce cas, la taille d'un pixel est de 0,6 x 0,6 mm².

L'acquisition de données est faite en deux dimensions. La résolution thermique de la caméra est supérieure à 0,2°C, et la précision de $\pm 2\%$.

L'émissivité du béton (sec) est considérée égale à 0,95 et la température ambiante à 10°C.

Deux séances de mesures sont effectuées (une première séance le matin et une deuxième en début d'après-midi) pour mettre en évidence au niveau de défauts des contrastes de température différents selon le moment de la journée, c'est-à-dire en fonction d'inertie thermique de l'ouvrage.

I.3.4.1.4.6. Résultats et interprétations

Sur la figure I.17, qui est une image visible d'une partie de dalle située à l'intrados du tablier du pont, aucun défaut de surface n'est apparemment visible. Le béton apparaît sain en surface.

Sur la même partie de la dalle, aucune variation thermique significative n'est détectable (figure I.18).

On repère facilement la poutre longitudinale, mais aucun défaut thermique. Nous considérerons donc que les premiers centimètres de béton sont sains.

Figure I. 17 : Image visible d'une partie de l'ouvrage sans anomalies (d'après Naar et al., 2003)

Figure I.18 : Image thermique de la même partie de l'ouvrage (d'après Naar et al., 2003)

Le deuxième exemple présente un parement faisant apparaître des défauts surfaciques (figure I.19). On interprète les variations de teintes de la surface du béton comme des effets d'altération. Ainsi, des fissures transverses F_{C1} et F_{C2} sont repérables sur l'image visible. Elles sont également détectables sur l'image thermique (séance du matin) avec une variation de température significative par rapport au matériau sain de, respectivement, $+0,6^{\circ}\text{C}$ et $+0,8^{\circ}\text{C}$ (figure I.20). Par ailleurs, deux zones claires donc chaudes IR_1 et IR_2 sont détectables sur l'image thermique mais pas sur l'image visible.

Le contraste de température est significatif : respectivement $+0,7$ et $+0,8^{\circ}\text{C}$. Il s'agit probablement de deux zones de décollement du revêtement. Selon Bursanescu (2003), dans le cas d'une délamination, la zone est plutôt circulaire avec un contour net, alors que dans le cas d'un décollement, la zone est généralement plus grande et de forme non circulaire. Pour confirmer cette hypothèse et caractériser le défaut, une autre méthode de CND devra être mise en œuvre.

Figure I.19 : Image visible d'une partie de l'ouvrage avec anomalie (d'après Naar et al., 2003)

Fig I.20 : Image thermique de la même partie de l'ouvrage (d'après Naar et al., 2003)

Les profils de température, représentés sur la figure I.21, sont asymétriques. Ils témoignent donc de réalités physiques différentes de part et d'autre de la fissure. Cependant, il est possible de la repérer de façon exacte, puisque, pour la fissure F_{C2} , le pic de température correspond à son emplacement.

Fig I.21 : Profils de température perpendiculaires aux fissures (d'après Naar et al.,2003)

Toutes ces anomalies sont également identifiées lors de la deuxième séance de mesures : les deux fissures F_{C1} et F_{C2} apparaissent avec une différence de température de $+0,5^{\circ}\text{C}$, et les deux zones IR_1 et IR_2 avec un contraste de $+0,6^{\circ}\text{C}$.

La deuxième séance de mesure (début d'après-midi) a permis de constater un réchauffement de la surface du béton allant jusqu'à 5°C en 3h (les conditions de chantier n'ont pas permis de réaliser des mesures sur des créneaux horaires plus larges). Ce réchauffement est plus significatif sur les dalles exposées au sud (5°C) que sur celles exposées au nord (3°C). Selon les sites, il peut-être intéressant de procéder à une étude préalable de l'inertie thermique du béton, afin d'obtenir les contrastes de températures les plus élevés entre une zone saine et une zone présentant un défaut, permettant ainsi une caractérisation plus fine de l'altération.

En effet, la figure I.22 représente l'évolution de l'écart de température de surface entre une zone saine et une zone de délamination dans le cas d'une sollicitation assimilable à une alternance jour/nuit (Sirieix *et al.*, 2003). Sur cet exemple numérique, deux moments de la journée semblent les plus intéressants : en début de matinée et en fin d'après-midi.

Figure I.22 : Ecart de température entre une zone saine et une zone de délamination par modélisation (Sirieix et al., 2003)

D'autres mesures visent à caractériser l'évolution de la température des différentes zones (température ambiante, béton sain et délamination) au cours de la journée dans le but d'optimiser les mesures.

I.3.4.1.5. Les méthodes nucléaires

L'utilisation des techniques à rayons X et à rayons GAMMA pour l'inspection non destructive du béton se base sur le principe d'absorption des rayons X ou rayons GAMMA dans le béton de façon que les régions d'un matériau ayant une densité plus importante absorbent une plus grande partie de la radiation. Les techniques employées dans l'industrie du béton sont principalement la radiographie et la radiométrie.

I.3.4.1.5.1. La radiographie

La technique par radiographie cherche à optimiser la netteté et la qualité des images d'échantillons ainsi que limiter le temps d'exposition aux rayons. La qualité d'une radiographie se lie aux caractéristiques de pénétration des rayons X ou des rayons GAMMA. La figure I.23 illustre un montage type d'un appareil à rayons X pour l'analyse d'un échantillon.

I.3.4.1.5. 1.1. Principes de base

Une perte de définition d'une image captée par radiographie est en fonction de la taille de la source, la distance entre la source et l'échantillon ainsi que la distance qui sépare le spécimen du film.

Il est important de garder le film dans une position parfaitement horizontale, de façon à limiter la distorsion de l'image du spécimen sur le film.

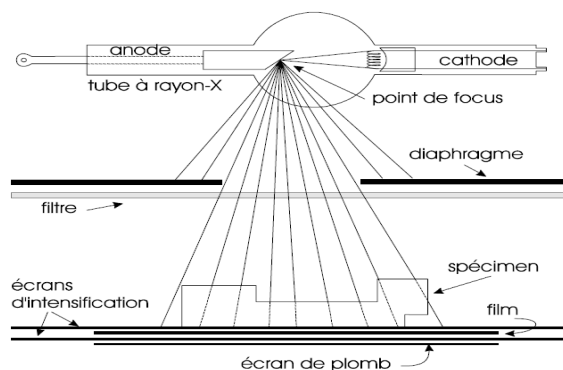


Figure I.23 : Un système type à rayons X (d'après Mix, 1987).

Il existe des conditions idéales qui aident à accroître la qualité de la projection de l'image (Mix, 1987):

- 1) Le foyer doit être minimisé en utilisant une source de rayons en forme de pointe;
- 2) La source émettrice de rayons X et l'échantillon doivent être séparés d'une distance maximale sans pour autant perdre le niveau nécessaire de pénétration des rayons X;
- 3) La séparation entre le film et le spécimen doit être minimisée;
- 4) La direction des rayons X doit être perpendiculaire à la surface du film, ce qui n'est souvent pas le cas;

5) Le plan du spécimen doit être parallèle au plan du film.

Il y a toujours une certaine quantité de distorsion de l'image causée par une différence d'élévation à certains endroits sur la surface d'un échantillon. De plus, il est souvent impossible de garder toutes les surfaces de l'échantillon parallèles à la surface du film. Il est cependant possible de réussir une radiographie complète et adéquate en changeant l'angle de la source émettrice de façon à garder la source perpendiculaire aux surfaces de l'échantillon. L'évaluation de la grandeur, de la forme et de la position des défauts devient ainsi plus précise (Mix, 1987).

Dans le cas du béton, les sources de rayons X, utilisées pour la radiographie, possèdent des énergies maximales qui varient de 30 à 125 keV. L'atténuation dans cette gamme d'énergie n'est pas uniquement dépendante de la quantité d'énergie des rayons X, mais du numéro atomique des matériaux absorbants tels que l'armature et le béton (Foster, 1968). Les sources de rayons GAMMA pour le béton fonctionnent à des niveaux d'énergies maximales qui varient entre 0.3 et 1.33 MeV. Le mécanisme dominant de l'atténuation est, pour cette gamme d'énergie, relativement indépendant du numéro atomique. Dans le cas des rayons GAMMA d'un isotope donné, l'atténuation par unité d'épaisseur est proportionnelle à la densité du matériau absorbant.

1.3.4.1.5.1.2. Applications de la radiographie à rayons X

C'est en 1949 que Mullins et Pearson font les premiers essais sur le béton en utilisant la technique de la radiographie à rayons X. Les essais avaient pour objectifs de déterminer la variation de la densité dans une dalle de béton et de localiser l'armature. En 1955, Evans et Robinson entament des recherches en utilisant la même technique, mais dans le cadre de l'évaluation des contraintes d'adhérence de l'armature à l'intérieur de poutres en béton précontraint. Depuis, les études de recherche d'envergure sur ce sujet sont très limitées.

Brown et Kelly (1969) attribuent cette réalité au coût d'instrumentation très élevé, ainsi qu'à la difficulté de transport et d'utilisation de l'équipement en chantier.

Les applications de cette technologie en laboratoire ont été nombreuses dans les années 1960. La majorité des expériences durant cette période avaient comme objectif principal, l'étude de la structure interne du béton. En 1963 par exemple, Slate et Olsefski ont concentré leur recherche sur l'observation directe de l'agencement des granulats. Ils ont spécifiquement considéré l'espace séparant les granulats et l'épaisseur de la pâte de ciment. Cette investigation portait également sur d'autres phénomènes tels que l'observation en trois dimensions des vides d'air entraînés, l'effet de la ségrégation des granulats et la présence de fissures.

Certains chercheurs ont d'ailleurs estimé que la méthode par radiographie à rayons X est supérieure à l'observation microscopique.

La radiographie permet donc une visualisation interne du spécimen et une amélioration de la détection de fissures d'adhérence. Slate et Olsefski cautionnent toutefois, que l'interprétation des données doit être entreprise de façon judicieuse.

I.3.4.1.5.1.3 .Applications de la radiographie gamma

Les radiographies GAMMA sont produites par l'interaction entre la radiation qui émerge d'un échantillon et un film photographique spécialement choisi pour ce type d'essai. Plus l'intensité de rayons GAMMA est importante, plus grande est l'interaction avec le film photographique. Les avantages de cette technique résident dans sa capacité de déterminer la position et la condition de l'armature, la quantité de vides dans le béton et la position des vides dans les coulis d'injections de poutres ou de dalles post-contraintes. La méthode d'auscultation par radiographie GAMMA est plus populaire au Royaume-Uni et en Europe. L'équipement est portable, les coûts d'opérations sont négligeables et il est possible d'examiner le béton jusqu'à une profondeur de 450 mm. Il faut noter la possibilité d'utiliser, à grande échelle, la technique par radiographie GAMMA dans les usines de béton préfabriqué.

I.3.4.1.5.2. La radiométrie

La technique par radiométrie utilise des rayons GAMMA et fut utilisée pour la première fois par Smith et Whiffin en 1952. Les rayons GAMMA sont générés par un radio-isotope spécialement conçu pour pénétrer le béton. L'intensité de la radiation qui émerge du spécimen, est décelée par des détecteurs de radiation tels que les compteurs de scintillements ou Geiger.

Lorsque le rayon GAMMA qui se propage sous forme de radiation à haute énergie pénètre dans le béton, une première partie du rayon est absorbée, une deuxième partie émerge et une troisième partie est dispersée dans le béton. La partie qui émerge du béton est employée pour ces études.

La dispersion des rayons GAMMA est le résultat d'une ou de plusieurs collisions entre les électrons et un matériau absorbant. Contrairement à la méthode par radiographie, la radiométrie n'utilise pas de pellicule photographique.

Cette technique est connue sous deux noms: a) "backscatter" et b) à transmission directe (voir figure I.24). Essentiellement, la méthode "backscatter" est utilisée lorsqu'on a accès à une surface seulement du spécimen.

Comme le nom l'indique, la méthode par transmission directe est employée lorsqu'on a accès à deux surfaces parallèles.

Figure I.24 : La technique par radiométrie: A) transmission directe et B) "backscatter"(Mitchell, 1991)

La radiométrie GAMMA est utilisée pour déterminer la densité in situ de membres structuraux, l'épaisseur de dalles de béton ainsi que la variation de la densité de carottes de béton. En 1969, Facaoaru écrit sur l'utilisation de la radiométrie GAMMA en Roumanie pour déterminer le niveau de consolidation à l'intérieur de certaines colonnes en béton de dimensions allant jusqu'à 410 x 610 mm. Par ailleurs, la technique à transmission directe possède certaines limitations (accès à deux surfaces), mais procure aux utilisateurs la possibilité de déterminer l'épaisseur et la densité du béton ainsi que la position de l'armature. Cette méthode est très précise, applicable au béton frais et insensible à la composition chimique du béton.

La méthode "backscatter" permet de déterminer la densité du béton frais ou durci. Cette technique est sensible à la composition chimique du béton et les variations de surfaces. De plus, la profondeur de pénétration dans le béton est limitée. Un avantage important de cette méthode est la capacité d'ausculter continuellement de grands volumes de béton (Mitchell, 1991).

I.3.4.1.6. Les méthodes mécaniques :

I.3.4.1.6.1. la méthode MSR Impact-écho

Les travaux de recherches à l'Université McGill ont démontré le potentiel du système *MSR Impact-Écho*, pour détecter et localiser avec précision les fissures, les délaminations et les vides dans le béton. L'attrait de ce système réside dans le fait qu'elle est une méthode entièrement non destructive, qu'elle peut détecter et localiser les fissures avec une très grande précision, qu'elle est rapide et facile à utiliser et enfin elle peut fournir une image détaillée de l'ensemble de la structure en termes de ses propriétés élastiques et de sa résistance. Cette technique est basée sur l'étude d'ondes microsismiques.

L'utilisation d'un impact pour produire une onde n'est pas une idée nouvelle.

Un impact mécanique évite le besoin de se procurer un transducteur à émission d'ondes de grandes dimensions.

Toutefois, l'onde de contrainte générée par un impact possède une direction moins précise que l'onde émise par un émetteur à grand diamètre. L'onde se propage dans toutes les directions sous la

forme d'hémisphères et crée des réflexions arbitraires. C'est d'ailleurs pour cette raison que les méthodes par impacts sont utilisées sur des structures telles que des pieux. La géométrie de ces structures présente l'avantage de réduire les réflexions et la perte de signal.

I.3.4.1.6.1.1. Principes de base

Une pulsation (onde) est introduite à l'intérieur d'un spécimen en béton par le biais d'une source d'impact d'origine mécanique. L'onde de contrainte se propage alors dans le matériau sous la forme d'un train d'ondes hémisphériques. Ces ondes appelées ondes de front, sont constituées à la fois d'ondes de compression et de cisaillement. Les ondes de Rayleigh se propagent en s'éloignant de la source d'impact. Les ondes de compression et de cisaillement sont reflétées par les interfaces internes du matériau et les bornes du spécimen.

L'oscilloscope enregistre les trois formes d'ondes discutées précédemment. L'onde Rayleigh produit toujours un signal d'une amplitude plus grande que les ondes de compression et de cisaillement grâce à des mouvements elliptiques de surface.

Toutefois, ces ondes ne sont pas considérées dans l'analyse MSR Impact-Écho à cause de leur faible pénétration en profondeur. L'onde de compression fait partie de l'information captée par le récepteur telle que vue à la figure I.25.

I.3.4.1.6.1.2. Analyse des données

La méthode d'analyse des données par l'étude des fréquences est un développement majeur du système MSR Impact-écho. Les ondes de compression sont produites par un impact et subissent des réflexions multiples entre la surface d'essai et l'interface de réflexion. Chaque fois que l'onde de compression arrive à la surface, celle-ci produit un déplacement qui est une caractéristique de l'amplitude de la réflexion. Donc, l'onde de propagation possède une caractéristique périodique; la fréquence (f) dont la définition algébrique est donnée par l'équation 1.23 :

$$f = \frac{C_p}{2D} \quad (\text{Hz}) \quad (1.23)$$

Où C_p = Vitesse de l'onde de compression (m/s)

D = Profondeur de l'interface de réflexion (m)

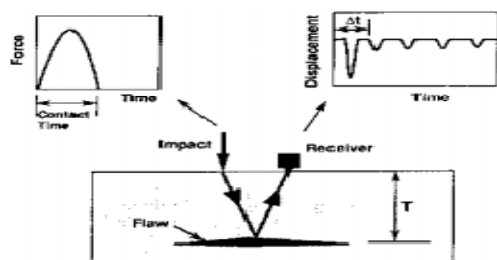


Figure I.25: Principe de la méthode MSR Impact-écho (d'après Hassani et Moumayez, 2004)

L'onde captée par l'oscilloscope est transformée du domaine de temps au domaine de fréquence. La transformation s'effectue à l'aide des transformations Fourier discrète (FFT).

Le spectre des amplitudes de fréquences captées par le récepteur permet, grâce à cette méthode d'analyse, d'identifier les fréquences dominantes de l'onde de compression et de ces échos.

Pour des dalles en béton, la fréquence qui détermine l'épaisseur d'un spécimen est souvent celle qui est dominante dans le spectre.

Cette valeur est par exemple utilisée pour calculer la profondeur d'une anomalie en utilisant l'équation 1.23. La figure I.26 illustre cette explication.

I.3.4.1.6.1.3. Le temps de contact

La durée de contact entre le spécimen et la source d'impact est un aspect clé de la méthode MSR Impact-écho. En effet, le temps de contact détermine le contenu fréquentiel du train d'onde généré par la source d'impact. Ceci implique que le temps de contact sur la surface détermine les dimensions, de même que la profondeur des défauts qui peuvent être observées sous la surface. Plus le temps de contact est court, plus le contenu fréquentiel de l'onde est caractérisé par des composantes de fréquences élevées (faibles longueurs d'ondes). Il est ainsi plus facile de détecter des défauts de faibles envergures de même que des anomalies localisées très près de la surface de contact.

Pour ces raisons, il est recommandé d'utiliser un temps de contact court pour les essais sur dalles de béton. À première vue, la composante fréquentielle la plus élevée (f_{\max}), ayant une forte amplitude dans le train d'onde, est équivalente à l'inverse du temps de contact. Par exemple, un temps de contact de 100 μ s est équivalent à une fréquence maximale d'environ 10 kHz.

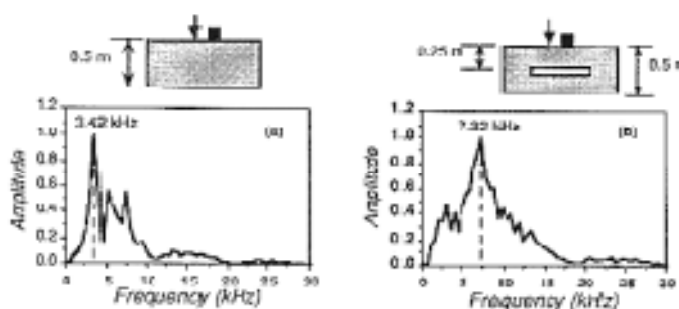


Figure I.26: Exemples de spectres d'amplitudes et la détection d'une fissure (d'après Hassani et Moumayez, 2004)

Les sources d'impacts ont des formes variées, mais les plus populaires prennent la forme de marteaux ou de sphères d'acier. Les marteaux produisent des énergies d'impact élevées dû au temps de contact long (> 1 ms) sur la surface. Ce temps de contact est utilisé sur des structures élancées en béton, mais n'est pas acceptable pour des structures telles que des dalles et autres structures moins

élancées. En utilisant des sphères ou des sources d'impacts à ressort et à bouts sphériques, des temps de contacts de 20 à 60 μs peuvent être générés. Les sphères d'impacts possèdent un avantage important sur le marteau; le temps de contact est directement proportionnel au diamètre de la sphère. Cette simplicité et versatilité expliquent ainsi la popularité de cette méthode auprès des chercheurs.

La technique MSR Impact-écho possède plusieurs capacités, dont celle de déterminer les propriétés dynamiques du béton. Les propriétés dynamiques en question sont le module d'élasticité et le rapport de Poisson, soit deux paramètres d'importance dans l'étude des structures en béton. Le tout peut maintenant se réaliser en auscultant une seule surface d'une structure. Notons que les équipements développés jusqu'à présent sont limités à des utilisations en laboratoire uniquement. Une particularité de la technique MSR Impact-écho est l'étude de deux formes d'ondes, soit les ondes de compression et les ondes de cisaillement. En combinant les fréquences de réflexion de ces deux ondes, on peut déterminer les propriétés dynamiques du béton (Hassani et col, 1997). Il a fallu plus de quatre (4) ans de développement et d'essais pour aboutir à cette technique d'évaluation non destructive. La figure I.27 illustre schématiquement le concept de la méthode MSR Impact-écho.

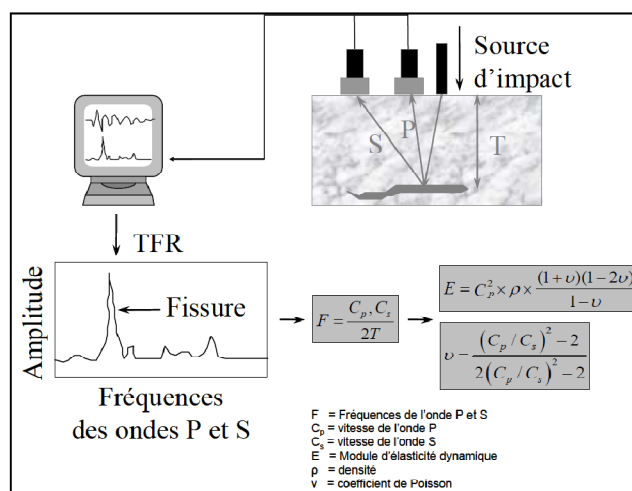


Figure I.27: Vue schématique de la méthode MSR Impact-écho (d'après Hassani et Moumayez, 2004)

L'analyse des signaux se fait par l'entremise du logiciel « MSR Analysis Package V.2.1 » ce dernier fonctionne sous le système d'exploitation GAUSS, un langage de programmation axé sur les calculs mathématiques avancés et les statistiques. La nouvelle version du logiciel permettra à l'utilisateur de faire l'acquisition, d'afficher les signaux, d'analyser les données et de présenter le résultat des analyses en temps réel sous le système d'exploitation Windows. Les figures I.28 et I.29 montrent un signal typique obtenu avec le dernier capteur d'onde de compression ainsi que sa transformée de Fourier.

Figure 1.28: Signal caractéristique du système Impact-Écho (d'après Hassani et Moumayez, 2004)

Figure 1.29: Transformée de Fourier du signal (d'après Hassani et Moumayez, 2004)

I.3.4.1.6.2. Les méthodes par ultrasons

Les ultrasons sont des ondes mécaniques générées à partir d'un élément piézo-électrique excité à une fréquence comprise pour de nombreuses applications entre 2 et 5 MHz. Cet élément est souvent fixé d'un côté sur une semelle en matière plastique et de l'autre à un amortisseur, l'ensemble constituant le transducteur (AFGC, 2005).

Le contrôle par ultrasons est basé sur la transmission, la réflexion et l'absorption d'une onde ultrasonore se propageant dans l'élément à contrôler. Le train d'onde émis par le transducteur émetteur se réfléchit dans le fond de la pièce et lorsque les ultrasons rencontrent un défaut favorablement orienté par rapport à l'onde incidente, un écho revient vers le transducteur récepteur. Cette énergie mécanique réfléchie est transformée en signal électrique par l'élément piézoélectrique et se signale par un écho sur le système de visualisation de l'appareil à ultrasons.

D'un point de vue pratique, on utilise un écran d'oscilloscope. Les échos sont représentés par des pics sur l'écran. La position de l'écho permet de déterminer la profondeur à laquelle se trouve l'inclusion dans la pièce et d'en apprécier le caractère volumique ou non.

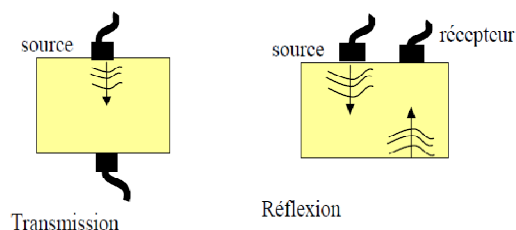


Figure I.30 : Emission des ondes par ultrason (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009)

Suivant la position du récepteur en mode transmission ou réflexion (figure I.30), cela permet d'avoir des informations sur les couches superficielles du béton dégradé, de connaître la mesure d'épaisseur du béton par exemple et de rechercher des défauts comme la corrosion de l'acier.

L'auscultation par ondes ultrasonores permet de contrôler la qualité du béton afin de détecter des zones de différentes natures, de détecter et dimensionner des défauts et d'estimer la résistance à la compression du béton.

I.3.4.1.6.2. 1. Instrumentation

La compagnie CNS Farnell de l'Angleterre, offre maintenant deux versions de son système par ultrasons populaire soit le système PUNDIT. La nouvelle génération du PUNDIT s'appelle le système PUNDIT *Plus*. Ce nouvel outil offre la possibilité d'enregistrer les données et de fournir immédiatement le module d'élasticité dynamique du béton. La figure I.31 montre les deux systèmes ultrasons. Les deux systèmes sont fournis avec un capteur et un émetteur de fréquence nominale de 54 kHz. Cette fréquence nominale limite la profondeur d'auscultation ainsi que l'épaisseur minimale du béton pouvant être sondée. Pour ces capteurs, la limite minimale est de 74 mm pour une vitesse d'onde de compression de l'ordre de 4000 m/s (CNS Farnell, 1994).

Cette technique est rapide et facile à effectuer même dans des conditions in situ difficiles.

Il est possible de déterminer la signature dynamique d'un élément de béton ainsi que d'évaluer la profondeur de fissures qui apparussent en surface. Un des inconvénients de ce type d'essais est la nécessité d'avoir accès à deux surfaces d'essais pour les tests de vitesses de pulsation. Dans le béton, l'armature peut jouer un rôle important sur l'interprétation des résultats, il faut donc connaître au préalable la configuration de l'armature avant d'entamer la campagne d'auscultation. Les systèmes sont portables, dans la limite qu'une source de courant est disponible. Quelques modèles sont à batteries.

(a)

(b)

Figure I.31: Systèmes PUNDIT de la compagnie CNS Farnell Ltée. (a) Système traditionnel; (b) système PUNDIT Plus

I.3.4.1.6.3. L'émission acoustique

L'émission acoustique (EA) est « l'ensemble des phénomènes dans lesquels des ondes élastiques transitoires sont générées par dissipation d'énergie provenant de sources localisées à l'intérieur d'un matériau » (ASTM, 1982). C'est aussi la discipline scientifique qui étudie ces phénomènes :

détection des ondes résultant de micro-déplacements locaux internes à un matériau soumis à une sollicitation statique ou dynamique (déformation à l'échelle microscopique).

L'ensemble des fréquences des ondes concernées s'étend dans le domaine ultrasonore, c'est à-dire entre 20KHz et quelques MHz. L'origine de l'émission acoustique trouve sa place dans le domaine de la sismologie. L'analyse des ondes élastiques produites par les séismes a été utilisée pour caractériser le mouvement en termes d'énergie libérée et de localisation.

Les premiers travaux concernant l'émission acoustique ont été réalisés en 1950 par Kaiser.

Toutefois, on connaît depuis longtemps des phénomènes d'émission acoustique comme « le cri de l'étain ». On peut dire que le matériau « parle » quand il est soumis à une sollicitation.

Avec le matériel d'émission acoustique, il est donc possible d'"écouter" les bruits émis par le matériau comme les ruptures de fibres et beaucoup d'autres détériorations que subit le matériau contraint (Lenain, 1997).

L'émission acoustique est liée aux phénomènes transitoires que sont les micro-ruptures. Les ondes émises contiennent des informations sur les mécanismes physiques qui les ont engendrées. On peut ainsi, en utilisant l'émission acoustique, connaître le comportement des matériaux testés tels que le béton, les métaux et tout autre matériau composite.

C'est une technique non destructive qui peut s'adapter à la plupart des matériaux. Elle permet de détecter en temps réel soit des défauts évolutifs, soit un endommagement au sein du matériau, soit des ruptures. C'est une méthode qui n'a pas d'influence sur l'évolution de l'endommagement du matériau. En utilisant plusieurs capteurs, on peut également faire de la localisation. Cependant, son application reste limitée du fait qu'elle ne peut détecter que des évolutions. Tout défaut non évolutif, donc non énergétique, ne peut être décelé.

I.3.4.1.6.3.1.Acquisition

I.3.4.1.6.3.1.1 .Chaîne d'acquisition

C'est dans les années 70-80 que l'énorme potentiel de la technique d'émission acoustique a commencé à se faire jour. Mais à l'époque, une des limites de la technique était liée aux faibles capacités disponibles pour l'acquisition et le stockage des signaux. Mais avec les progrès considérables des systèmes informatiques, les moyens d'acquisition des signaux acoustiques évoluent sans cesse et des dispositifs d'acquisition et de traitement des signaux relativement performants sont désormais disponibles (Thummen, 2004).

Le rôle de la chaîne d'acquisition est de recueillir les informations nécessaires à la connaissance de l'état du système et de délivrer ces informations sous une forme appropriée à leur exploitation (figure I.32).

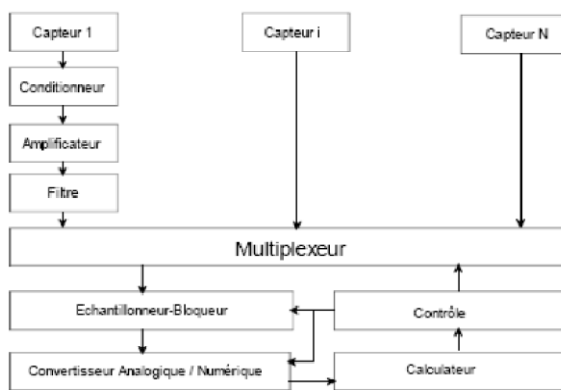


Figure I.32 : Exemple d'une structure de chaîne d'acquisition (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009)

Elle est généralement constituée de :

- Une acquisition de données (analogique) ;
- Plusieurs capteurs, pré-amplificateurs reliés à un système d'acquisition (figure I.33) ;
- Une carte analogique/numérique permettant la transformation des données ;
- Un ordinateur + logiciel : traitement des données.

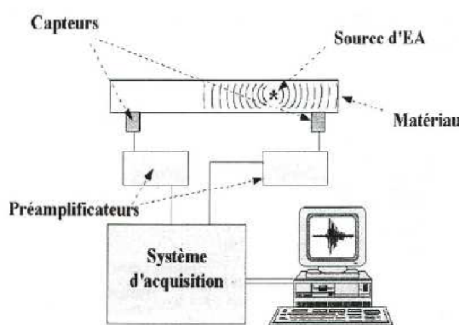


Figure I.33 : Schéma d'une chaîne d'acquisition de signaux d'émission acoustique (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009)

I.3.4.1.6.3.1.2. Paramètres acoustiques

Le but de la technique de l'émission acoustique est de détecter la présence de sources émissives. A partir de ces sources, le système d'acquisition les transpose en signaux électriques et en extrait un maximum d'informations.

Pour cela, il est nécessaire de régler au mieux les paramètres d'acquisition comme le gain du pré-amplificateur, la fréquence d'échantillonnage, les filtres et le seuil d'acquisition.

Afin de s'affranchir des bruits environnants qui correspondent à des bruits électromagnétiques ou des bruits dus à la chaîne d'acquisition, il est nécessaire d'appliquer un seuil minimal d'acquisition au dessous duquel le système d'acquisition n'enregistre pas les salves. Par contre, les signaux qui ont une amplitude supérieure au seuil fixé sont enregistrés.

L'acquisition est interrompue jusqu'au prochain dépassement de seuil et le système enregistre des salves qui sont déterminées par des paramètres que l'on va définir ci-après (figure I.34):

- Seuil : tension électrique prédéfinie qui doit être dépassée pour qu'il y ait détection d'une salve. Ce paramètre est à régler en fonction des acquisitions souhaitées ;
- Amplitude maximale : c'est l'amplitude atteinte lors d'une salve. Elle est exprimée en mV ou en dB_{AE} ;
- Nombre de coups : c'est le nombre de fois où les alternances du signal dépassent le seuil. Ce paramètre est calculé pour chaque salve ;
- Durée de la salve : temps écoulé entre le premier dépassement de seuil et le dernier dépassement de seuil d'une salve ;
- Temps de montée : intervalle de temps entre le premier dépassement de seuil et l'instant où l'amplitude maximale est atteinte.

A partir de ces paramètres extraits de la salve, on peut calculer d'autres paramètres comme :

- La fréquence moyenne : rapport du nombre de coups sur la durée de la salve ;
- L'énergie : intégrale du carré de l'amplitude de la salve sur sa durée :

$$E = \int [A(t)]^2 dt ; \quad (1.24)$$

- La tension efficace moyenne (notée RMS) : elle est considérée comme la racine carrée du rapport de l'énergie de la salve E sur sa durée notée D : $RMS = (E / D)^{1/2}$. (1.25)

Deux autres paramètres peuvent être extraits de l'analyse spectrale et plus particulièrement de la transformée de Fourier.

- La fréquence du maximum d'amplitude : composante fréquentielle d'une salve qui correspond au maximum d'amplitude du spectre de densité spectrale ;
- Le barycentre de densité spectrale : c'est le barycentre de l'aire balayée par la salve transcrite dans le domaine fréquentiel.

Figure I.34 : Schéma d'une salve et ses paramètres (d'après vervisch-fortuné isabelle, 2009)

Il peut arriver que l'activité soit intense et que les signaux se succèdent sans interruption, on parle d'émission continue. Lorsque les signaux sont interrompus jusqu'au prochain dépassement de seuil, on parle d'émission par salves.

I.3.4.1.6.3.2. Les applications actuelles de l'émission acoustique en Génie Civil

Cette technique peut être exploitée dans le cadre de contrôle non destructif tant en installations industrielles (Fleischmann, 1992) qu'en caractérisation des matériaux (Rouby, 1985) et (Jaubert, 2004). Elle se développe de plus en plus dans le domaine de la corrosion.

Elle présente des avantages par rapport aux méthodes classiques d'estimation de l'endommagement (Rothea, 1990) comme la représentation directe du phénomène qui se produit à la surface du métal et également en terme de suivi d'un endommagement puisqu'il s'agit d'une méthode de monitoring. De plus, elle permet de déterminer le moment où la corrosion débute et d'en estimer la sévérité de l'endommagement (Jaubert, 2004).

La technique d'émission acoustique a malgré tout des limites. Elle ne détecte que les événements évolutifs. Il faut soit un enregistrement en continu soit un enregistrement par événements en choisissant correctement le seuil de détection.

Les principaux domaines d'application sont les:

- matériaux et structures dans le transport (contrôle des installations ferroviaires, ...)
- équipements et installations industrielles (contrôle des structures porteuses, surveillance de la corrosion, détection et localisation des fuites, ...)
- ouvrages d'art (auscultation et surveillance des câbles ; suivi des structures métalliques, contrôle de la fissuration des structures en béton, ...)

I.3.4.1.6.3.2.1. Cas particulier d'utilisation de l'émission acoustique pour la Corrosion des armatures

L'émission acoustique représente pour la corrosion une méthode de contrôle non destructif permettant la détection, la localisation, l'évaluation et le suivi de la dégradation des métaux.

Les conséquences qui résultent de la corrosion sont bien connues et les moyens et techniques mis en œuvre pour les réparer sont onéreux. L'application d'un contrôle par émission acoustique permet de détecter les endommagements soit des revêtements de protection comme le cloquage, la mise à nu du métal soit du métal lui-même.

L'utilisation de la technique d'émission acoustique peut permettre de comprendre et de caractériser les mécanismes d'amorçage et de propagation de la corrosion. L'émission acoustique est également utilisée conjointement aux mesures électrochimiques pour la détection de l'endommagement de matériaux métalliques et du décollement de leurs revêtements.

La méthode reste assez qualitative et une écoute à l'aide de l'émission acoustique ne peut donner des résultats que si d'une part les conditions d'essai sont rigoureusement respectées et d'autre part si l'historique de la structure est parfaitement connu. La méthode ne peut détecter que des sources

actives comme la corrosion (Caron, 2004). Pour l'instant, il existe peu de retour d'expérience sur site.

Cette technique est toutefois déjà exploitée sur sites et a démontré que le diagnostic à l'aide de l'émission acoustique permet de déterminer l'état de corrosion active (Proust, 2002).

Deux grandes séries d'études ont été réalisées pour déterminer la corrosion des aciers, la première sur des aciers à nu et la deuxième sur des armatures coulées dans le béton.

Actuellement, l'émission acoustique est une technique potentiellement exploitée pour l'étude de l'influence de l'hydrogène sur la corrosion sous contrainte mais aussi pour l'étude des phénomènes de fragilisation par hydrogène des structures en acier. De nombreuses études en laboratoire ont été effectuées par Yuyama afin de déterminer les caractéristiques acoustiques des différents événements sources (Yuyama, 1986).

L'émission acoustique est une technique applicable dans le cas du suivi de la corrosion uniforme (Rettig, 1976). De nombreuses expériences sur des barres de fer plongées dans de l'acide ont été réalisées. Une relation entre l'activité acoustique et la vitesse de corrosion estimée avait été trouvée. Zakharov l'a également démontré pour des barres dans des solutions fortement acides, en remarquant que le nombre de salves par minute évolue de la même façon que la vitesse de corrosion (Zakharov, 1978).

Une étude réalisée par Fenn et Condello sur la corrosion d'aciers doux dans un milieu salin aéré formant une couche d'hydroxyde ferrique en surface (Fenn, 1986) a établi des signatures acoustiques pour deux produits de corrosion Fe_2O_3 et Fe_3O_4 . Il est relevé une amplitude de 0,5 à 1 V avec une fréquence de 40 à 90 kHz pour Fe_2O_3 et une amplitude de 0,5 à 4 V avec une fréquence de 350 à 400 kHz pour Fe_3O_4 .

De nombreuses études sur des corps d'épreuve en béton armé ont été menées. Les expériences ont démontrées que des niveaux mesurables d'émission acoustique se produisent et peuvent être enregistrées même lors d'exposition corrosive libre du béton armé (Weng, 1982).

Plusieurs signaux acoustiques sont détectés lors de la corrosion d'armatures dans le béton immergé dans une solution contenant des chlorures. Ils peuvent être attribués à l'infiltration du milieu à travers la porosité ou à des micro-fissures (Idrissi, 2005). Pour accélérer le processus de corrosion des armatures dans le béton armé, les corps d'épreuve sont immergés dans des solutions contenant des chlorures de l'ordre de 5% et un courant, dont la densité est d'au moins $100 \mu A/cm^2$, est imposé (Austin et al., 2004). L'habilité de l'émission acoustique à détecter la corrosion apparaît clairement. Les signaux attribués à la corrosion, enregistrés montrent une amplitude de 80 à 90 dB, et une amplitude très faible de l'ordre de 40 à 50 dB pour les signaux dus au bruit de fond (Austin et al., 2004).

De nouvelles études utilisant des méthodes électrochimiques et le suivi par émission acoustique montrent la corrélation entre l'évolution du potentiel de corrosion et le nombre d'événements acoustiques enregistrés (Ohtsu, 2007).

L'émission acoustique reste une technique de contrôle non destructif capable de détecter tout endommagement actif et suffisamment énergétique.

I.3.4.1.7. Inspection visuelle (Marteau et Carottage)

L'essai par le marteau permet de délimiter les zones dégradées suivant un son grave (béton délaminé) ou aigu (béton sain). Il ne peut être appliqué que directement sur le béton.

Le carottage permet de prélever des carottes dans le béton pour l'inspection visuelle et pour déterminer les paramètres mécaniques du béton.

L'inspection visuelle a révélé de signes apparents de corrosion ou de délamination du béton.

Les résultats obtenus par le marteau sont présentés à la figure I.35. La cartographie permet de distinguer entre un béton non dégradé et un béton dégradé. Donc, cette méthode est limitée à deux possibilités (noir ou blanc). Il est très difficile à partir du son du marteau d'établir un état intermédiaire. De plus, cette méthode est très subjective. La fatigue de l'oreille de l'opérateur après certain temps rend très difficile de différencier entre un son aigu et un son grave.

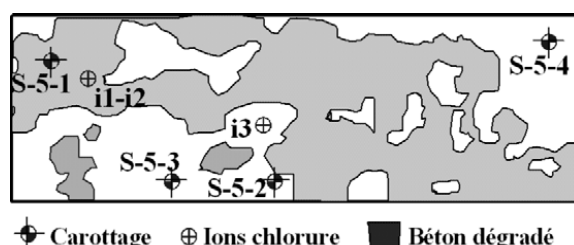


Figure I.35 Inspection visuelle d'une dalle en béton armé (Dous, 2002)

I.3.4.1.8. Méthode électrochimique

I.3.4.1.8.1. Mesure du potentiel de corrosion

Les mesures de potentiel d'électrode sont largement utilisées pour évaluer, de façon non destructive sur sites, l'état de conservation des aciers dans le béton, le potentiel de corrosion mesuré, E_{corr} est lié à l'état de conservation de l'acier dans le béton (tableau I.3) mais il n'existe pas de relation univoque entre la valeur de E_{corr} et l'état de corrosion de l'acier et il à noter que les mesures de potentiel ne fournissent aucun renseignement sur la vitesse de corrosion des armatures.

Les résultats des mesures de potentiel des armatures effectuées sur sites sont présentés sur une carte simplifiée, qui représente la surface auscultée selon trois types de présentation : les plots colorés, les lignes ou contours équipotentielles et les diagrammes tridimensionnels.

D'après la recommandation RILEM99, ces mesures de potentiel ont l'un des objectifs suivants :

- Localiser les armatures corrodées, lors d'inspection et auscultation d'une structure en béton armé;
- Déterminer les positions des analyses destructives ultérieures (carottages pour doser les chlorures, etc... servant à obtenir des renseignements sur l'état de la structure et les causes de dégradation ;
- Contrôler l'état de corrosion des armatures après réparation pour évaluer l'efficacité de ces travaux, notamment l'application d'un inhibiteur de corrosion.

Concevoir et disposer les anodes des installations de protection cathodique ou de technique de restauration électrochimique comme la déchloruration du béton qui consiste à enlever du béton les ions chlorure, ou la ré-alkalinisation du béton qui par l'intermédiaire d'un courant électrique, rend un béton carbonaté de nouveau alcalin.

Le potentiel E_{corr} se mesure par la différence de tension entre l'armature et une électrode de référence. Les mesures de potentiel de corrosion des armatures dans le béton sont prises à partir de la surface de ce dernier via un pont conducteur (une éponge) qui établit la conduction électrique entre l'électrode de référence et le béton. Ce pont diminue la résistance entre l'électrode de référence et le béton et réduit le potentiel de jonction entre l'électrode contenue dans l'électrode de référence et la solution interstitielle du béton sur ouvrage, la mesure peut être effectuée selon la norme ASTM C876-80 (figure I.36). Cette technique est appelée mesure du potentiel de demi-cellule. L'électrode de référence le plus souvent utilisée est l'électrode cuivre / sulfate de cuivre (Cu/CuSO_4)

Figure I.36 : Dispositif de mesure de potentiel de corrosion d'une armature (d'après v. nobel-bujol-lesueur, 2004)

Cette différence de potentiel dépend de l'état de corrosion de l'acier et sa mesure est influencée par la macro-pile de corrosion (cas d'une attaque localisée), éventuellement par des potentiels de jonction, mais surtout par l'enrobage, la résistivité et l'humidité du béton. Ainsi l'état de surface du béton, sec ou humide, influence grandement la valeur du potentiel (tableau I.4). Par exemple, une dérive d'environ 100 mV a été mesurée pour un tablier de pont entre des mesures effectuées avant (état sec) et après une pluie (état humide) (Raharinaivo, 2001). C'est pourquoi il faut raisonner en

terme de gradient de potentiel (pour les mesures sur sites) ou d'évolution de celui-ci et non en terme de valeur intrinsèque.

D'autres facteurs, comme la teneur en chlorures dans le béton et la carbonatation de l'enrobage. Peuvent influencer la mesure de potentiel :

- les ions chlorure augmentent la conductivité de la solution interstitielle, l'influence de la macro-pile est plus prononcée et les potentiels mesurés à la surface du béton deviennent plus négatifs et cela quel que soit l'état de l'armature ;
- la carbonatation du béton d'enrobage a pour effet, outre l'abaissement du PH de la solution interstitielle alcaline aux environs de 9, d'augmenter la résistance électrique du béton. Les potentiels mesurés sont dans ce cas plus positifs.

Tableau I.3 : interprétation des mesures selon la norme ASTM C876 -1999

Potentiel de corrosion (en mV)	Probabilité de corrosion	Activité de corrosion
> -200	$\leq 10 \%$	Négligeable
-200 à -350	50 %	Initiée
-350 à -500	$\geq 90 \%$	Avancée
< -500		Très avancée

Tableau I.4 : Intervalles typiques de potentiel en fonction de l'état du béton (Raharinaivo. A, 2001)

Photo a : Mesures de potentiel

photo b : Roue électrode

Photos I.2 : Méthode de mesure de potentiel d'électrode (AFGC, 2003)

I.3.4.1.8.1.1. Exemple d'auscultation d'une dalle en béton armé

Figure I.37 : Résultat par mesure de potentiel d'électrode (Dous, 2002)

La figure I.37 donne la cartographie de potentiel de corrosion présentant l'état probable de l'activité de corrosion des armatures de la rangée supérieure. La couleur rouge et noire indique une probabilité de corrosion supérieure à 90 %. Les zones de couleur jaune présentent une probabilité de corrosion de 50 %, et les zones de couleur verte indiquent une probabilité de 10 % ou absence de la corrosion.

I.3.4.1.8.2. Mesure de la résistivité électrique du béton

Cette méthode ne donne que la mesure d'une possible corrosion. Cette mesure est qualitative et non quantitative, la résistivité électrique du béton caractérise les possibilités de placement des particules électriquement chargées. Elle représente la résistance spécifique du matériau au passage d'un courant électrique. On l'exprime en Ohm-mètre ($\Omega \cdot m$).

Il existe deux dispositifs de mesure de résistivité du béton :

I.3.4.1.8.2.1. Résistivité du béton de surface

La technique de mesure de la résistivité du béton de surface est directement issue de la mesure de résistivité en géophysique. Le dispositif est composé de deux électrodes de courant servant à l'injection dans le matériau d'un courant électrique et de deux électrodes de mesure du potentiel ainsi créé (dispositifs Wanner ou quadripôle). Ce que l'on mesure est la résistivité apparente.

$$\rho = k \cdot (\Delta V/I) \quad (1.26)$$

avec k : facteur géométrique dépendant du dispositif retenu.

Les résultats des mesures de résistivité à la surface d'une structure, sont souvent portés sur un plan (cartographie), pour visualiser les zones de faible résistivité. En effet, ces zones de faible résistivité sont celles qui ont une forte humidité ou une forte teneur en sel (chlorure venant du milieu environnant), donc des zones de corrosion des armatures.

Tableau I.5 : interprétation des essais de résistivité électrique (Broomfield, J. P. 1994 ; Millard, S.G. et al., 1996)

Vitesse de corrosion probable	Résistivité électrique (Ωm)
Élevé	< 50
Modéré	50 à 100
Faible	100 à 200
Négligeable	> 200

I.3.4.1.8.2.1.1. Exemple d'auscultation d'une dalle en béton armé

Figure I.38 Résultat par mesure de résistivité électrique (Dous, 2002)

La figure I.38 présente les valeurs de résistivité électrique interprétées selon le tableau I.5. La couleur rouge indique une vitesse de corrosion élevée (résistivité inférieure à 100 $\Omega\cdot\text{m}$). La couleur jaune montre une vitesse modérée (résistivité variant entre 100 $\Omega\cdot\text{m}$ à 200 $\Omega\cdot\text{m}$) et la couleur verte dévoile que la corrosion est au ralenti (résistivité supérieure à 200 $\Omega\cdot\text{m}$). En général, la résistivité indique une vitesse de corrosion faible.

I.3.4.1.8.2.2. Résistivité du béton d'enrobage

La résistance électrique d'un enrobage de béton peut être mesurée en polarisant une armature à l'aide d'une contre-électrode placée à la surface du béton (figure I.39). Si la longueur et le diamètre de l'armature concernée par la mesure sont connus, il est possible de calculer la résistivité du béton.

$$\rho = 2.R.D \quad (1.27)$$

avec R : résistance donnée ($R = V/I$)

D : diamètre d'électrode en surface.

Figure I.39 : Mesure de résistivité d'un enrobage de béton, par polarisation d'une armature. (d'après Danish Standards Institute, 2004)

Dans le béton, le principale mode de transport de l'électricité, produit par un champ électrique, est la condition ionique. Les déplacements ioniques dans le béton sont dus à des réactions de corrosion.

I.3.4.1.8.3. Mesure de résistance de polarisation

Pour les mêmes raisons que pour la mesure du potentiel, tout courant imposé nécessite une électrode auxiliaire. On mesure alors i directement sur le circuit électrique extérieur reliant les deux électrodes. Il est nécessaire pour comprendre l'évolution de la corrosion, donc sa cinétique, de connaître l'évolution des potentiels aux électrodes en fonction du courant de corrosion. On trace ainsi les courbes de polarisation. Une vitesse de perte d'épaisseur de $1\mu\text{m}/\text{an}$ correspond à un courant de corrosion de $0.1\ \mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2}$.

Les prévisions quantitatives nécessitent le calcul d'une vitesse de corrosion efficace et un niveau de risque de la corrosion. (Tableau I.6)

Tableau I.6 : Niveaux de corrosion en fonction des vitesses de corrosion (d'après Vervisch-Fortuné isabelle, 2009)

Vitesse de corrosion ($\mu\text{m}/\text{an}$)	Niveau de corrosion
Inf. à 1	Négligeable
De 1 à 5	Faible
De 5 à 10	Modéré
Sup. à 10	Elevé

Il s'agit d'appliquer à l'armature un faible courant continu changeant l'état initial du système. Le dispositif nécessite une électrode de travail, une électrode de référence par exemple au calomel, une contre électrode, un générateur de tension et un système d'acquisition des mesures. On détermine ainsi le paramètre électrique du système acier-béton : la résistance de polarisation R_p . On en déduit en appliquant la formule de stern-Geary, le courant de corrosion :

$$R_p = \left(\frac{dE}{di} \right)_{E_{\text{corr}}} = \frac{B}{i_{\text{corr}}} \quad (1.28)$$

→

$$i_{\text{corr}} = \frac{B}{R_p} \quad (1.29)$$

Le coefficient B, constante de Stern-Geary, est considéré dans les études électro-chimiques, lorsque la résistance de polarisation est assimilable à la résistance de transfert de charge, comme étant compris entre 20 et 30 mv (Grauer, Moreland et Pini., 1982) une tolérance d'un facteur d'ordre 2 est admise (Stern et Weisert, 1959) dans le cas des armatures du béton. La valeur de B utilisée est de 26 mv si l'acier est activement corrodé ou de 52 mv si l'acier est à l'état passif (Andrade, 1998). Sur site, deux types de méthodes sont principalement utilisés (Bjegovic, Miksic et Stehlt., 2000).

- Les techniques utilisant des mini-capteurs : technique de Raupauch et Schiessel, méthode de la General Building Research Corporation du Japon, test suédois de multi-sondes, technologie des sondes C et systèmes de monitoring de la corrosion B.G.B ;

- L'appareil GECOR 6.

La loi de faraday nous donne la relation entre la vitesse de corrosion P et le courant de corrosion I_{corr} .

(1.30)

M : masse atomique du fer (g/mol) ;

i_{corr} : intensité du courant de corrosion (Ampère) ;

t : temps (s) ;

ρ : densité du fer (g/mm^3) ;

A : masse atomique du métal (g) ;

n : le nombre d'électrons de valence ;

F : la constante de faraday égale à 96500C/mole.

I.3.5. Rapport de diagnostic

Le rapport de diagnostic présente (selon AFGC, 2003) l'ensemble des résultats et leur interprétation, mais doit être compréhensible par un non initié, il comprend :

- l'identification de la structure, le nom du demandeur ;
- l'identification du laboratoire (ou de l'ingénieur) chargé de l'étude, la date ;
- une brève description de la structure ;
- le rappel des objectifs de l'étude ;
- la liste des documents consultés ;
- les résultats de l'inspection détaillée ;

- les résultats des essais in situ et de laboratoire ;
- une discussion sur l'origine des désordres, leur étendue, leur évolution probable, et leur incidence sur la sécurité ;
- des conclusions claires sur les désordres constatés et des propositions éventuelles de complément d'étude ;
- une liste des priorités des réparations et travaux à effectuer ;
- des recommandations relatives aux méthodes de réparation les plus adaptées.

Chapitre II

Les Méthodes de réparation et de prévention

II.1. Méthodes de réparation

II.1.1. Introduction

On peut considérer que plus de 80% des dégradations du béton armé sont provoquées par la corrosion des armatures, elle-même générée par la carbonatation du béton et/ou la contamination par des ions chlorures (Tuutti, 1982).

Une grande partie des travaux du génie civil qui s'effectuent actuellement dans le monde, surtout en Amérique du nord, en Europe et au Japon, sont des travaux de maintenance et de réparation, car la majorité des ouvrages en béton armé ou précontraint dans le monde entier ont plus d'une trentaine d'années (Ramachandran et al., 1999). On estime que 10 à 20% des ouvrages dans le monde seraient détruits chaque année par la corrosion s'il n'y avait pas de travaux de maintenance et de réparations (Sagues A, 1994). C'est pourquoi le développement des techniques de maintenance et de réparation devient une nécessité absolue pour éviter les dégâts de corrosion et réduire les pertes économiques.

La minimisation de la perméabilité de béton (E/C faible, addition de fumée de silice, de cendres volantes) peut retarder le commencement de la corrosion de l'acier mais elle n'est pas suffisante pour éviter la corrosion d'armature en environnement agressif.

Les méthodes de réparation classique du béton risquent très souvent de ne traiter que les symptômes et non la cause du dommage subi. L'élimination seulement du béton endommagé et son ragréage à neuf ne résolvent jamais le problème de contamination par les chlorures ou de la diminution du pH à cause de la carbonatation du béton. En fait, les réparations par ragréages localisés entraînent souvent la formation d'une nouvelle cellule de corrosion dans les zones voisines non réparées. Par conséquence, ces interventions sont susceptibles de favoriser la corrosion. L'application d'un enduit imperméable peut conduire à atténuer ce risque du fait qu'elle réduit l'eau contenue dans les pores du béton.

A l'heure actuelle, plusieurs méthodes électrochimiques de protection contre la corrosion d'ouvrages en béton armé sont proposées. Toutefois, chacune de ces techniques présente des

avantages et des inconvénients. Cependant, grâce à une bonne connaissance du mécanisme de la corrosion et des expériences pratiques, les spécialistes en corrosion et en génie civil ont pu trouver des techniques de maintenance non destructives et applicables sur les structures en béton armé.

Ces techniques sont basées soit sur des processus chimiques (l'annulation d'une des réactions cathodiques ou anodiques), soit sur des processus électrochimiques (l'application de courant électrique inversé de courants de corrosion).

On peut donc classer ces techniques de maintenance et de préparation comme suit :

II.1.2. Réparation traditionnelle

La méthode classique consiste à enlever le béton éclaté ainsi que tout le béton contaminé et non protecteur. Les armatures dans cette zone doivent être totalement dégagées, nettoyées de toute trace de corrosion. Si la corrosion est avancée, des armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement ou soudure, puis la surface est reconstituée au moyen de mortiers spéciaux à retrait compensé. Si on se contente de réparer les zones dégradées sans enlever tout le béton contaminé, le risque est grand de voir le processus de corrosion s'accélérer autour des réparations, dont la tenue sera fortement réduite. Cette méthode est bien sûr chère et lourde pour l'ouvrage.

II.1.3. Revêtements en surface du béton(Imprégnations)

Le terme général «imprégnation» recouvre les traitements de surface du béton par des imprégnations hydrophobes (ne formant pas de pellicule) et par des glacis ou lasures (formant une pellicule).

Dans ce cas, les revêtements agissent comme une barrière physique entre l'environnement extérieur et l'acier pour empêcher la pénétration des agents agressifs (Cl^- , CO_2 , O_2) et aussi l'humidité dans le béton.

Les revêtements hydrofuges, qui sont des produits à base de silane, siloxane, ou de silicone sans solvant, ces derniers sont les plus utilisés. Ils sont généralement appliqués sur la surface du béton comme une peinture pour réaliser deux fonctions : éviter la pénétration de l'eau, mais aussi laisser « respirer » le béton.

Des recherches ont montré (Fiebrich M et al., 1993) que les moyens d'imprégnation hydrophobe avaient une efficacité insuffisante sur du béton dont la teneur en agents actifs était inférieure à 50%. La profondeur de pénétration de l'imprégnation hydrophobe dans le béton est d'environ 0,5 à 5 mm. Dans des cas particuliers, il est possible d'atteindre une profondeur de 15 mm. La durabilité de l'imprégnation hydrophobe est limitée, car son effet est détruit par les alcalis du ciment ainsi que les rayonnements UV; il existe toutefois de grandes différences en fonction de la nature des agents

actifs. Des silanes à forte teneur en alkyls et d'autres compositions spécifiques restent efficaces durant plus de 10 ans.

Contrairement à l'imprégnation hydrophobe, les glacis forment une pellicule pratiquement fermée sur la surface du béton. Leur efficacité contre la pénétration des fluides est ainsi plus élevée que celle d'une imprégnation hydrophobe. Par contre la diffusion de la vapeur ou des gaz s'en trouve fortement diminuée. L'efficacité de l'étanchéité aux liquides ainsi que la diminution de la diffusion sont fonction de l'épaisseur de la pellicule et de sa continuité. Les chlorures en solution peuvent traverser les glacis par diffusion.

Différentes matières synthétiques servent de base pour les glacis, comme par exemple les résines acryliques, époxy ou polyuréthanes. Il existe des glacis avec ou sans solvant. Pour une épaisseur de couche identique, les produits sans solvant assurent une meilleure étanchéité. En raison de l'environnement et de l'hygiène du travail, les produits contenant des solvants cèdent aujourd'hui leur place à des produits sans solvant.

II.1.4. Inhibiteurs de corrosion

La définition d'un inhibiteur de corrosion n'est pas unique, néanmoins celle retenue par la National Association of Corrosion Engineers (NACE) est la suivante : un inhibiteur est une substance qui retarde la corrosion lorsqu'elle est ajoutée à un environnement en faible concentration (NAC, 1965).

Les inhibiteurs peuvent être classés en trois catégories selon la réaction sur laquelle ils interviennent : anodique, cathodique et mixte. Les inhibiteurs anodiques sont plus efficaces que les inhibiteurs cathodiques mais plus risqués à utiliser (Ramachandran, 1984).

Un inhibiteur de corrosion peut agir de différentes manières (Hansson et al., 1998):

- en interagissant sur la pénétration des ions agressifs, soit en diminuant leur vitesse de pénétration, soit en les piégeant physiquement ou chimiquement ;
- en diminuant la vitesse de pénétration de l'oxygène nécessaire pour la réaction cathodique ;
- en augmentant la résistivité électrique du béton ;
- en interagissant sur la composition chimique de l'électrolyte ;
- en formant une couche protectrice en surface de l'acier.

L'efficacité d'un grand nombre de produits chimiques utilisés en tant qu'inhibiteurs de corrosion pour les armatures du béton est étudiée depuis les années 60 (Nurnberger U, 2000).

Mais il faudra attendre le milieu des années 70 pour qu'un nombre considérable de recherches soit initié, les premières molécules étudiées furent les chromates, les phosphates, les hypophosphates, les bases (alcalins), les nitrites et les fluorures, finalement les nitrites de Sodium puis de calcium

suscitèrent le plus de recherches. Ceux-ci s'avèrent tous deux inhibiteurs de corrosion (Stoltzner, Knudsen et Buhr., 1997), mais l'utilisation de nitrites de Sodium, entraînant une plus faible résistance du béton à la compression et de possibles alcali-réactions à cause de cation Sodium, fut abandonné au profit du nitrite de calcium qui ne modifiait pas les propriétés mécaniques du béton et qui de plus était compatible avec les fumées de silice (Berke et Sundberg, 1989). Ces inhibiteurs sont des produits qui ajoutés au béton frais lors de son malaxage (gâchage), ont une action préventive.

A partir des années 90 la littérature propose un nombre croissant d'études sur diverses molécules potentiellement inhibitrices de la corrosion. Le tableau(II.1) présente de manière non exhaustive les résultats obtenus pour certains de ces composés, ajoutés aux gâchages, vis-à-vis de la corrosion générée par les chlorures, cas le plus souvent étudié.

Tableau II.1 : inhibiteurs de corrosion pour le béton

inhibiteurs	Corrosion en présence de chlorures	référence
Nitrite de sodium	Retardée	Treadaway& Russel. -1968 Craig & Wood. -1970 Bhaskara Rao & al. -1988
Nitrite de calcium	Retardée	Rosenberg & al. -1977 Andrade & al. -1986 Hope &.Lp. -1989 Berke & Rosenberg. -1989 Tomosawa &al. -1990
Chromates de potassium	inchangée	Craig & Wood. -1970
Benzoate de sodium	inchangée	Craig & Wood. -1970
Chlorure stanneux	Resultats contradictoires	Arber & Vivian. -1961 Hope &.Lp -1987
β -glycérophosphate de sodium	Retardée	Monficelli &al. - 1992
Mélanges d'amines et d'esters	Retardée	Nmai &al. - 1992

C'est aussi à cette époque qu'apparaissent les premiers inhibiteurs de corrosion appliqués à la surface du béton. Ces inhibiteurs, parfois appelés inhibiteurs migrants, sont le monofluorophosphate de sodium (MFP) et des mélanges commerciaux d'alcanolamines et d'amines solubles dans l'eau, produits dérivés d'inhibiteurs en phase vapeur.

En 1998, les données sur l'efficacité de ces produits étaient, pour l'essentiel, restreintes à des études réalisées en collaboration avec les fabricants, limitant de ce fait leur objectivité. Depuis 2000, un nombre croissant de publications indépendantes sur ces produits sont disponibles, notamment les proceedings du projet européen COST 521(1997-2002) (Tritthart, 2000 ; Elsener, 2000 ; Elsener et Cigna, 2002).

Actuellement, la recherche concernant les inhibiteurs de corrosion appliqués à la surface du béton tente de répondre aux questions suivantes :

- Les inhibiteurs de corrosion arrêtent-ils ou au moins retardent-ils la corrosion (déjà significative) dans un béton carbonaté et/ou contaminé par les chlorures ;
- Quelles concentrations en inhibiteur sont nécessaires au niveau de l'acier pour qu'ils soient efficaces ;
- Est-ce que ces concentrations peuvent être atteintes en pratique par des méthodes telles que l'application de surface et comment cela peut-il être démontrable ;
- Combien de temps reste efficace l'inhibiteur de corrosion au niveau de l'armature et comment relier ce temps à l'extension de la durée de vie de la structure ;
- Peut-il y avoir des effets néfastes (dégradation du béton et aspect esthétique) dus à l'utilisation d'inhibiteurs de corrosion dans le béton.

Si l'efficacité de ces produits est parfois démontrée en laboratoire, elle reste à prouver sur les ouvrages en béton armé.

Dans l'action des inhibiteurs de corrosion migrants, deux phases peuvent être distinguées :

- * le transport du produit depuis la surface du béton sur lequel il a été appliqué jusqu'à l'armature, et qui peut inclure des interactions avec les constituants du béton ;
- * son interaction avec le métal lorsque les espèces inhibitrices, après avoir diffusé ou migré dans le béton, arrivent à la surface de l'acier.

Dans ces conditions, l'étude de l'efficacité de l'inhibiteur doit s'articuler autour de la détermination, d'une part des conditions de transport de l'inhibiteur dans le solide poreux, et d'autre part de l'efficacité inhibitrice du produit à la surface de l'acier enrobé dans du béton, ou dans une phase préliminaire simplement immergé dans une solution aqueuse corrosive.

Les méthodes utilisées pour le premier type d'interaction sont des méthodes de dosage du produit au sein du béton et d'établissement du profil de concentration tandis que des méthodes

électrochimiques ou d'analyses superficielles de l'acier ont été essentiellement utilisées pour l'étude de l'efficacité inhibitrice.

II.1.5 Béton projeté

La technique du béton projeté est assez ancienne. Les premières applications remontent en effet à 1907, aux Etats-Unis. En France, cette technique fut utilisée pour la première fois lors des travaux du tunnel ferroviaire de Puymorens (1921).

La réparation et le renforcement d'ouvrages en béton et en maçonnerie au moyen de béton projeté font l'objet de la norme homologuée NF P 95-102. La technique du béton projeté pouvant être à l'origine de risques spécifiques vis-à-vis de l'hygiène et de la sécurité, cette norme définit les dispositions à prendre pour se prémunir contre ces risques et renvoie aux «*Recommandations pour la prévention, l'hygiène et la sécurité lors des projections de mortiers et bétons*» éditées par l'ASQUAPRO (Association pour la Qualité de la Projection des mortiers et bétons).

Un béton projeté est constitué d'un mélange de granulats, de ciment et d'eau avec parfois des ajouts, projeté grâce à de l'air comprimé, sur une paroi.

Il faut distinguer deux techniques de projection, suivant le moment d'introduction de l'eau dans la chaîne:

- par voie sèche avec ou sans pré-mouillage : l'eau est introduite au niveau de la lance,
- par voie mouillée : l'eau est introduite au malaxage du béton.

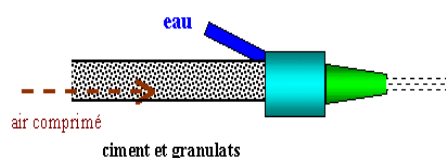


Figure II. 1 : Béton projeté par voie sèche

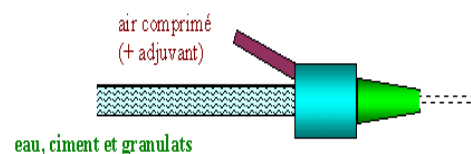


Figure II.2 : Béton projeté par voie mouillée

(Source: info@concretecorrosion.net)

Selon (AFGC, 2003) un béton projeté peut aussi contenir des adjuvants, des fibres ou des fumées de silice.

a- L'utilisation des adjuvants confère au béton des propriétés spécifiques lors de la mise en œuvre :

- obtention et maintien de la fluidité, grâce à des stabilisateurs de prise introduits à la sortie de la centrale pour une optimisation des conditions de transport ;
- obtention de la consistance initiale, grâce à des activateurs introduits quelques mètres avant la lance ;
- mise en œuvre efficace grâce à des accélérateurs de prise (raidisseurs) introduits en bout de lance, mais entraînant parfois une baisse des résistances mécaniques à long terme.

b- L'adjonction de fibres confère au béton projeté des propriétés complémentaires qui dépendent de la quantité et du type de fibres :

- cohésion améliorée du béton frais ;
- limitation des effets du retrait ;
- amélioration possible des caractéristiques mécaniques (résistance accrue au cisaillement et à la flexion).

Le comportement de post-fissuration confère au matériau une ductilité (recommandations AFTES sur le Béton Projeté Renforcé de Fibres).

c- L'utilisation de fumée de silice améliore l'aptitude à la projection (béton plus collant) ainsi que la durabilité (béton plus dense).

II.1.6. Traitements électrochimiques

Comme la corrosion des aciers dans le béton est un processus électrochimique, la meilleure façon d'empêcher et d'arrêter la corrosion est l'application de techniques électrochimiques.

Trois méthodes électrochimiques sont utilisées pour contrôler la corrosion de l'armature dans le béton : la protection cathodique (qui contrôle le courant électrochimique de corrosion), la ré-alcalinisation et la déchloruration (qui modifient l'environnement autour de l'armature), toutes basées sur l'application de courant électrique entre une anode placée sur la surface du béton et l'acier à protéger (cathode).

II.1.6.1. Traitement de protection cathodique

II.1.6.1.1. Principe de la protection cathodique

La protection cathodique des armatures métalliques dans un béton est un traitement qui permet de ralentir, voire d'arrêter leur corrosion. Elle consiste à abaisser le potentiel électrochimique de l'armature jusqu'à une valeur seuil appelée potentiel de protection qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable.

Le principe de la protection cathodique consiste à polariser l'armature dans le béton, à l'aide d'une anode placée sur le parement ou parfois dans l'enrobage. Le courant de polarisation, qui circule de l'anode vers l'armature, se situe entre 2 et 50 mA par mètre-carré de surface d'armature.

II.1.6.1.2. Développement de la technique

Protection cathodique des structures en béton armé exposées à l'atmosphère a été appliquée pour la première fois à des tabliers de ponts contaminés par les sels de déglacage par RF Stratfull en Californie en 1973, dans les années suivantes, la conception et les critères de protection ont été élaborés, ainsi que l'alimentation électrique et systèmes de contrôle complètement différents de

ceux utilisés pour la protection cathodique des structures en acier enterrés ou structures opérant dans l'eau de mer. Surtout, il a été prouvé que la protection cathodique est une technique de réparation fiable même en présence de teneurs en chlorures élevées, où les systèmes traditionnels de réadaptation sont inefficaces ou très coûteux.

Dans les années 1980, les anodes à base de mailles en titane activé avec des oxydes spéciaux (en particulier de ruthénium et d'iridium) ou peintures conductrices ont été développées. La technique, utilisée maintenant au-delà de l'Amérique du Nord, est appliquée non seulement pour les tabliers de pont, mais aussi de combler les structures (poutres, traverses, quais), et structures maritimes, les garages de stationnement industriels, bureaux et bâtiments résidentiels, etc.

Dans la fin des années 1990, la protection cathodique sacrificielle (PCS) des armatures de béton a été introduite. En PCS, la dissolution d'un métal moins noble comme le zinc ou l'aluminium relié à l'armature fournit le courant au lieu d'une source d'alimentation externe.

Jusqu'à présent, plusieurs millions de mètres carrés de béton ont déjà été traités dans le monde actuel avec systèmes de courant imposé qui utilisent une variété d'anodes.

L'évolution des techniques ont été examinées au cours des années récentes (Pedefferri, 1965 ; Page, 1997 ; Bertolini et al., 1998).

De nombreux articles ont fait état d'études de cas et des expériences pratiques (Polder, 1998 ; Haldemann et Schreyer, 1998 ; Virmani, et Clemena, 1998 ; Chaudhary et Chadwick, 1997 ; Schuten, Leggedoor et Polder., 2000).

Des normes Européen et nord-américaines sont disponibles (.EN12696 (2000) ; NACE, Standard RP0290-90(1990)).

La protection cathodique n'est généralement pas recommandée pour les ouvrages en béton précontraint, afin d'éviter le risque de fragilisation par l'hydrogène en acier haute résistance. Quelques cas existent où l'acier d'armature est protégé dans des structures qui contiennent aussi d'acier en précontrainte (Polder, 1998 ; Haldemann et Schreyer, 1998). Cela nécessite un suivi particulier pour éviter l'endommagement de l'acier par précontrainte.

La protection cathodique a également prouvé leur efficacité de repassivation de l'acier dans le béton carbonaté. Ce type de protection cathodique a été appelé « ré-alkalinisation continue », car la demande continue de faibles courants conduit à des effets de protection similaires à ceux obtenus par la technique de re-alkalinisation électrochimique (Pedefferri, 1993) en général la protection cathodique n'est pas appliquée aux structures carbonatées, parce que d'autres méthodes de protection (réparation conventionnelle) ont tendance à être plus économique dans la plus part des cas. Malgré cela, la technique a récemment été utilisée en Italie et aux Pays-Bas pour protéger les parties de bâtiments et structures des années 1960 et années 1970 qui ont été caractérisés par béton

carbonaté avec de petites quantités de chlorures (ajouté comme accélérateur des adjuvants ou des contaminants de l'eau de gâchage au moment de la construction, ou de pénétrer de l'air marin).

II.1.6.1.3. Application de protection cathodique

Il existe deux techniques de protection cathodique :

- par courant imposé : (un générateur électrique est placé entre l'anode et l'armature) ;
- par anode sacrificielle (courant galvanique) : l'anode, en alliage correctement sélectionné, est directement reliée à l'armature.

II.1.6.1.3.1. Protection cathodique par courant imposé

Au cours des dix dernières années, la protection cathodique à courant imposé a été de plus en plus employée pour protéger de la corrosion à long terme les structures en béton armé dans les environnements marins.

Les systèmes de courant imposé utilisent des anodes inertes (de dissolution nulle ou basse) et une source extérieure d'alimentation **DC** imposant un courant de l'anode externe vers la surface de l'armature (cathode) (Figure II.3)

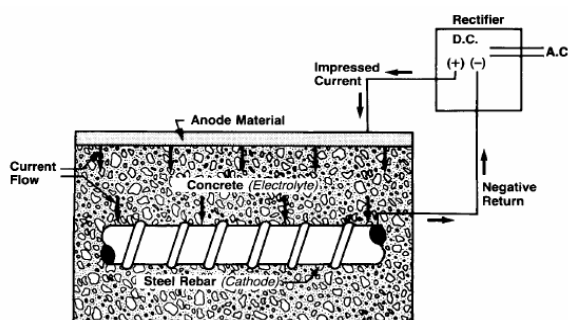


Figure II.3 : Protection cathodique par courant imposé (Source : <http://www.corrpro.com>)

Le contrôle de protection cathodique exige le contrôle de densité de courant de protection. La dissolution de l'acier sous corrosion correspond à une certaine densité de courant de corrosion. Le courant de protection cathodique doit être appliqué de manière à annuler le courant de corrosion (A. Raharinaivo et Carpio, 1992 ; A. Raharinaivo et Grimaldi, 1991). Comme le courant de corrosion n'est pas constant sur la surface d'armature, le courant de protection doit annuler la valeur de courant de corrosion la plus élevée. En pratique, les valeurs de courant de protections prises entre 1 à 20 mA/cm² d'acier à protéger sont suffisantes pour annuler le courant de corrosion.

Pour que le système de protection cathodique soit efficace, le potentiel d'électrode des armatures doit être compris entre -800 et -1150 mV vs Ag/AgCl sur toute la surface protégée. Ce domaine de potentiel est suffisant pour mettre le fer dans la zone immunité. Les valeurs de potentiel plus négatives conduisent à la dissolution de l'eau et à un dégagement d'hydrogène, ce qui augmente le

risque de fragilisation par hydrogène et qui pourrait provoquer d'autres effets défavorables. Cependant, comme le potentiel des armatures peut être influencé par la température, l'humidité, l'existence de l'oxygène, etc., en réalité, on ne fixe pas une valeur exacte de potentiel de protection pendant toute la période d'application de cette technique, mais un intervalle.

Afin d'assurer l'efficacité de système de protection cathodique, on doit prendre en compte la dépolarisation des aciers en coupant le courant de protection. Pour qu'un système de protection cathodique soit efficace, la variation de potentiel $\Delta E = E(t_1) - E(0)$, [où : $E(0)$ est la valeur de potentiel au moment de la coupure de courant et $E(t_1)$ est la valeur de potentiel après une période t_1 de coupure doit dépasser une valeur donné. La protection cathodique est jugée comme efficace si la variation de potentiel ΔE est supérieure à 100 mV après une période de coupure de courant égale à $t_1 = 4$ heures (Rodriguez et al., 1991 ; Startfull, 1973). D'autres valeurs ont été choisies à $t_1 = 24$ heures.

II.1.6.1.3.2. Protection cathodique par anode sacrificielle (courant galvanique)

Une autre méthode qui connecte l'acier à une anode sacrificielle ou galvanique tels que le zinc, l'aluminium et le magnésium (Ashworth, 1986 ; Avila et Genescà, 1991). Cette anode corrode préférentiellement, les électrons libérateurs avec le même effet que le système à courant imposé, par exemple: $\text{Zn} \longrightarrow \text{Zn}^{2+} + 2 e^-$

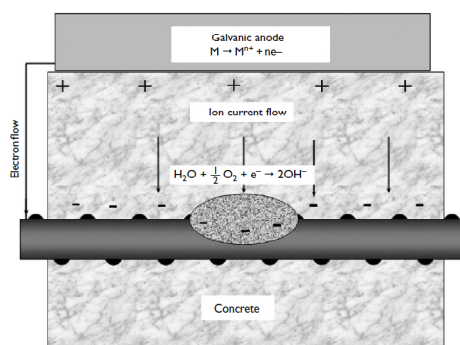


Figure II.4 : Schéma d'une protection cathodique galvanique (Broomfield, 2007)

Le même phénomène est utilisé dans la galvanisation, où une couche de zinc est appliquée sur l'acier contre la corrosion. Toutefois, la principale restriction de ce système est que le zinc a permis de conduire de petite tension lorsqu'il est associé à l'acier. Il ne s'agit que de quelques centaines de millivolts, et devient plus petit avec l'activité de corrosion de l'acier. Même si un système de galvanisation met les deux métaux en contact direct, avec une anode de protection cathodique galvanique.

Pour conduire le courant il faut avoir un électrolyte, la résistance de ce dernier est essentielle à la performance du système, les véritables électrodes de référence pour ancrage permanent sont les

suivants: argent-chlorure d'argent ($\text{Ag}/\text{AgCl}/\text{KCl}-0.5\text{M}$) et dioxyde de manganèse ($\text{Mn}/\text{MnO}_2/\text{KOH}-0.5\text{M}$). Dans la pratique, les sondes de désintégration sont largement utilisées à base de titane activé et le graphite. La norme européenne reconnaît deux véritables électrodes de référence et des sondes de désintégration (EN12696, 2000).

L'aluminium et le magnésium et leurs alliages sont également utilisés dans la protection cathodique par anode galvanique, un des avantages de ces alliages est qu'ils sont plus légers que le zinc. Toutefois, leurs oxydes et d'autres productions de corrosion sont volumineux et pourraient attaquer le béton. Ils sont donc moins attrayants pour des applications des bétons.

Les premiers systèmes galvaniques pour le béton armé ont été installés dans le États-Unis sur des tabliers de pont. Le premier était en 1978 en utilisant l'aluminium, et à partir de 1976 jusqu'en 1980 une étude a été réalisée sur un système de zinc dans l'Illinois.

Les systèmes de protection cathodique galvaniques ont été largement utilisés depuis le début des années 1990 en Florida, dans des piles du pont en béton précontraint dans la mer. L'une des raisons pour lesquelles le système galvanique est utilisé, est parce que la résistivité du béton est faible en raison des conditions d'exposition marines. Les systèmes de Florida incorporent souvent une anode distribuée de zinc fixée sur le béton exposé à l'atmosphère et des anodes de zinc en vrac sont placées sous l'eau où le courant passe par l'eau de mer pour protéger les zones immergées de faibles résistances (Broomfield, 2007).

Les anodes distribuées utilisées en Florida sont principalement en zinc pulvérisé par arc électrique de quelques dixièmes de millimètre d'épaisseur.

Les anodes pulvérisées sont largement utilisées dans les États-Unis pour le système de courant imposé.

À l'origine, les anodes de maille ont été serrées mécaniquement sur la pile. Dans des versions ultérieures, une veste GRP contenant du zinc à maillage, le joint entre cette dernière et la pile est remplis de coulis après la connexion du zinc à l'acier.

Tous ces systèmes et leurs performances dans Florida sont discutés dans Kessler et al. (1995,2002).

Le prochain développement majeur est le zinc humectant qui est pulvérisé thermiquement sur les surfaces, le zinc humectant pénètre le béton et augmente l'humidité ce qui maintient une faible résistance électrique et maintient aussi le flux de courant entre l'anode et l'acier (Bennett et al., 2000).

Les systèmes sacrificiels de PC ont des avantages évidents de simplicité et de facilité d'application, les principales questions posées concernent leur durée de vie effective.

II.1.6.1.4. Les types d'anode

-Titane activé avec des oxydes de métaux différents, en particulier, le ruthénium ou l'iridium, utilisé

sous forme de treillis, fils ou bandes, est le plus fiable et largement le plus utilisé (Mudd et al., 1988). Il a de bonnes propriétés mécaniques et peut facilement être adapté à toute la surface de la structure afin d'obtenir une bonne répartition du courant.

Il est généralement recouvert d'un revêtement de mortier, mais peut aussi être intégré directement dans le béton, il peut fournir des densités de courant jusqu'à 100mA/m^2 sur de longues périodes, des teneurs maximales à court terme de $300\text{-}400\text{mA/m}^2$. Les tests de laboratoire et l'expérience sur le terrain indiquent que la durée de vie peut varier de 20 à plus de 100 ans (si la qualité du béton et de recouvrement sont suffisantes).

-Un deuxième type d'anode est basé sur un revêtement conducteur avec de la poudre de carbone dans une matrice organique. Il a les avantages suivants: il ne nécessite pas un recouvrement, il peut facilement être appliqué aux structures de toute forme, et il ne présente pas de problèmes de poids supplémentaire à la structure. Le coût de l'installation peut être inférieur, en baisse d'environ la moitié des systèmes de treillis de titane activé. D'autre part, il ne peut pas livrer les densités de courant supérieure à 20 mA/m^2 sur de longues périodes (et les niveaux maximum de 35 mA/m^2) et sa durée de vie peut atteindre 10 à 15 an, mais pas dans les climats humides où il peut y avoir perte d'adhésion et les effets de la détérioration prématurée.

-Anodes de l'asphalte conducteurs qui ont fonctionné pendant plus de 20 ans dans la protection des dalles de pont en Amérique du Nord doivent être exclus de nombreuses applications en raison de problèmes de poids et les limites de dimension, et parce qu'ils ne peuvent pas être appliqués sur des surfaces verticales ou sur les toits. Cependant, les systèmes qui ont bien actionné semblent bien fonctionner après telles longues périodes.

-De nouveaux types d'anodes (ciment se superpose à des fibres de carbone nu ou revêtu de nickel, revêtements de titane pulvérisé, les oxydes conducteurs de céramique etc) ont été utilisés depuis quelques années, mais l'expérience acquise est encore insuffisante pour définir leur fiabilité sur de longues périodes.

-Des revêtements solubles de zinc ou d'aluminium ou magnésium sont pulvérisés par projection thermique (ou de leurs alliages) sont également utilisés. L'expérience pratique existe aux Etats-Unis, entre autres, sur les ponts. Un autre système sacrificiel est basé sur une feuille de zinc attaché à la surface du béton au moyen d'un adhésif à conduction ionique gel (Bennet et Firlotte, 1996 ; Peelen et Polder, 2002 ; Raupach et Bruns, 2002).

-Plusieurs alliages à base d'aluminium (généralement de type Al-Zn-In) ont été testés (Suárez, et al., 1999 ; Genescà et al., 1998), (80% aluminium, 20% zinc, et 0.2% indium). Les résultats montrent que le rendement électrochimique d'un alliage Al anode sacrificielle dépend fortement de la formation de produits de corrosion sur la surface.

II.1.6.1.5. Effet de la protection cathodique sur la teneur critique en ions chlore

II.1.6.1.5.1. Initiation de la corrosion et sa prévention

Le comportement actif-passif de l'acier en béton est fortement influencé par la présence des chlorures (Figure II.5). Quand la teneur en chlorure augmente, le seuil de passivité est réduit et le potentiel le plus élevé, qui s'appelle le potentiel de piqûre de corrosion, E_{pit} , diminue significativement de +500 à -500 mV vs SCE passant de béton non contaminé au béton très contaminé. Le potentiel de piqûre dépend également de la température, du pH, du type et du dosage en ciment, de la porosité du béton, des potentiels etc. Le contenu le plus élevé de chlorure compatible avec les conditions passives pour chaque potentiel est le contenu critique de chlorure à ce potentiel.

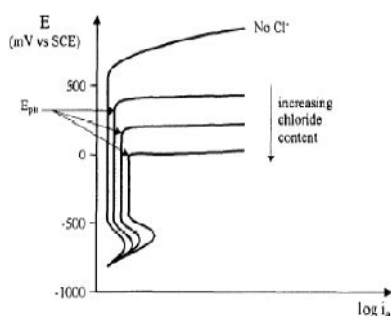


Figure II.5 : Comportement anodique de l'acier dans le béton en présence de chlorures (P. Pedefferri, 1996)

Pour le potentiel normal de corrosion (autour de 0 V SCE), la teneur critique en chlorures est de l'ordre de 0.4 à 1% du poids de ciment. En abaissant le potentiel, le contenu critique des ions chlore nécessaire pour amorcer la corrosion des aciers immergés dans une solution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ saturé augmente, comme le montre la Figure II. 6.

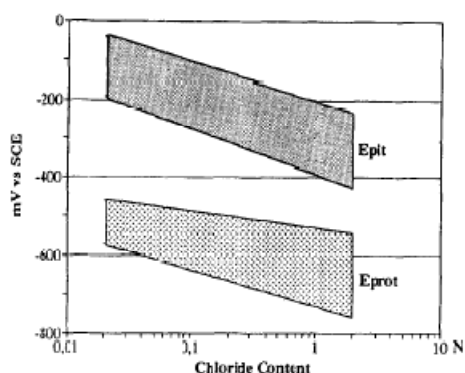


Figure II.6 : Valeurs des potentiels de piqûre et de protection mesurées sur l'acier immergé dans une solution saturée de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en fonction de la teneur en ions chlore (P. Pedefferri, 1996)

La prévention cathodique de la corrosion d'armature en acier est basée sur l'influence forte du potentiel sur la teneur critique en ions chlore. En imposant une polarisation cathodique aux armatures, dès la mise en œuvre de la structure et durant toute la durée de sa vie, la teneur critique en ions chlore nécessaire à l'initiation de la corrosion de l'acier dans le béton augmente de sorte que

dans la pratique il ne soit jamais atteint pendant la durée de vie de la structure (possible même avec des densités de courant cathodiques basses, dans la gamme de 0.5 à 2 mA/m² de surface du béton, produisant une diminution de potentiel de 150-250 mV).

II.1.6.1.5.2. Propagation de la corrosion et son contrôle

Si, pour une teneur donnée de chlorure, le potentiel d'acier E devient plus positif que E_{pit} , ou, pour un potentiel donné, la teneur en ions chlore est plus haute que la valeur critique, le film protecteur peut être localement détruit et par conséquent une attaque localisée peut avoir lieu.

Les zones où le film est détruit se comportent comme des anodes et les zones qui restent passives se comportent comme des cathodes. Le courant de corrosion, qui traverse le béton des zones anodiques vers les zones cathodiques, transporte des chlorures à l'intérieur des piqûres, où l'alcalinité est réduite par l'hydrolyse des produits de corrosion. Ainsi, la propagation de l'attaque favorise davantage de propagation, apportant une augmentation d'agressivité dans les zones anodiques (mécanisme autocatalytique).

Une fois l'attaque lancée, elle peut également se propager à des potentiels plus négatifs que E_{pit} . Pour l'arrêter, il est nécessaire d'atteindre un potentiel plus bas E_{pro} au-dessous duquel l'acier se repassive. E_{pro} , comme E_{pit} , change avec la teneur en chlorure, le pH, la température, etc., mais, de toute façon il reste, environ 300 mV inférieur à E_{pit} (Figure II.7)

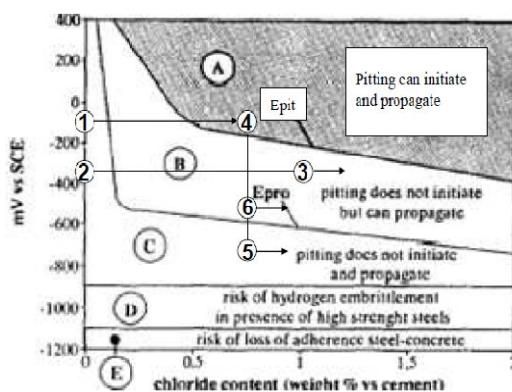


Figure II. 7 : Comportement de l'acier dans le béton selon le potentiel de l'acier et la teneur en ions chlore par rapport au poids de ciment (P. Pedferri, 1996)

Avec des potentiels dans la gamme ($E_{pit} - E_{pro}$), la corrosion ne commence pas, mais si elle est lancée, elle peut se propager. Néanmoins, quand le potentiel de l'acier corrodé est dans cette gamme, la différence de potentiel et le courant de corrosion entre les zones anodiques et cathodiques diminuent, et, en conséquence, le taux de corrosion des zones actives diminue.

Ces réductions deviennent plus importantes lorsque le potentiel diminue, et quand le potentiel approche de E_{pro} , le courant devient très faible.

II.1.6.1.6. Conditions de fonctionnement de la protection cathodique

II.1.6.1.6.1. Potentiel

La Figure II.7 montre schématiquement comment l'acier se comporte pour différents potentiels et teneurs en chlorure à une température environ de 20°C. Différentes zones peuvent être indiquées :

- **A** (zone de corrosion) où la corrosion peut commencer et se propager ;
- **B** (zone imparfaite de passivité) où la corrosion ne commence pas mais peut se propager pendant que le potentiel se déplace de E_{pit} à E_{pro} . Dans la partie inférieure de la zone **B**, le taux de corrosion devient considérablement faible ;
- **C** (zone parfaite de passivité) la corrosion ne démarre pas ou ne se propage pas ;
- **D** et **E** (zones d'évolution d'hydrogène) la fragilisation par hydrogène peut avoir lieu dans le cas des aciers à haute résistance ;
- Zone **E** la perte d'adhérence entre le béton et l'armature peut se produire.

Le critère de dépolarisation de 100mV est vérifié (sur les structures aériennes) quand le potentiel d'acier est dans la zone **C** et dans la partie inférieure de la zone **B**.

Dans la zone **E**, les aciers normaux et les aciers à haute résistance ne peuvent pas fonctionner.

Les aciers à haute résistance ne peuvent pas également fonctionner dans la zone **D**. Par conséquent, pour que la protection cathodique puisse arrêter la corrosion, c'est-à-dire repassiver les aciers, elle doit être dans la zone **C** pour les aciers à haute résistance et dans la zone **D** pour les aciers normaux. Pour que la protection cathodique réduise considérablement le taux de corrosion (sans repassiver les aciers), elle doit être dans la partie inférieure de la zone **B**. Pour que la protection cathodique puisse empêcher la corrosion, elle doit fonctionner dans les zones **B** et **C** pour les aciers à haute résistance, et également dans la zone **D** pour les autres cas.

Trois observations importantes sont à faire :

- la gamme des potentiels dans lesquels les aciers à haute résistance peuvent sans risque fonctionner est plus petite que celle pour les aciers à basse résistance ;
- la gamme des potentiels dans lesquels la protection cathodique peut fonctionner pour empêcher (prévenir) la corrosion est plus grande que celle pour la contrôler ;
- les potentiels de prévention sont plus loin des potentiels d'évolution d'hydrogène que les potentiels de protection.

La Figure II.7 montre aussi l'évolution (exprimé en termes de potentiel et teneur en chlorure) de la protection cathodique pour empêcher (prévenir) la corrosion et pour la contrôler. Dans le premier cas, la protection cathodique est appliquée dès le début (2). Dans le deuxième cas, l'attaque corrosive est arrêtée ou contrôlée prenant le potentiel dans la zone de passivité (5) ou dans la zone d'activité réduite (6).

II.1.6.1.6.2. Courant

La Figure II.8 montre des courbes cathodiques typiques déterminées pour des armatures exposées à l'atmosphère (a et b) ou immergées dans l'eau (c). Les densités de courant nécessaires pour assurer la prévention dans les constructions aériennes sont comprises entre 0.5 et 2 mA/m² de la surface d'acier, jusqu'à 15 mA/m² pour la réduction de corrosion, et supérieures à 20 mA/m² pour repasser les aciers.

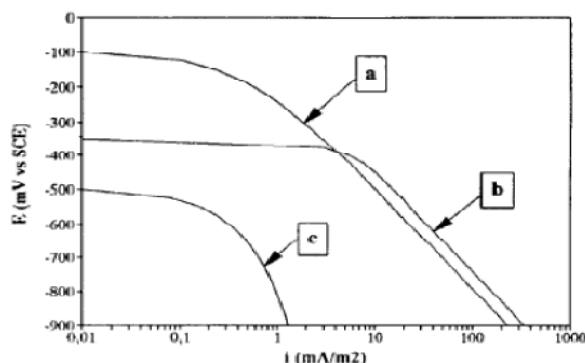


Figure II.8 : Courbes cathodiques de polarisation d'acier dans le béton en conditions aériennes (a) béton non contaminé, (b) béton contaminé par chlorure et (c) béton immergé (P. Pedefferri, 1996)

La situation est différente dans les conditions où le transport de l'oxygène à la surface d'acier immergé est limité (comme dans le cas de béton saturé ou immergé dans l'eau). La densité de courant nécessaire pour assurer la protection est comprise entre 0.2 et 2 mA/m² de la surface d'acier, dans ces cas le potentiel est normalement très bas. L'application de courants plus élevés provoque la fragilisation par hydrogène et porte par conséquent le potentiel à des valeurs très négatives.

II.1.6.2. Extraction électrochimique des ions chlorures

II.1.6.2.1. Généralités

La première application d'extraction électrochimique des ions chlorure a eu lieu par (Startfull, 1973 ; Morrison et al., 1976). Le « *Kansas Department Of Transportation (KDOT)* » a extrait les ions chlorure en utilisant une anode de cuivre. Ensuite cette technique a été appliquée pour traiter un pont contaminé par les chlorures en utilisant une densité du courant très élevée de 23 à 28 A/m² pendant 24 heures. Ce niveau de courant a provoqué des effets négatifs comme la diminution de l'adhérence acier – béton et la fissuration du béton. A cause de ces effets négatifs cette technique a été refusée comme une technique de réhabilitation. Depuis, de nombreux travaux de recherche se sont intéressés au développement de cette technique en optimisant les valeurs de courants nécessaires pour avoir une application efficace en évitant les effets adverses.

La technique d'extraction électrochimique des ions chlore, ou déchloruration, consiste à faire passer un courant électrique continu entre une anode placée sur la surface du béton et l'acier (cathode). Ce courant provoque le déplacement des ions chlore chargés négativement vers l'anode extérieur (Figure II.9). Lorsque les ions chlore arrivent à la surface du béton, ils passent dans l'électrolyte et peuvent donc être enlevées définitivement du béton (Morrison et al., 1976, Marcotte et al., 1999). Le niveau actuel de courant appliqué lors d'un traitement d'extraction est de 1 à 5 A/m². Cette technique, contrairement à la protection cathodique, est temporaire avec une période d'application de 4 à 5 semaines.

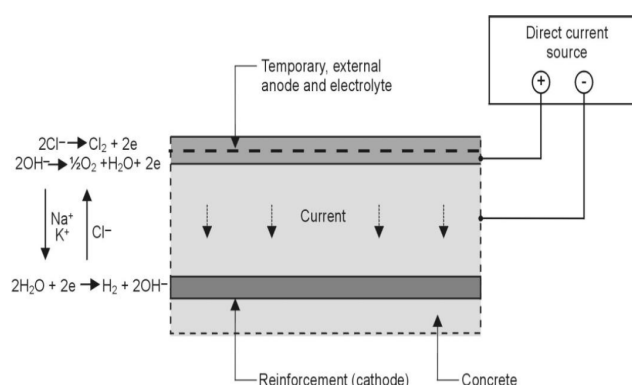


Figure II. 9 : Réactions de principe impliquées dans l'extraction de chlorure (L. Bertolini et al., 2004)

II.1.6.2.2. Principe d'extraction électrochimique des ions chlorures

Le courant électrique entre l'anode extérieure et l'armature provoque un mouvement ionique, les anions (Cl⁻, OH⁻) déplacent vers l'anode, alors que les cations (K⁺, Na⁺, Ca²⁺, Mg²⁺) se déplacent vers la surface de l'acier.

Sur la surface de l'acier, des ions hydroxyle et/ou l'hydrogène gaz sont formés avec les électrons qui sont fournis par l'alimentation, selon les réactions suivantes :



En général, la consommation d'oxygène sur la surface de l'armature est très faible, c'est pourquoi la première réaction se produit très lentement.

Les réactions électrochimiques qui se produisent à l'anode sont une formation de gaz oxygène ou chlore, selon les réactions suivantes :



Si le pH de l'électrolyte est inférieur à 4, une quantité très importante de Cl₂ se produira. Pour éviter cet effet, l'électrolyte doit être toujours basique (pH > 7). Dans ce cas, les réactions (2.3) ou (2.4)

deviennent les réactions anodiques principales. La quantité de chlore gazeux produite va être rapidement hydrolysée en acide hypochloreux et en ions hypochlorure selon les réactions suivantes:



Les points positifs de l'application de cette technique sont :

- abaissement de potentiel thermodynamique de l'acier ;
- augmentation de la teneur en ions hydroxyle et en conséquence augmentation du pH autour de l'armature ;
- diminution de la teneur en ions chlore près de l'acier.

II.1.6.2.3. Efficacité d'extraction des ions chlore

Des études en laboratoire [Morrison et al., 1976 ; Marcotte et al., 1999 ; Arya et al., 1992 ; Castellote et al., 1992 ; Bennet et al., 1996.] ont montré que l'efficacité de cette technique dépendait de plusieurs facteurs :

- teneur initiale en ions chlore ;
- profondeur atteinte par les ions chlores ;
- différence de potentiel appliqué ;
- type d'électrolyte utilisé ;
- qualité du béton d'enrobage.

II.1.6.3. Ré-alcalinisation du béton carbonaté

Le principe de protection électrochimique de ré-alcalinisation est montré dans la Figure II.10.

La technique de réaction est basée sur le même principe que la technique d'extraction des ions chlore : elle consiste aussi à appliquer un courant électrique continu entre une anode temporaire placée sur la surface du béton et l'acier. La méthode de ré-alcalinisation est appliquée lorsque le problème de corrosion est provoqué par la carbonatation du béton d'enrobage. L'objectif de cette technique est de redonner au béton carbonaté la valeur de pH qui permet la repassivation des aciers.

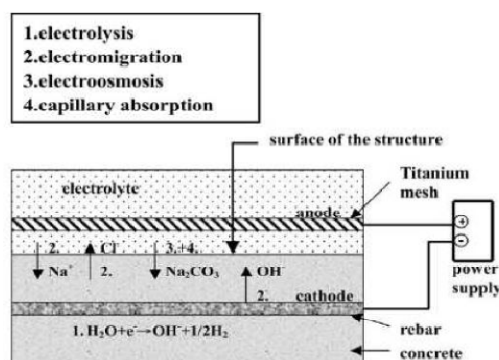


Figure II. 10 : Principe de ré-alcalinisation électrochimique (L. Bertolini et al., 2004)

Pour effectuer cette technique, une solution basique ou alcaline est appliquée sur le parement de façon à pénétrer à l'intérieur du béton. La formation des OH⁻ à la surface de l'acier augmente aussi le pH dans cette zone.

Un électrolyte à base de carbonate de sodium est largement utilisé lors d'une application de cette technique. La pénétration de cet électrolyte à l'intérieur du béton peut être faite par diffusion, absorption capillaire et électroosmose.

L'application de cette méthode est encore limitée. Odden (1994) a montré que cette technique pouvait offrir une protection durable. Ce résultat a été confirmé par Pollet et Dieryck (1999-2000). Pour d'autres auteurs, l'application de cette technique est toujours en question. En fait, l'utilisation de carbonate de sodium comme électrolyte ne suffit pas à augmenter le pH de la solution interstitielle à un seuil suffisant permettant d'éviter la corrosion. De plus l'utilisation d'un électrolyte à base de sodium pourrait augmenter le risque d'avoir une réaction alcali granulats (RAG) à côté de l'interface acier béton (C. Page, 1992).

II.1.6.4. Effets secondaires des techniques électrochimiques

Les effets bénéfiques des méthodes électrochimiques sont bien assurés. Néanmoins des effets négatifs, dits secondaires, pourraient apparaître lors de l'application d'une de ces techniques.

Ces effets dépendent des niveaux de potentiel et de densité de courant utilisés qui peuvent influencer les caractères d'origine du béton.

En effet, la polarisation de l'acier provoque une redistribution des espèces ioniques existant autour de l'acier. La réduction électrochimique des espèces ioniques sur la surface d'acier peut provoquer des effets négatifs tels que la fragilisation des aciers par hydrogène, l'endommagement de l'interface acier-béton et/ou la dissolution de certaines des phases du béton suite à la valeur élevée de pH (J. Broomfield, 1996). Le déplacement des espèces cationiques vers la surface de l'acier peut provoquer la solvatation de la pâte de ciment. L'accumulation des cations autour de l'acier pourrait commencer ou accélérer la réaction alcali-silice.

II.1.6.4.1. Production d'hydrogène sur la surface d'acier

La polarisation élevée de l'acier, comme dans le cas de l'extraction de chlorure et de la ré-alcalinisation, provoque le dégagement d'hydrogène à la surface de l'acier (J. Broomfield, 1996 ; E.E. Velivasakis.1997). Or, l'adsorption de l'hydrogène par l'acier conduit à la fragilisation par hydrogène (B. Elsener et H.Böhni, 1994) surtout pour les ouvrages en béton précontraint. De plus, la production de l'hydrogène gazeux conduit à une augmentation locale de pression qui pourrait induire des fissurations dans la matrice cimentaire. L'utilisation de deux dernières techniques n'est donc pas recommandée pour les structures de béton précontraint.

Par contre, si la densité de courant effectuée est inférieure à 1A/m^2 , alors la production de l'hydrogène n'a aucun effet nocif sur l'ensemble de la structure (J. Broomfield.1996 ; E.E. Velivasakis, 1997). Ainsi, la protection cathodique ne devrait pas être concernée par ce problème d'hydrogène.

II.1.6.4.2. Diminution de l'adhérence acier-béton

L'influence de la formation de gaz d'hydrogène et l'accumulation des espèces cationiques autour de l'acier sur l'adhérence acier-béton a été beaucoup étudiée.

Des études (E.B. Rosa et al., 1913 ; G. Mole, 1977) ont montré que le passage à long terme d'un courant cathodique provoque une diminution effective de l'adhérence. Selon ces études, l'accumulation de Na^+ et K^+ autour de l'acier était la cause principale de cette diminution.

D'après une autre étude (J. Vrable., 1977), la perte d'adhérence acier-béton était de 10% pour une densité de charge totale d'environ 37000 Ah/m^2 . Cette perte d'adhérence était en relation avec la densité de charge totale appliquée et non avec la densité de courant de protection appliquée.

D'autre part, l'application d'un potentiel de -1620 mV vs SCE pendant 24 mois n'avait aucun effet sur l'adhérence (J.A. Chaw, 1965). Les résultats de cette dernière étude sont en contradiction avec les résultats obtenus par Locke et al. (1983).

Le dégagement de gaz hydrogène peut avoir lieu suivant le niveau de polarisation cathodique d'acier (N. Ihekweba et al., 1996). Ce dégagement de gaz hydrogène peut être possible lorsque le potentiel d'acier est plus négatif que -1000 mV vs SCE .

D'après Bennett et al. (1993), la perte d'adhérence acier-béton est de 40% en appliquant une densité de courant de 50 A/m^2 et des charges de 2000 Ah/m^2 , cette étude a montré aussi qu'avec des densités de courant inférieures à 5 A/m^2 et des charges de 1500 Ah/m^2 d'acier, les effets étaient négligeables.

De même, une autre étude (C. Page, 1994) a montré que l'application de densités de courant de 5 mA/m^2 à 5 A/m^2 ne provoque aucun effet sur l'adhérence acier-béton.

II.1.6.4.3. Initiation et accélération de réaction alcali-silice

L'alcali-réaction peut se définir comme la réponse des minéraux à un déséquilibre avec leur milieu ambiant, milieu dans lequel règne un pH souvent supérieur à 13. Ce sont des réactions chimiques solide-liquide dans lesquelles la phase solide est constituée par le granulats et la phase liquide par la solution interstitielle fortement alcaline du béton. Ces réactions se caractérisent par le fait que la partie réactive des granulats est en faible quantité et irrégulièrement distribuée, et que la solution agressive contenue dans la microporosité du matériau est distribuée de façon hétérogène.

Dans les ouvrages en béton, on constate que la réaction observée en un point donné du béton peut

être dans un état d'avancement bien différent de celui observé en un autre point. Les conditions qui contrôlent la réaction sont l'abondance et la réactivité des espèces minérales, la quantité d'alcalins et la présence d'eau. En effet, une humidité relative d'au moins 80 % semble indispensable au développement de la réaction.

Il existe trois types d'alcali-réaction : les réactions alcali-silice, alcali-silicate et alcali-carbonate. La réaction dominante est la réaction alcali-silice. Le mécanisme de la réaction alcali-silice passe par une dissolution de la silice sous l'action de la solution interstitielle, suivie de la précipitation d'un gel silico-calco-alcalin.

Des chercheurs ont émis l'hypothèse que les courants électrique ou les champs magnétique produits dans le béton peuvent influencer l'initiation et l'accélération de la réaction alcali-granulat (Université de Purdue, 1978 ; Université d'Ottawa, 1986). Or, dans un système de protection électrochimique d'armatures dans le béton, comme nous l'avons vu précédemment, une cellule est créée entre l'acier (cathode), chargé négativement, et l'anode externe chargée positivement. A la surface acier-béton, l'oxygène est réduit suite à l'hydrolyse de l'eau en formant les ions d'hydroxyle OH^- qui augmentent localement le pH de la solution interstitielle du béton. En plus, la charge négative de l'acier attire les cations (K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , etc.) présents dans la solution interstitielle vers la surface d'acier provoquant la neutralité de la solution. Comme il est bien connu qu'une augmentation de la teneur en ions alcalins peut conduire à l'initiation et/ou à l'accélération de la **RAG**, il est parfaitement logique que l'application de traitement électrochimique puisse influencer la **RAG**.

En effet, la composition de la solution interstitielle dépend de la nature du ciment, des granulats, des adjuvants et de l'eau. Tous les composants du béton vont influencer sur le pH et la concentration en alcalins, ces paramètres jouant à leur tour un rôle déterminant sur la silice dissoute. Dron (1992) a montré que la formation du gel était conditionnée par l'existence dans le milieu de rapports de concentrations [silice] / [alcalins] déterminés. En dehors de ces rapports, il ne se forme pas de gels nocifs. Le choix des matériaux pour la conception des structures en béton, en prenant en compte la **RAG**, ne date que d'une vingtaine d'années. Les études effectuées sur les granulats utilisées dans le béton ont montré que la plupart d'entre eux contiennent des minéraux siliceux réactifs (silice amorphe ou peu cristallisée). C'est la quantité et la distribution de ces minéraux réactifs qui déterminent la réactivité des granulats vis-à-vis de la **RAG**.

Une partie des sels de sodium et de potassium, qui sont introduits dans le ciment à travers le clinker, est fixée lors des réactions d'hydratation dans les aluminates et les silicates. L'autre partie reste sous forme de sels solubles tels que les sulfates de potassium (J.E. Slater et al., 1992).

Il a été suggéré récemment que l'hydroxyde de calcium joue aussi un rôle très important dans la

RAG (S. Chatterji, 1979).

L'application d'une technique électrochimique pourrait modifier la RAG. L'application de la protection cathodique avec, des densités des courant de 0.3 à 110 mA/m² (K.C. Natesaiyer, 1990), en présence de granulats réactifs et de teneurs en alcalins de 0.95% à 2.8%, a provoqué une augmentation de la réaction alcali-granulat sans avoir d'augmentation significative près de l'acier. Une relation très complexe entre le gonflement, la densité de courant appliqué et le temps d'application a été observée par Page et Yu (1995) (Figure II.11). Leur étude a montré qu'une densité de courant de 3A/m² engendre un gonflement plus important qu'une densité de 5 ou 8 A/m². Ils ont justifié ce phénomène en liant le gonflement au rapport Na₂O/SiO₂. Quand ce rapport est en voisinage de 0.5, le gonflement est maximum.

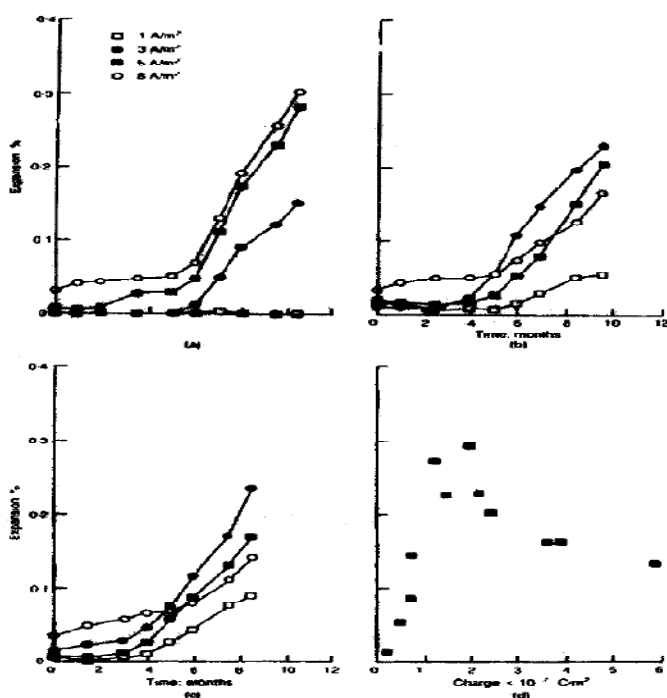


Figure II. 11 : Relation entre le gonflement, la densité du courant appliquée et le temps d'application de la technique électrochimique (Page et Yu, 1995)

II.2. Prévention des armatures dans le béton

II.2.1. Introduction

Il est bien connu que la vie d'une structure en béton armé, dans la mesure où la corrosion est concernée, présente deux périodes distinctes. Au premier lieu (la phase d'initiation) dans le dioxyde de carbone ou les chlorures pénètrent le béton d'enrobage, atteindre l'armature et dépassiver par la suite l'acier. Dans le second (la phase de propagation) a lieu à la corrosion (modèle de Tuutti). La durabilité nécessaire pour la durée de vie demandée peut être obtenue théoriquement en augmentant à la fois la période d'initiation (p.ex. en agissant sur la qualité du béton ou sur l'épaisseur de l'enrobage), et le temps de propagation (par exemple, contrôler les facteurs qui déterminent la vitesse de corrosion, tel que la résistivité du béton).

En général, la première action, qui prolonge le temps d'initiation, est plus viable et fiable. Dans tous les cas, la prévention commence dans la phase de conception, lorsque la structure est conçue et les calculs de structure sont faits, l'épaisseur de l'enrobage est fixée, les détails sont élaborés, les matériaux et leurs proportions et d'éventuelles mesures supplémentaires de prévention sont choisis. La prévention continue lorsque le béton est mélangé, coulé, compacté et durci et dans l'ensemble de durée de vie de la structure, avec une surveillance, inspection et de maintenance programmée. Il est bien connu que le coût des préventions adéquates réalisées durant les phases de conception et de construction sont minimales par rapport aux économies qu'ils permettent au cours de la durée de vie et plus encore, par rapport aux coûts de la réhabilitation qui pourraient être nécessaires à des dates ultérieures.

II.2.2. Mesures préventives

II.2.2.1. Armatures résistantes à la corrosion

II.2.2.1.1. Les armatures en acier inoxydable

Un acier inoxydable est un acier qui contient au minimum 10,5% de chrome (EN 10088). Ce chrome participe à la formation d'une couche superficielle dite couche « passive » ; elle est composée d'un film très mince de quelques nanomètres, invisible à l'oeil nu ; ce film est constitué d'oxydes et d'hydroxydes de chrome. Cette couche fait partie intégrante du métal et elle assure une sorte de protection anti - corrosion durable.

Les aciers inoxydables sont divisés en quatre groupes: ferritique, ferro-austénitique, martensitique et austénitique.

Historiquement, les aciers inoxydables les plus couramment utilisés dans l'industrie de la construction sont aciers austénitiques tels que 304, 316, et 316 LN aciers inoxydables (Smith et Tullman, 1999). Ces aciers sont en faibles pourcentages de carbone et contiennent environ 18 pour cent de chrome et 8 pour cent de nickel. Ferritique-austénitique aciers inoxydables ont également

été utilisés comme acier d'armature pour béton. On les appelle des aciers inoxydables duplex qui contiennent 21 à 28 pour cent de chrome et de 1 à 8 pour cent de nickel. Les aciers ferritiques ont moins de 17 pour cent de chrome et aciers martensitiques ont de 12 à 18 pour cent de chrome. Ni l'un ni l'autre n'a été employé en tant qu'acier d'armature de béton.

Une étude de FHWA a évalué l'utilisation de 304 et 316 aciers inoxydables dans les tabliers des ponts en béton armé. L'étude a indiqué que les armatures des tabliers construits en utilisant seulement 304 inoxydables pour les armatures inférieures et supérieures ont démontré une forte résistance à la corrosion. Toutefois, pour les armatures traditionnelles des ponts construits en utilisant l'acier inoxydable 304 pour les armatures supérieures seulement et couplé avec de l'acier classique pour les armatures inférieures exposées à une faible résistance à la corrosion. L'acier inoxydable 316 a bien exécuté dans les deux cas (McDonald et al., 1998). Une autre étude a évalué 304, 316LN, et de l'acier inoxydable duplex 2205 et a indiqué que l'acier inoxydable solide ne montrait aucun signe de corrosion lorsque la concentration de chlorure dans le béton adjacent aux barres en acier inoxydable a été 15 fois plus élevée que le seuil d'initiation de la corrosion classique (Clemena et Virmani, 2002).

Bien que beaucoup d'études aient indiqué le rendement élevé des aciers inoxydables dans le béton, le principal obstacle à son utilisation dans les structures en béton armé est leur coût initial élevé.

II.2.2.1.2. Acier microcomposite

MMFX acier microcomposite a été développé par la Société MMFX acier et contient environ 9 pour cent de chrome. La propriété de composition chimique et le procédé de production de contrôle de la microstructure martensitique de microcomposite qui consiste des feuilles non transformées de nano d'austénite entre les lattes de martensite disloqué, ayant pour résultat une quasi-carbure aciers. En raison de sa microstructure, la formation des cellules microgalvanic est empêchée, ce qui rend l'acier résistant à la corrosion.

Les études réalisées à l'université du Texas A&M ont indiqué que le seuil de chlorure de MMFX était d'environ neuf fois celle de l'acier classique et très proche de celle de l'acier inoxydable 304 (Trejo et Pillai, 2004). Les études réalisées à l'université du Kansas ont indiqué que l'acier de MMFX a eu un seuil plus élevé de corrosion et une plus faible vitesse de corrosion y comparé à l'armature en acier classique (Darwin et al., 2002 ; Gong et al., 2002).

II.2.2.2. Revêtement des armatures

II.2.2.2.1. Barres recouvertes d'époxy

La barre recouverte d'époxy (ECR) est utilisée dans de nombreux ponts aux États-Unis, elle est produite par application de poudre époxy sur les surfaces fraîchement décapées en acier à haute

température. Les barres d'armature recouverte d'époxy fondu sont trempées, le plus souvent dans un bain d'eau pulvérisée. ASTM A 775 (Spécification standard pour les barres d'armature en acier recouvert d'époxy) et A 934 (Spécification pour les barres d'armature en acier préfabriqué recouvert d'époxy) fournit des spécifications de contrôle de la qualité des revêtements époxy lors de l'enduction, la manutention, l'expédition et de stockage (Manning, 1996).

Bien que la barre recouverte d'époxy ait été couramment utilisée depuis les années 1970 dans les tabliers de pont, des études récentes ont signalé que (ECR) peut ne pas fournir la durée de vie souhaitée en raison de problèmes de décollement cathodique, le département de Transport de Florida a déclaré que l'étude de décollement électrochimique des revêtements époxy pourrait engager en raison de l'exposition à l'eau salée et suivant la corrosion de macrocellules, pendant le service en sous-structures de pont (Sagues et al., 1994). Cependant, plus tard des études de décollement cathodique de l'ECR est rapporté que la réduction de l'adhérence était liée à l'eau pénétrée dans le revêtement et l'oxydation de l'acier fondamental, plutôt que la présence des ions chlorure ou le revêtement a endommagé excessivement (CRSI 1995 ; Weyers et al., 1998). Si le revêtement avait déjà décollé lorsque les ions chlorure sont arrivés à la surface de l'armature, la corrosion pourrait se produire sous le revêtement (Pyc et al., 2000). Clair (1992) a conclu que la vie de l'ECR de structures serait supérieur à celui des structures d'acier conventionnelles que de trois à six ans dans les milieux marins au Canada et dans le nord des États- Unis. Il a indiqué que les mécanismes de défaillance de l'ECR inclus décollement cathodique, une perte de propriétés isolantes époxy dans le cadre d'action de macrocellule, et l'évolution de l'hydrogène à cathodes secondaires développées sur l'anode macro après le pH a diminué en raison d'une action de macrocellule.

Bien que le décollement cathodique de l'ECR ait été rapporté par de nombreux chercheurs, une étude réalisée de FHWA en 1996 a indiqué que l'incorporation de l'ECR de structures en béton armé obtenu de bons résultats. L'étude a évalué un total de 92 tabliers de ponts, deux murs de barrière de pont, et un mur de barrière de bruit situés dans 11 états et trois provinces qui ont été construits avec ECR et constaté que, globalement, les structures étaient en bon état, et seulement deux pour cent de segments de l'ECR ont montré la corrosion significative. Ces endroits ont été extraits à partir de fissuration de la lourde couche de béton peu profonde, haute perméabilité du béton, et les concentrations élevées de chlorure (Smith et Virmani, 1996). Dans une autre étude de FHWA il a été signalé que, pour obtenir la meilleure performance d'exécution, il doit être utilisé non seulement pour la nappe supérieure, mais pour les deux nappes de haut et de bas. L'étude a également recommandé la réparation des fissures et les zones endommagées de l'ECR (McDonald et al., 1998)....

Actuellement de nombreuses entreprises cherchent à développer les barres modifiées de l'ECR. Pour résoudre le décollement cathodique et le problème de corrosion et apporter de nouveaux produits sur le marché.

II.2.2.2.2.Revêtements de l'acier (galvanisation)

Des nombreux travaux ont été effectués en utilisant des revêtements sur l'acier. Cette méthode a été beaucoup développée, de l'utilisation de peintures non métalliques jusqu'à l'application de recouvrement galvanique sur les aciers.

Les peintures jouent un rôle de barrière physique qui protège la surface métallique en empêchant le contact direct de cette surface avec les espèces agressives et les autres composants favorisant le commencement de la corrosion. Cette méthode a l'inconvénient de n'être pas sûre, car un petit défaut dans l'application de recouvrement provoquera un grand risque de corrosion de l'acier (V.S. Ramachandran et J. Beaudoin, 1999 ; A. Sagues, 1994 ; NACE, 1965 ; Freyssinet, 2000). De nombreux ouvrages protégés par l'application de revêtements de peinture montrent l'inefficacité de cette méthode pour éviter la corrosion d'acier car de nombreuses armatures recouvertes souffrent des effets de la corrosion.

On peut éviter les effets défavorables de cette technique en utilisant des recouvrements métallique « galvanique », à base de zinc, qui protègent l'acier même en présence de défauts d'application. Le zinc qui est un métal moins noble que l'acier, c'est-à-dire plus anodique que l'acier, se corrodera au profit de l'acier. La galvanisation à chaud permet de déposer des barres en acier dans un bain de zinc fondu à une température d'environ 450 °C (COST 521, 2003). Au contact de la solution interstitielle, il se forme un composé insoluble d'hydroxyzincate de calcium qui remplit les pores interfaciale de la pâte de ciment et agit comme des ponts entre le revêtement de zinc et le béton (R. Fratesi, G. Moriconi et L. Coppola., 1996), et protège bien contre la carbonatation et l'action des ions chlore. Dans une même structure ou partie de structure, il faut éviter d'utiliser en même temps des barres galvanisées et non galvanisées (ou boulons, ancrages, etc.).

En général, cette technique de protection est efficace pour éviter la corrosion de l'acier. Les aciers protégés par un dépôt surfacique de zinc supportent la présence d'une quantité plus élevée d'ions chlore. La diminution du pH de la solution interstitielle jusqu'à 9.5 ou 9, liée à la carbonatation du béton, ne réduit pas l'efficacité de cette technique parce que le zinc reste passif pour ces valeurs de pH.

Les inconvénients de cette technique peuvent être résumés par les points suivants : premièrement, l'efficacité de cette technique dépend de la composition chimique de l'acier et de la valeur du pH de solution interstitielle. Ainsi, dans certains cas, les couches d'alliage Zn-Fe se forment mais la couche de zinc pur n'est pas continue à la surface de l'alliage, ce qui provoque une diminution de

résistance contre la corrosion (on peut avoir cet inconvénient pour l'acier ayant une teneur élevée en silicium). Deuxièmement, le dégagement d'hydrogène à la surface de l'armature lors de la réaction entre le zinc superficiel et la solution interstitielle du béton frais provoque une diminution de l'adhérence entre l'armature galvanisée et le béton, mais les conditions d'utilisation restent toutefois respectées.

II.2.2.3. Faible perméabilité / Diffusivité du béton

Une autre méthode de protection contre la corrosion est de diminuer la perméabilité ou la diffusivité du béton. Faible perméabilité / valeurs de diffusivité vont ralentir la pénétration de l'eau, l'oxygène, le chlorure de ions, et d'autres produits chimiques qui initient la corrosion de l'armature. Une faible perméabilité réduit aussi la conductivité électrique du béton. Utilisation des rapports eau/ciment plus faible (à l'aide de superplastifiants) et des ajouts cimentaires peuvent aussi diminuer la perméabilité / diffusivité du béton. Des études ont montré que l'utilisation des bétons avec une eau/ciment de 0,3 et 0,32 indiquent que le béton est pratiquement imperméable (Sherman et al., 1996). Cependant, des enquêtes concernant les fissures des tabliers de pont, ont indiqué que les bétons de ciment dont le contenu nécessaire pour obtenir ces rapports eau-ciment peuvent présenter une fissuration excessive, ce qui permettrait la pénétration plus rapide d'eau, d'oxygène et d'autres produits chimiques dans le béton. L'application des traitements de surface en béton tels que les membranes de polymère, scelleurs pénétrants, et la modification de revêtements à base de ciment ou acrylique peut également empêcher la pénétration de l'eau, l'oxygène, et d'autres produits chimiques dans le béton. L'utilisation d'une plus grande profondeur de la couverture par la conception peut aussi prolonger la phase d'initiation à la corrosion en augmentant la distance qui doit être parcourue par les chlorures et d'autres produits chimiques pour initier la corrosion.

II.3. Démarche à suivre pour réhabiliter un ouvrage en béton armé dont les armatures sont corrodées

Il convient de suivre la démarche développée ci-après lorsqu'un ouvrage en béton armé est dégradé par corrosion.

La méthodologie à appliquer pour déterminer les techniques de réhabilitation est celle qui est décrite dans ce contexte. Elle comprend les quatre phases suivantes.

II.3.1. Le diagnostic : il a pour but de déterminer la nature des désordres et, en cas de corrosion, l'origine de celle-ci et son étendue. Il permet de savoir si la corrosion est localisée ou généralisée ce qui a une très grande importance dans le choix des techniques de réparation.

II.3.2. Les exigences et les contraintes : le maître de l'ouvrage doit préciser dans "son programme" ses exigences (simple remise en état de l'ouvrage (réparation)) ou remise en état avec modification de son état de service (renforcement, élargissement), en tenant compte de son état de conservation (force portante, etc.). Le maître d'œuvre devra respecter le programme à la lettre sauf impossibilité technique avérée.

Il doit aussi recenser ou faire recenser les contraintes imposées durant les travaux (maintien en service partiel ou total de l'ouvrage etc.), d'environnement (pollution, bruit, hygiène, sécurité etc.) et techniques pour la mise en œuvre de la méthode de réhabilitation (conditions de température et d'hygrométrie à respecter, prise en compte des chocs et vibrations dus au trafic, aux engins de démolition et incidence sur la tenue des produits de réparation en cours d'application, détermination des matériels nécessaires pour accéder à l'ouvrage et pour effectuer les travaux etc.).

II.3.3. L'étude technico-économique : cette étude comparative concerne le choix des actions à entreprendre (fermeture définitive, réparation, remplacement, maintien en état...) avec leur incidence économique. La décision finale étant du ressort du maître de l'ouvrage.

Si cette étude aboutit à la décision d'une réhabilitation elle doit alors permettre de choisir la ou les techniques les mieux adaptées.

II.3.4. La mise au point du marché de réparation : le maître d'œuvre doit préciser les hypothèses sur l'état de l'ouvrage si cela est nécessaire (contractualisation partielle ou totale des résultats des études effectuées pendant les phases précédentes, visite contradictoire de l'ouvrage avec chacun des candidats de la consultation, état des lieux avec le candidat désigné...), les différentes contraintes imposées, les règles de sélection des offres, les variantes et les propositions techniques autorisées.

En outre, le maître d'œuvre doit indiquer quelles garanties ou responsabilités seront demandées à l'entrepreneur (par exemple, responsabilité civile en cours de travaux contre les dommages causés à l'ouvrage à réparer, à d'autres ouvrages, aux usagers et aux tiers etc.), garanties particulières de durée fixée sur certains des travaux de réparation (par exemple, revêtement de protection, inhibiteur de corrosion etc.).

Il y a lieu de rappeler qu'après réception des travaux de réparation, outre la mise en œuvre de la responsabilité contractuelle (en cas d'application défectueuse du contrat), de la garantie de parfait achèvement ou des garanties particulières, peuvent s'appliquer également les principes de la responsabilité décennale.

Les principes de la responsabilité décennale s'appliquent aux travaux de réparation (travaux neufs sur existant) mais normalement pas aux désordres que pourrait subir l'ouvrage du fait des travaux de réparation. Ces désordres relèvent de la responsabilité de droit commun (dite responsabilité

délictuelle ou quasi-délictuelle), A ceci s'ajoute aussi la responsabilité en matière de produits défectueux.

Chapitre III : Cas d'étude

III.1 Synthèse sur quelques travaux effectués au niveau de département de génie civil et d'hydraulique de Biskra

Avant de présenter notre travail, nous pouvons donner une synthèse sur quelques sujets qu'ils ont traité le domaine de durabilité et qu'ils ont touché principalement la dégradation et la réparation des ouvrages en béton armé, tout d'abord nous citons spécialement les deux contributions effectuées par S. HAOUARA et K. GADRI.

La première contribution en 2004 est intitulée « Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton armé dans la région de BISKRA ».

Un certain nombre d'expertises ont été faites sur la dégradation des ouvrages dans la région de Biskra. Parmi ces expertises, celles qui ont confirmé que la cause principale est l'agressivité du sol, surtout dans le cas où la partie infrastructure est touchée, mais pour le reste la qualité des matériaux utilisés, la réalisation de l'ouvrage, son exploitation ou l'environnement.

Ce travail présente les objectifs suivants :

- Mettre en évidence les différents facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages et leurs fréquences ;
- Analyse des travaux de réparation des ouvrages qui sont la conséquence des désordres ;
- Il s'appuie sur des données recueillies au cours des visites sur site pour les ouvrages au cours de réparation, et des dossiers d'expertises.

Cette contribution comporte trois parties :

La première partie contient quelques exemples sur les ouvrages dégradés dans la région de Biskra et qui a ciblé les types suivants :

- Ouvrages d'habitation ;
- Ouvrages d'équipement ;
- Ouvrages d'art ;
- Différentes réalisations d'auto construction.

Différents éléments ont été traités : balcons, dalles, amorces poteaux, sous sol...etc.

La deuxième partie inclut les facteurs influençant sur la dégradation des ouvrages dans la région de Biskra.

La plupart des désordres sont dus à la qualité de béton, le problème de sol, la température élevée en été, les défauts de conception et l'absence de l'entretien.

La dernière partie sous forme d'une conclusion et qui contient les précautions à prendre pour avoir

un béton durable, en choisissant les matériaux donnant les meilleurs résultats et les méthodes de mise en œuvre réglementaires.

La deuxième contribution en 2007, est intitulée « contribution à l'étude d'un béton de sable avec fibres et résine destinée pour la préparation mince des structures ».

L'objectif principal de travail présenté par K. GADRI porte sur l'étude d'effets des différentes additions sur le comportement mécanique et hygrométrique du béton de sable et améliorer ces performances pour le développer et l'utiliser dans les réparations minces.

Dans son étude expérimentale elle a formulé un béton à base de sable concassé. Elle a essayé d'obtenir la compacité optimale de point de vue de la résistance à la compression afin de retirer la formulation performante lorsqu'elle a introduit des additions (fumées de silice, fibres polypropylène, latex) et pouvoir apporté des améliorations mécaniques et hygrométriques de ce matériau qui est destiné à la réparation.

L'essentiel dans cette étude est de chercher une formulation adéquate pour un béton de sable et de voir son comportement déformationnelle lors de séchage (climat extérieur), et qui puisse présenter la meilleure adhérence pour avoir la capacité déformationnelle convenable.

Cette contribution a aboutit à des conclusions et des recommandations suivantes :

- L'effet bénéfique du sable concassé sur les résistances mécaniques des bétons de sable.
- L'ajout de fumée de silice a un rôle significatif dans la formulation de béton de sable, elle contribue à l'amélioration de la compacité et aux caractéristiques mécaniques, ainsi qu'à la réduction du retrait.
- Les fibres polypropylènes n'ont pas un effet améliorant au béton de sable, à cause de leur tendance de retenir une certaine quantité d'eau.
- Une cure humide a un effet néfaste sur les résistances mécaniques des bétons additionnés au latex.
- Le latex participe à une diminution significative du retrait et à affaiblir la capacité d'absorption des bétons de sable.
- Les bétons de sable se caractérisent par un module d'élasticité faible avec ou sans additions qui implique plus de déformabilité et donc de moindre fissuration.
- Les bétons de sable se caractérisent par ses résistances mécaniques élevées, ses résistances à la traction convenables, de faibles modules d'élasticité et des retraits réduits.
- Il y a des comptabilités déformationnelles significatives entre les supports et le béton de sable.
- Une cure humide pendant les trois premiers jours de séchage aux éléments réparés fait condenser le retrait.
- Développer un matériau de réparation avec un peu de retrait et avoir un agent de liaison entre le

support et ce matériau n'ont pas suffisant si on n'a pas une bonne sélection des critères de mise en œuvre et des conditions de substrat.

III.2 Introduction

La région d'el-oued (Sud Est d'Algérie) comme d'autre région du territoire national a témoigné pendant plus de trentaine d'années une évolution dans la construction des ouvrages en béton armé, une partie de ces derniers souffrent pendant une longue période de multiples problèmes de dégradation qui sont provoquées par plusieurs sources notamment par la corrosion des armatures, ces dégâts inquiètent constamment les autorités locales qui n'ont pas trouvé une solution durable (manque des spécialistes d'une façon suffisante ainsi que les mains d'œuvres qualifiés), d'une autre part la plus part de ces ouvrages dégradés sont pour des gens privés et qui n'ont pu pas faire une réparation adéquate à cause de coût très cher.

Notre étude comporte premièrement deux principaux domaines : domaine de bâtiments et domaine de genie civil, le premier représente l'ancienne polyclinique de Djamâa, le deuxième représente aussi deux châteaux d'eau au centre ville d'el-oued, notre diagnostic a prouvé que la cause principale de dégradation de béton est l'agressivité du milieu environnant, surtout dans le cas où la partie infrastructure été touchée, aussi on a trouvé parmi l'agressivité de milieu d'autres causes qui sont responsable de dépassivation des armatures et d'éclatement du béton d'enrobage, on cite la mauvaise qualité du béton, défauts de conception, mauvaise mise en œuvre, etc...

L'analyse de notre cas vise principalement les étapes suivantes :

- Une description détaillée des ouvrages dégradés ;
- Collection des désordres constatés ;
- Analyse détaillée des désordres constatés ;
- Causes des dégradations ;
- Mécanisme de dégradation par les principaux agents agressifs ;
- Solution technique de réparation et de prévention ;
- Conclusion.

La dernière partie analyse d'une façon profonde les principaux facteurs qui influent sur la durabilité vis-à-vis de la corrosion dans la région d'El Oued, on cite dans un ordre préférentielle, la qualité du béton, les conditions climatiques et environnementales, les conditions de la mise en œuvre. Autres facteurs pouvant intervenir dans ce contexte, on cite la conception des structures et les méthodes d'entretien.

III.3. Partie I :**REHABILITATION D'UN BATIMENT
L'IMMEUBLE DE L'ANCIENNE POLYCLINIQUE A DJAMÂA****III.3.1. Résumé**

Un ouvrage en bâtiments qui, le long de sa durée de vie, est susceptible de subir des désordres de fonctionnement ou de l'aspect, ce qui nécessitera, par la suite sa réhabilitation. Il est utile d'intervenir sur un ouvrage pour améliorer son état de service, ses caractéristiques ou son aspect.

La décision de réparer un ouvrage en bâtiments est généralement l'aboutissement d'un long travail d'analyse qui constitue une conclusion de l'expertise poussée de l'ensemble ou de chaque élément composant l'ouvrage,

Les objectifs assignés à la réparation sont :

- instaurer une sécurité immédiate ;
- éliminer les risques à court ou à long terme ;
- augmenter le niveau d'état de service ;
- améliorer les caractéristiques géométriques ou d'aspect.

Ce travail présente les résultats du diagnostic réalisé sur la dégradation d'un immeuble en béton armé âgé d'environ 30 ans, dans un premier lieu. L'examen de l'immeuble a révélé différents désordres:

- éclatement et fissuration des éléments en béton armé ;
- corrosion avancée des aciers ;
- infiltrations et fuites d'eaux pluviales et eaux usées..., ainsi que les étapes de réparation et de renforcement sont discutées dans un deuxième lieu.

III.3.2. Introduction :

Le présent travail présente une *réhabilitation de l'un des ouvrages de la ville de djamaa w d'el-oued (Algérie)*, c'est une synthèse d'expertise sur l'ancienne polyclinique (précisément 4 blocs), Ce travail a consisté à procéder à des opérations d'expertise, de diagnostic, afin de proposer des solutions techniques de réparation en fonction de l'élément étudié. Les éléments principaux étudiés sont les amorces poteaux, poutres, poutrelles, et murs voiles.

On note que le maître d'ouvrage a refusé que soit pris en charge l'aspect réhabilitation au sens strict du terme. Aussi nous nous sommes cantonnés dans l'aspect réparation, car la réhabilitation exige de nouveaux calculs à la base des nouvelles hypothèses de calcul en vigueur, alors que l'ouvrage a été conçu et construit sur la base d'anciennes hypothèses de calcul. De plus, la réhabilitation exige des

dépenses beaucoup plus importantes que celles allouées actuellement par l'Etat pour la réhabilitation des immeubles.

III.3.3. Description de l'ouvrage

L'immeuble de l'ancienne polyclinique objet de cette étude, se trouve dans la ville de djamâa w d'el-oued (Algérie), l'immeuble a été construit dans le début des années quatre vingt, il occupe une superficie approximative de 1085 m², il est composé par trois blocs séparés par des joints de dilatations, et le quatrième bloc a été construit après les autres blocs.

Bloc N° 01 avec Rez de chaussée + vide sanitaire.

Bloc N° 02 avec un seul étage + Rez de chaussée + vide sanitaire.

Bloc N° 03 avec Rez de chaussée + vide sanitaire.

Bloc N° 04 avec Rez de chaussée .

L'ossature est en poteaux – poutres en béton armée, les planchers sont en corps creux de 20+05 avec des poutrelles en béton armée.

Un voile périphérique d'épaisseur de 20 cm menu des ouvertures de 20 x 40 cm².

Les fondations sont des semelles isolées avec une semelle filante pour le voile périphérique rigidifiées par le plancher du vide sanitaire.

Nos investigations se sont essentiellement portées sur les blocs 01+ 02, qui sont fortement endommagés par la corrosion des armatures, la structure est représentée sur la figure III.1.

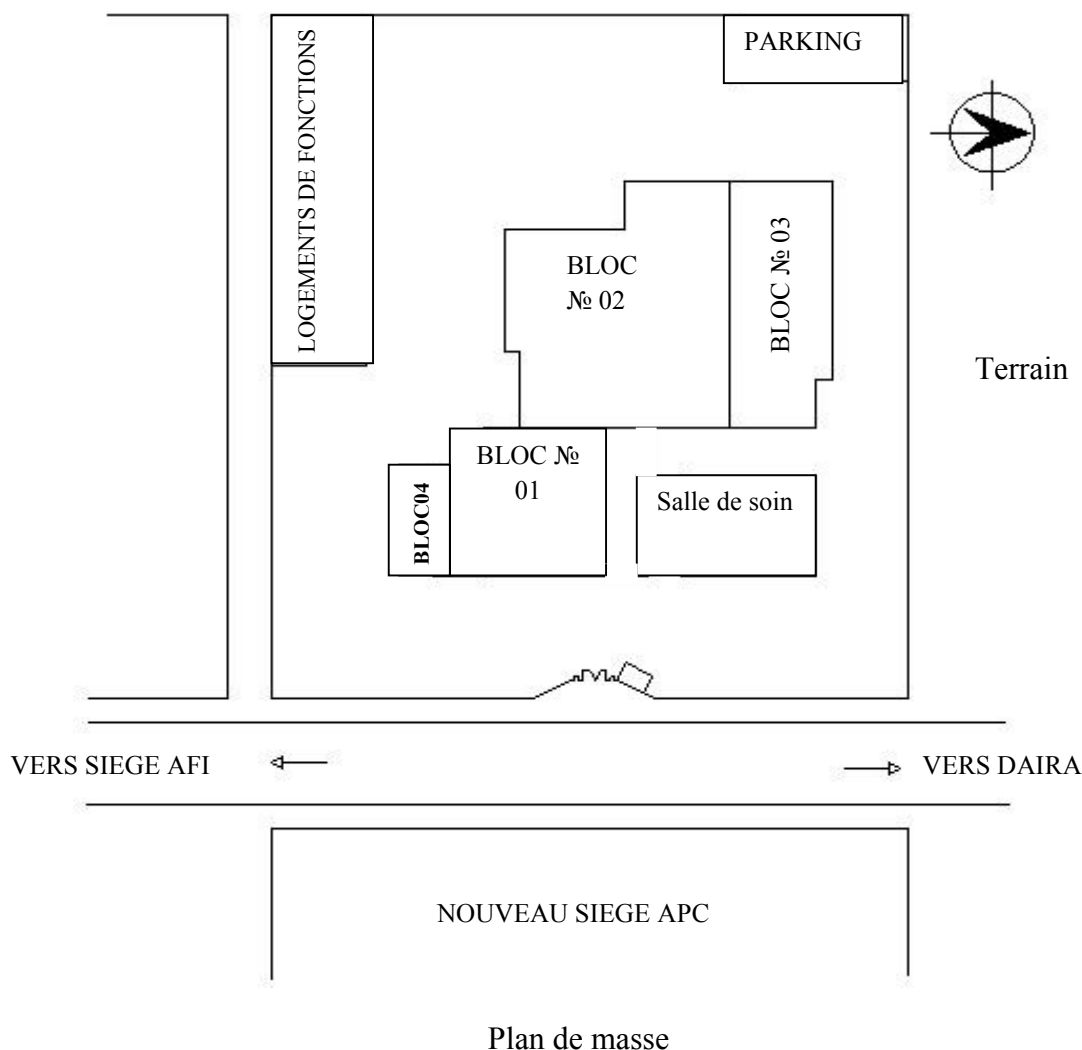


Figure III.1 : Ancienne polyclinique de Djamaa

III.3.4. Désordres constatés

L'examen des parties visibles et accessibles de l'immeuble a révélé les désordres importants suivants :

- Trace d'infiltration des eaux pluviales au niveau de plafond du bloc N° 02 et du bloc N° 04.
- L'étanchéité du bloc N° 04 est composée par une forme de pente dégradée.
- Manque d'un acrotère réglementaire au niveau de la terrasse du bloc N° 04 et manque d'un acrotère mixte au niveau du couvre joint entre bloc N° 01 et N° 04.
- Fissurations horizontales au niveau de mur cloison au bloc N° 01.
- Eclatement du béton d'un amorce poteau central au bloc N° 01.
- Fissurations transversales à mi-travée de quelques poutres du plancher vide sanitaire.
- Existence d'eau usée permanente dans le vide sanitaire.
- Manque d'un dallage flottant au niveau du vide sanitaire.
- Effondrement de l'enrobage des aciers des éléments de l'ossature (poutrelles, poutres et amorce

- poteaux) du vide sanitaire du bloc N° 01 et du bloc N° 02.
- Apparition des armatures très corrodées des poutres et poutrelles et amorces poteaux du vide sanitaire du bloc N° 01 et du bloc N° 02.
 - Les corps creux du plancher du vide sanitaire de bloc N° 01 et bloc N° 02 sont fortement endommagés.
 - Le système d'évacuation des eaux (regards et canalisations) est très dégradé, et ne fonctionne plus.
 - Le sol du vide sanitaire du bloc N° 01, 02,03 est fortement agressif.

III.3.5. Analyse de désordres observées sur les éléments structuraux

De nombreux désordres ont été constatés sur cet immeuble principalement fissuration du béton, corrosion des armatures provoquant l'éclatement du béton d'enrobage et les tâches de rouille. Ces dégradations ont été observées sur les poteaux, les poutres, poutrelles et murs voiles.

III.3.5.1. Amorces poteaux

Les amorces poteaux des blocs N° 01+02 sont les plus touchés, les photos III.1 et III.2 illustrent les dégradations constatées. Ces dernières se manifestent sous les formes suivantes :

- corrosion avancée des armatures ;
- détérioration du béton d'enrobage.



Photo III-1 Corrosion avancée des amorces poteaux



Photo III-2 détérioration du béton d'enrobage

III.3.5.2. Poutres

Les photos III.3 et III.4 illustrent les dégradations constatées.



Photo III.3 : Effondrement du béton d'enrobage avec l'apparition des armatures très corrodées



Photo III.4 : Fissuration transversale à mi-travée à travers l'hauteur de la poutre

Les Photo III.3 et III.4 indiquent aussi les poutres en fonction de leur gravité de dégradation.

La dégradation se manifeste sous les formes suivantes:

- Eclatement et effondrement du béton d'enrobage, qui découvrent une corrosion très avancée des armature ;
- Fissurations transversales à mi-travée, la position des fissures coïncide le plus souvent avec la position des aciers transversaux.

III.3.5.3. Poutrelles

La Photo III-5 illustre le taux d'endommagement de quelques poutrelles de plancher vide sanitaire



Photo III.5 : Corrosion avancée des armatures des poutrelles avec l'endommagement de quelques corps creux
Comme pour les amorces poteaux et les poutres, la dégradation dans les poutrelles se manifeste sous les formes suivantes:

- détérioration du béton d'enrobage ;
- corrosion avancée des armatures.

III.3.5.4. Murs voiles

La Photo III.6 apparait le type de dégradation que l'on rencontre dans les murs voiles, les dommages sur les murs voiles consistent en une épaufrure, écaillage ou délamination selon l'importance de la rouille.



Photo III.6 : tâches de rouille sur les murs voiles

III.3.6. Causes des dégradations

Pour un diagnostic rigoureux, nous avons commencé nos investigations par une recherche de plans et autres informations auprès des archives de CTC SUD (les plans d'exécution) et consultation des occupants de l'immeuble. Les résultats de différentes consultations ont permis de dégager les causes des dégradations résumées ci-après.

III.3.6.1. Infiltrations des Eaux

Les infiltrations des eaux ont plusieurs causes principales, d'abord l'absence d'entretien et de maintenance, conduisant à la dégradation des conduites d'eaux usées et des descentes d'eaux pluviales, ensuite la déféctuosité des réseaux d'assainissement et de drainage, de plus la dégradation de l'étanchéité, des avaloirs et l'obstruction des gargouilles et des siphons..., enfin les infiltrations des eaux pluviales et de la nappe phréatique à travers les fissures et les joints des murs voiles de soutènement périphériques.

III.3.6.2. Agressivité du milieu environnant

Selon les archives de CTC SUD et d'après le tableau III-1 qui donne l'analyse chimique du sol nous constatons que :

- Le terrain de l'immeuble contient un taux de sulfate varié entre (09 - 12) % ;
- Le taux de la teneur en eau existant dans ce terrain varie entre (18 - 26) % ;
- Le taux des carbonates varie entre (12 - 14) % ;
- Niveau de la nappe phréatique est à **1m** à partir du terrain naturel.

Puit	P 01		P02	
	0.20 à 1.2	1.2 à 3.5	0.20 à 1.2	1.5 à 3
Profondeur (m)	0.20 à 1.2	1.2 à 3.5	0.20 à 1.2	1.5 à 3
Insolubles (%)	79	77	74	76
Carbonates (%)	12	12	13	14
Sulfates (%)	09	10	12	09
Teneur en eau (%)	18	26	18	25

Tableau III.1 : Analyse chimique du sol de l'immeuble

Le béton hérite souvent le contact avec de l'eau ou le sol contenant des sulfates. Les ions peuvent pénétrer dans le béton et réagir avec des composants de la matrice de ciment pour causer des réactions chimiques expansibles. Le gonflement peut se produire, à partir des coins ou des bords d'un élément du béton, cela provoque la fissure et la désintégration.

L'attaque de sulfate peut également se manifester comme perte progressive de la pâte de ciment due à la perte de cohésion entre les produits d'hydrations.

Les concentrations des sulfates solubles en eaux souterraines au-dessus de plusieurs centaines de mg/l devraient être considérées potentiellement agressives (I. Biczok, 1972 ; EN 206-1:2000).

A coté de sulfates, on trouve les chlorures venant des eaux souterraines en quantité importante. Le tableau III.20, qui donne le pourcentage de chlorure dans la région de Oued Righ, prouve l'existence de quelques milliers de mg/l, ce qui indique un dépassement de la norme (> 1000mg/l, norme : EN 1008:2002), dans ce cas le chlore est capable de détruire la protection alcaline des armatures et de provoquer leur corrosion.

III.3.6.3. L'insuffisance d'aération dans le vide sanitaire

Une autre cause de la corrosion est le taux élevé de l'humidité (surtout en hiver) dû aux fuites d'eaux d'assainissement, couplé à une insuffisance des orifices de ventilation.

La vitesse de corrosion dépend fortement du taux d'humidité du béton (L'humidité relative la plus favorable pour que la corrosion se produise est de 70% à 80%)

Nous remarquons dans ce cas que les sulfates en milieu acide bactérienne (regards) et les chlorures sont les principaux agents agressifs responsables d'éclatement et d'effondrement des plaques du béton et aussi la dépassement des armatures pour cela nous pouvons clarifier ici l'intensité de gravité de sulfates sur la structure de l'immeuble (mécanisme de corrosion par le chlorure cité dans le premier chapitre).

III.3.7. Mécanisme de la corrosion par le sulfate

III.3.7.1. Corrosion par les sols riches en sulfate

Par une série de réactions chimiques, les ions de sulfate (SO_4^{2-}) dans le sol peuvent réagir avec des produits d'hydratation actuels en ciment durci {tel qu'aluminate tricalcique ($3\text{CaO}\bullet\text{Al}_2\text{O}_3$), hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) et silicate de calcium hydraté ($\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_8$)} à produits de réaction de deux formes (Neuwald, 2004) :

a. Ettringite:

La formation de l'ettringite cause une augmentation de volume à la matrice, menant à l'expansion et à la fissuration du béton durci.(Neuwald, 2004)

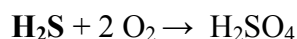
b. Gypse ($\text{CaSO}_4 \bullet 2 \text{H}_2\text{O}$):

La formation du gypse peut mener à l'échec et à l'effondrement de la structure en béton.(Neuwald, 2004). Selon la quantité de soufre en contact avec le béton, il peut être nécessaire de protéger le béton avec un recouvrement en plastique, un mélange de béton résistant de sulfate, ou un enduit adhésif protecteur.

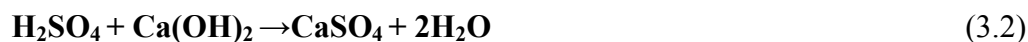
III.3.7.2. Corrosion par acide bactérienne

La corrosion par l'acide bactérienne est causée quand les bactéries anaérobies dans les regards convertissent le sulfate (SO_4^{2-}) en sulfure (S^{2-}), qui combine alternativement avec de l'hydrogène (H^+) pour former le gaz de sulfure d'hydrogène (H_2S). En présence de l'oxygène de l'eau entrante ou de l'espace aérien dans le regard, le gaz de sulfure d'hydrogène est converti en acide sulfurique (H_2SO_4) comme montré dans l'équation (3.1) (Metcalf et Eddy, 2003).

Matière organique + $\text{SO}_4^{2-} \rightarrow \text{S}^{2-} + \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$



L'acide sulfurique est fortement réactif et réagit avec des composés de calcium dans le béton (par exemple $\text{Ca}(\text{OH})_2$), donne la sulfate de calcium (CaSO_4) et eau (H_2O) comme montré dans l'équation (3.2) (Thomson, 2000). Typiquement le sulfate de calcium et l'eau sont dans l'équilibre avec le gypse comme montré dans l'équation (3.3) (Drever, 1988). la formation du gypse dans le béton par voie acide bactérienne fait ramollir le béton, finalement menant au regard pour s'effondrer.



Ce type d'attaque de soufre est le prédominant dans les systèmes regards. Le regard est un réacteur

biochimique, où (sans oxygène) les réactions anaérobies transforment les solides en composés gazeux, qui sont principalement CO_2 et CH_4 (méthane). dans les eaux usagées hautes en sulfate ou sulfure, les bactéries anaérobies produisent le sulfure d'hydrogène (le gaz H_2S) qui se lève dans l'espace aérien ouvert du regard (Thomson, 2000). L'humidité sur les parois latérales du béton laisse les bactéries aérobies et convertit le sulfure d'hydrogène en acide sulfurique, qui corrode le béton.

III.3.8. Solutions techniques de réparation

III.3.8.1. Travaux Préliminaires Avant Réparation

Avant de procéder aux opérations techniques de réparation, nous avons préconisé assurer certains travaux préliminaires, essentiellement :

- Prévoir un nouvel acrotère et un acrotère mixte suivant les règles en vigueur du bloc N° 04 ;
- Refaire une étanchéité efficace et complète avec une forme de pente pour les blocs N° 02 et 04, ainsi que les avaloirs et gargouilles ;
- Eloigner totalement le système d'évacuation (regards) des eaux des vides sanitaires pour assurer le blocage de toute infiltration d'eau dans la construction ;
- Prévoir des appuis à mi-travées pour les poutres du vide sanitaire sauf les poutres périphériques (plots de béton 60 x 60 x bon sol).

III.3.8.2. Nature des travaux de confortement

Les interventions et travaux de confortement proposés peuvent être discutés ci après :

- Réfection des amorces poteaux ;
- Réfection des poutrelles et poutres endommagées ;
- Réfection des murs voiles ;
- Réfection des fissures sur les murs en maçonnerie et des enduits endommagés.

III.3.8.2.1. Réfection des amorces poteaux.

La réparation concerne les amorces poteaux endommagés cités précédemment. Les opérations à exécuter sont :

- Piquer tout le béton détaché ou désagrégé sur toute la hauteur des amorces poteaux (y compris les parties enterrées) jusqu'à atteindre le béton sain ;
- Mettre les armatures à nu en les dégageant d'au moins 2,5 cm tout autour ;
- Débarrasser les barres d'armatures de toutes les traces de rouille avec de l'eau sous pression et de l'air comprimé ;

- Rinçage et nettoyage avec de l'eau sous pression et de l'air comprimé de toute la surface du béton ;
- Les barres non exposées à l'eau sous pression et à l'air comprimé doivent être nettoyées à l'aide d'une brosse métallique ;
- Traitement des armatures corrodées par un produit anti-corrosion généralement sous forme de kit pré-dosé composé de résine et durcisseur (Jonathan, 1993) ou d'un inhibiteur de corrosion, en respectant le mode d'emploi ;
- Renforcer les armatures dont la section à diminuer par le rajout de nouvelles barres conformément à la figure III.2 ;
- Coffrer les amorces poteau en s'assurant de l'étanchéité du coffrage et de la possibilité d'introduction du béton, en augmentant le diamètre de 20 cm par rapport au diamètre initial. Cette augmentation de la section à pour but de faciliter le coulage du béton et de renforcer la résistance ;
- procéder au bétonnage conformément à la figure III.3 en utilisant un ciment résistant aux sulfates ainsi que l'ajout d'un super plastifiant ;
- Décoffrer avec soin après durcissement avancé.

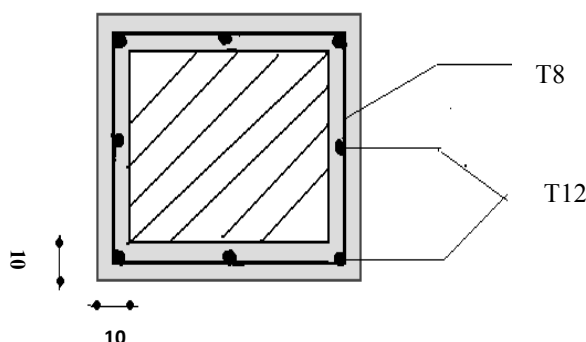


Figure III.2 : Coupe dans l'amarce poteau qui identifie les exigences de chemisage

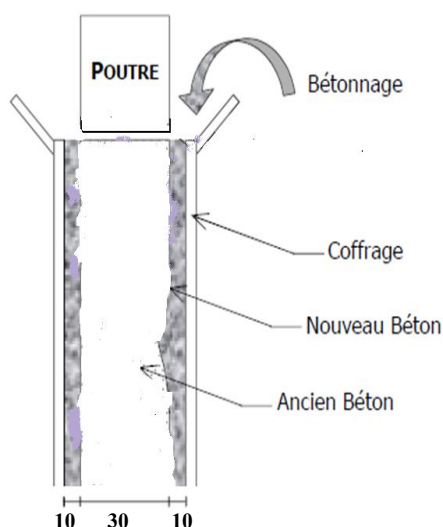


Figure III.3 : Coffrage amarce poteaux et coulage de nouveau béton

III.3.8.2.2. Réfection des poutres et poutrelles endommagées

- On commencera l'opération en enlevant le béton endommagé avec la mise à nu des aciers corrodés sur une épaisseur de 2,5 cm derrière l'armature. On enlèvera ensuite la rouille des aciers corrodés ;
- Nettoyer les surfaces dégagées à l'aide d'eau sous pression et d'air comprimé ;
- Traiter les armatures corrodées par un produit anti-corrosion généralement sous forme de kit pré-dosé composé de résine et durcisseur (Jonathan, 1993) ou d'un inhibiteur de corrosion, en respectant le mode d'emploi ;
- Renforcer les armatures dont la section à diminuer par le rajout de nouvelles barres conformément à la fig.III.4, en liant l'ancien et le nouvel acier si possible ;
- Coffrer la poutrelle ou la poutre en s'assurant de l'étanchéité du coffrage et de la possibilité d'introduction du béton, en augmentant le diamètre de 20 cm par rapport au diamètre initial ;
- Procéder au bétonnage conformément à la fig.III.5 en utilisant un ciment résistant aux sulfates ainsi que l'ajout d'un super plastifiant ;
- Décoffrer avec soin après durcissement avancé.

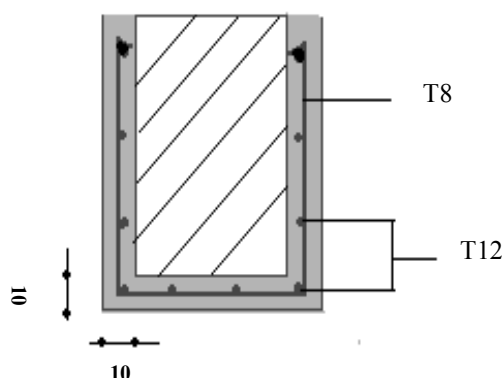


Figure III.4 : Coupe dans la (poutre / poutrelle) qui identifie les exigences de Chemisage

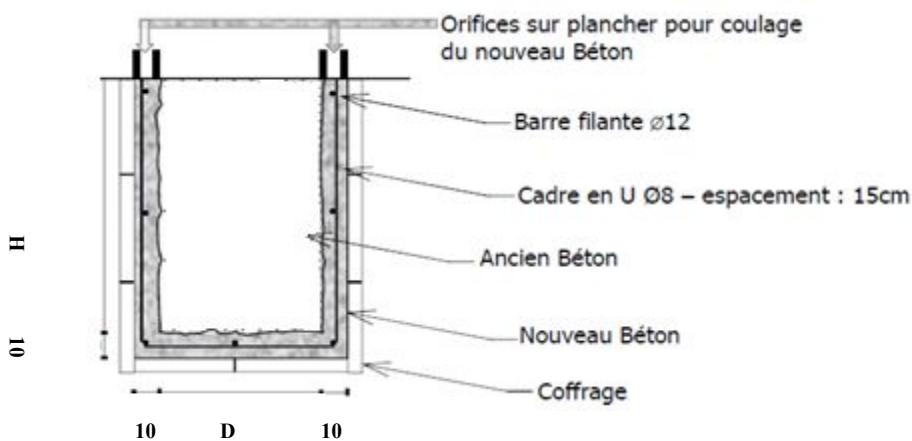


Figure III.5 : Ferrailage et coffrage des Poutres et Poutrelles

III.3.8.2.3. Réfection des murs voiles

Les dommages sur les murs voiles consistent en une épaufrure, écaillage ou délamination selon l'importance de la rouille. Nous avons préconisé dans ce cas la méthode suivante de réparation :

- Enlever le béton endommagé avec la mise à nu des aciers corrodés ;
- Enlever la rouille des aciers corrodés et nettoyer les surfaces dégagées à l'aide d'eau sous pression et d'air comprimé. Traiter ensuite les aciers nettoyés à l'aide d'un produit anti-corrosion (SIKA MONOTOP 610 AC) généralement sous forme de kit pré-dosé composé de résine et durcisseur (Jonathan, 1993) ou d'un inhibiteur de corrosion ;
- Coffrer la partie concernée du mur voile (si besoin est) en s'assurant de l'étanchéité du coffrage et de la possibilité d'introduction de la pâte ;
- Procéder au bétonnage.

III.3.8.2.4. Réfection des fissures sur les murs en maçonnerie et des enduits endommagés

Ce dommage n'affectant pas la tenue structurelle murs de l'ouvrage, mais portant atteinte à l'esthétique, nous avons préconisé ce qui suit :

- Enlèvement de toute la partie endommagée jusqu'à atteindre la partie saine ;
- Colmater les fissures des murs en utilisant un mortier bien dosé à base de SIKA (SikaMonoTop-311FR) ;
- Procéder à la mise en place d'un enduit classique.

III.3.8.2.5.Recommandations

- Pour le bétonnage des éléments en béton on doit utiliser un ciment résistant aux sulfates et une granulométrie réduite ainsi un adjuvant super plastifiant, éventuellement un accélérateur de durcissement ou, à défaut, lorsque les zones de réparation sont réduites (épaufrures) utiliser un mortier commercial à faible granulométrie et bonne adhérence avec le vieux béton ;
- Respecter le mode d'emploi d'un produit anti-corrosion lors de traitement des armatures corrodées.
- Prendre un soin particulier pour l'installation des supports de coffrages des éléments de béton armé ;
- Le décoffrage doit se faire après durcissement avancé, au minimum 15 jours lorsque l'accélérateur de durcissement est utilisé sinon à 28 jours ;
- Après l'exécution de tous les travaux, on commence de remblayer le vide sanitaire avec du sable des dunes, puis on procède à la fermeture de toutes les ouvertures de ce dernier.

III.3.9. Conclusion

La cause principale des dégradations est liée à la corrosion des aciers, due aux infiltrations et fuites d'eaux et l'effet de chlorure proviennent des eaux souterraines, ainsi l'existence d'un taux considérable des sulfates dans le sol et dans les eaux de la nappe phréatique en milieu fortement acide, cette action a engendré plusieurs désordres comme l'éclatement et la fissuration du béton, taches de rouille, corrosion des armatures...

Ces dégradations auraient pu être évité si des mesures simples auraient été prises dès la conception (enrobage suffisant, protection des armatures, utilisation de ciment spéciaux etc.).

Le présent travail décrit une méthode pour la réparation et le renforcement de quelques éléments structuraux en béton armé. La réparation devra être accompagnée par un entretien et une maintenance de l'ouvrage pour ralentir les dégradations ultérieures.

III.4. Partie II

REHABILITATION DE DEUX CHÂTEAUX D'EAU A EL-OUED

III.4.1. Résumé

Un ouvrage en génie civil est conçu pour une durée de vie bien définie (50 ans en générale), mais il est livré à lui-même pendant sa mise en service. Il est sujet de plusieurs dégradation et agressions (vieillessement, fissuration, corrosion...), pouvant réduire sa durée de vie en le rendant inapte à accomplir ces fonctions normales.

L'élaboration d'un projet de réhabilitation d'un ouvrage résulte généralement d'une large synthèse qui nécessitera de la part de l'Ingénieur des connaissances étendues sur le domaine d'emploi des différentes techniques de réparation, 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 indirectes (déviations de la circulation, incidences, etc.).

Ce travail consiste tout d'abord à procéder à des opérations d'expertise, de diagnostic, des essais sur site, afin de proposer des solutions de réparation. La solution technique de réparation est fonction de l'élément étudié, ensuite l'examen visuel des ouvrages a révélé différents désordres : éclatement et fissuration des éléments en béton armé, corrosion des aciers, trace de rouille, infiltrations et fuites d'eaux.

Les résultats d'un vrai diagnostic nous ont permis de proposer des solutions techniques de réparation et de réhabilitation. Les travaux de confortement sont classés ci-dessous :

- Réfection de la coupole inférieure de la cuve.
- Réfection du revêtement d'étanchéité à l'intérieur de la cuve.
- Réfection des fissures sur poteaux.
- Réfection des murs voiles.
- Réfection de la plate forme.

III.4.2. Introduction

Le béton de ciment constitue certainement un des matériaux de constructions les plus durables. Certains ouvrages demeurent en excellent état après plus d'un siècle d'exposition à des conditions climatiques particulièrement rigoureuses. Il est quelque fois surprenant de constater que certains ouvrages récents présentent une détérioration importante, alors que les connaissances actuelles sur le ciment et le béton sont très approfondies.

Les questions que l'on se pose lors du diagnostic d'un ouvrage peuvent être résumées de la manière suivante :

Quelles sont l'origine et l'étendue des désordres ?

Quelles sont leur évolution probable et leurs conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ?

L'ouvrage est-il réparable et quelles sont les méthodes de réparation et/ou de protection appropriée ?

Dans tous les cas, il paraît nécessaire de procéder à une enquête afin de collecter le maximum d'informations sur : l'âge, les plans, la nature des matériaux (ciment, dosage,...) et la nature de l'environnement.

Ensuite, l'inspection visuelle détaillée permet de reconnaître la nature des désordres, de décrire leur localisation et, le cas échéant, d'analyser leur évolution depuis la dernière visite. Parmi les causes de désordres, la principale est la corrosion des armatures. Les désordres apparaissent sous la forme de fissures, d'éclats ou d'épaufrures. Mais la corrosion est généralement amorcée dans des zones voisines sans pour autant avoir encore provoqué de désordres visibles. Une détection s'impose. Après avoir identifié l'agent agressif à l'origine de la corrosion (carbonatation ou chlorures), et évalué sa profondeur de pénétration, la mise en œuvre d'essais non destructifs (mesures d'enrobage et de potentiel) permet de déterminer correctement l'étendue des zones corrodées et d'en prévoir l'évolution (Taché, 1998). Les principaux paramètres qui conditionnent le comportement d'un ouvrage vis-à-vis de la corrosion sont, dans l'ordre de leur importance : l'enrobage, la qualité du béton et l'environnement (Poineau, 1994 ; Baron, 1992).

Dans cette optique, le présent travail propose un diagnostic de deux châteaux en béton armé âgés de 23 et 25 ans respectivement, permettant de mettre en évidence les causes principales de l'accélération de leur dégradation dans un premier temps, les étapes de réparation et de renforcement sont discutées dans un deuxième temps.

III.4.3. Description des ouvrages

Les deux châteaux d'eau, objet de cette étude, se trouvent en plein centre ville d'el-oued (*Algérie*).

III.4.3.1. Château d'eau sidi mestour

L'ouvrage construit en 1988 par une entreprise privée, il est composé d'une ossature avec poteaux, poutres et voile avec une infrastructure composée d'un radier général.

La cuve comporte un voile, une coupole inférieure et une coupole supérieure.

Le ciment qui est utilisé pour l'exécution de la semelle et de la cuve est de type HTS.

Le ciment qui est utilisé pour les autres parties de l'ouvrage est de type CPA.

Il a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Hauteur totale d'une 32m ;
- Diamètre intérieur de l'ouvrage 7,8m ;
- Diamètre extérieur de l'ouvrage 13m ;
- Capacité de la cuve 1000m³ .d'eau potable .

On note que le niveau de la nappe phréatique est de 80 cm du terrain naturel.

III.4.3.2. Château d'eau, cité 400 logements

L'ouvrage construit en 1986 par une entreprise privée, il est composé d'une ossature avec poteaux, poutres et voile avec une infrastructure composée d'un radier général, il a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Hauteur totale d'une 18,7m ;
- Diamètre intérieur de l'ouvrage 7m ;
- Diamètre extérieur de l'ouvrage 11m ;
- Capacité de la cuve 1000 m³ .d'eau potable ;
- Le type de ciment utilisé est le même que le premier château d'eau.



Photo III.7 : Château d'eau, sidi mestour



Photo III.8 : Château d'eau, 400 logements

III.4.4. Description des désordres observés

L'examen des parties visibles et accessibles de ces ouvrages a révélé les désordres affectant l'extérieur des 2 châteaux d'eau ainsi que les parements intérieurs de la cuve du château d'eau de 400 logements.

III.4.4.1 Château d'eau sidi mestour

- Traces de rouille sur les murs voiles ;
- Gonflement de plate forme avec l'apparition de fissures et quelques perforations ;
- Fissures axiales au niveau de quelques poteaux ;

- Trace de calcite de couleur blanchâtre au niveau de pieds des poteaux et des voiles et de la cuve :
 - L'infrastructure est immergée totalement dans l'eau de la nappe phréatique ;
- Les figures ci-après illustrent les différentes dégradations citées.



Photo III.9 : Traces de rouille sur voile en BA



Photo III.10 : Perforations au niveau de plate forme



Photo III.11 : Fissure axiale sur un poteau en BA



Photo III.12 : Trace de calcite de couleur blanchâtre et fissurations au niveau de plate forme

III.4.4.2 Château d'eau, cité 400 logements

- Traces d'infiltration d'eau colmatées par le temps au niveau de la coupole inférieure de la cuve et des éléments structuraux (poteaux-poutres-voiles) ;
- Les gouttes d'eau s'infiltrèrent de la coupole inférieure ;
- Eclatement du béton en certains endroits de la cuve ;
- La corrosion de quelques armatures apparentes et sans perte importante de la section ;
- Traces de rouille surtout au niveau de la coupole inférieure de la cuve et de la poutre de jonction (paroi- cuve) ;
- Corrosion de quelques canalisations utilisées ;

- Détérioration du revêtement d'étanchéité (cloques, perforations) ;
- Traces de calcite à l'extérieur de la cuve.

Les figures ci-après illustrent les différentes dégradations citées.



Photo III.13 : Corrosion de quelques armatures apparentes de la coupole inférieure de la cuve



Photo III.14 : Eclatement du béton en certains endroits de la coupole inférieure



Photo III.15 : Traces d'infiltration d'eaux colmatées par le temps au niveau de la coupole inférieure de la cuve et des éléments structuraux

III.4.5. Causes probables des dégradations

Dans cette section nous nous sommes basés sur une prospection visuelle, fondement du diagnostic, établir des photographies complètes, parfaitement commentées et légendées ainsi n'oublions pas l'élaboration d'une recherche approfondie concernant les plans d'exécution et autres informations auprès des archives de la direction d'hydraulique et algérienne des eaux.

Les résultats de différentes consultations ont permis de dégager les causes des dégradations le plus probable résumées ci-dessous.

III.4.5.1. Infiltrations des eaux potables

Nous avons observé que le revêtement d'étanchéité ne fonctionne plus et qu'il y a un contact direct entre l'eau conservé et le béton de la cuve ce qui crée des petites perforations au niveau de la coupole inférieure ce qui laisse l'eau s'infiltrer et s'écouler de la cuve vers les éléments porteurs (voiles-poteaux-poutres).

D'une autre part on note l'absence d'une façon parfaite des travaux de l'entretien et de maintenance qu'il faut exécuter d'une manière périodique.

III.4.5.2. Pénétrations des agents agressifs dans l'eau potable (chlorure) le corps du béton

Le béton a dans la plupart des cas, une porosité ouverte, cela signifie que le réseau de capillaires est continu; il est donc sensible aux pénétrations des agents agressifs, dont l'eau est le principal véhicule. La circulation capillaire se produit de la même façon dans les fissures. Après une enquête, il apparut que l'augmentation de pourcentage de chlore existe dans l'eau stockée égale 914.681 mg/l (château 400 logts), couplé (cas de dégradation de l'étanchéité) à une accumulation importante du chlorure émanant des eaux de gâchage utilisées dans le béton (le norme EN 1008:2002 a conseillé qu'il ne faut pas dépasser 1000mg/l), par ailleurs l'existence d'un pourcentage important d'humidité venant de stockage des eaux, et à des opérations de remplissage / vidange de la cuve qui peuvent créer des cycles de mouillage / séchage journalière caractériser par une forte variation de température pendant le même jour. Enfin et lorsque les facteurs cités précédemment interviennent, les ions chlorures s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former de **l'acide chlorydrique**. Cette réaction engendre une importante baisse de pH et la dépassement des armatures créent finalement des fissurations et un éclatement du béton d'enrobage.

III.4.5.3. Agressivité du milieu environnant

Les informations recueillies auprès du CTC/Sud (Agence d'el-oued), nous révèlent la présence d'un sol gypseux à forte teneur en eau (sol sidi mestour) à cause de la remontée d'eau (le niveau de la

nappe phréatique est à 80 cm du terrain naturel) , et un pourcentage considérable de sulfates de calcium (CaSO_4) issus d'interaction entre les eaux usées et les eaux d'irrigation d'une part et les eaux de la nappe phréatique d'une autre part .

La nature chloruré et sulfaté calcique et magnésien d'eaux de la nappe phréatique montre que ces eaux contiennent aussi un taux considérable de chlorure et d'acide carbonique (H_2CO_3) (Tableau III.19).

Les causes citées auparavant montrent la responsabilité d'apparition des tâches de rouille, trace de calcite, la poussée de plate forme (château sidi mestour).

III.4.5.4. Présence d'humidité

On a effectué une mesure de l'humidité du béton à leur surface extérieur lors d'une visite sur site du château d'eau sidi mestour au mois de juin, par un appareil Thermo Hygromètre Electronique, le béton testé a des taches de rouille à 0.5m du terrain naturel, l'opération met en compte une comparaison de mesure de l'humidité à 0.5m et à 1m et à l'air, le Tableau III.2 récapitule les résultats obtenus :

	à 0.5m	à 1m	à l'air
Humidité (%)	27.3	25.4	21
Température (°C)	30	30	32

Tableau III.2 : Mesure de l'humidité in situ et à l'air du château d'eau sidi mestour

Les résultats indiquent qu'il y a une différence de mesure de l'humidité, la grande valeur correspond à la surface touchée par la rouille, cette différence apparait d'une grande façon lors de la mesure en hiver, lorsque l'humidité relative peut atteindre 70% (Tableau III.16). On peut conclure que l'humidité du béton est l'un des facteurs qui favorise la vitesse de corrosion des armatures dans le béton.

III.4.5.5. Mauvaise mise en œuvre

Selon les informations recueillies, il est très probable que nos ouvrages ont subi de mauvaise mise en œuvre qui peut entraîner des dégradations au cours du temps : façonnage des aciers non conformes, coffrages inadaptés aux sections des éléments à bétonner, absence d'étanchéité des coffrages, reprises des bétonnages (béton frais sur béton durci) non traitées, formulation des bétons inexacte, excès d'eau ... etc. ce qui résultent des pertes des résistances mécaniques, des fissures, des ségrégations d'agrégats.

Le manque d'enrobage dans certains endroits et la mauvaise qualité du béton remarquée par l'état du parement ont favorisé la corrosion des aciers.

III.4.6. Méthodes de restauration

Avant de procéder aux opérations techniques de réparation, nous avons préconisé d'assurer certains travaux préliminaires, essentiellement :

- La mise en place d'une station de pompage pour éloigner le niveau de la nappe phréatique (château sidi mestour) ;
- prévoir un système de drainage pour abaisser la nappe phréatique ;
- Refaire les canalisations afin d'éviter la destruction des éléments structuraux (château 400 logts).

III.4.6.1. Nature des travaux de confortement

- Réfection de la coupole inférieure de la cuve.
- Réfection du revêtement d'étanchéité à l'intérieur de la cuve
- Réparation des fissures sur poteaux.
- Réfection des murs voiles.
- Réfection de la plate forme.

III.4.6.1.1. Réfection de la coupole inférieure de la cuve de 400 logements

Toutes les zones dégradées, subissent : un décollement de béton, une fissuration ainsi que l'ensemble des armatures oxydées même invisibles doivent être purgées.

III.4.6.1.1.1. Traitement des armatures corrodées :

Tous les aciers doivent être traités et passivés sur la longueur totale des aciers corrodés et une zone de sécurité de 50 cm de part et d'autre, avec :

- piquage du béton par burinage jusqu'à atteindre le béton sain.
- Mettre les armatures à nu en les dégageant d'au moins 2 cm tout autour ;
- Débarrasser les barres d'armatures de toutes les traces de rouille par sablage ;
- Rinçage et nettoyage par sablage de toute la surface du béton ;
- Les barres non exposées aux jets de sables doivent être nettoyées à l'aide d'une brosse métallique ;
- Traitement des armatures corrodées par un produit anti-corrosion (Sika Monotop 610AC)

III.4.6.1.1.2. Reconstitution du béton

Il existe principalement 2 techniques de reconstitution du béton : mise en place d'un mortier prêt à l'emploi, soit de manière traditionnelle à la taloche, soit par projection. La méthode par projection

est réservée aux surfaces planes importantes, on utilisera donc la technique traditionnelle. Il est conseillé que Le SIKA MONOTOP 610 AC doit toujours être recouvert d'un mortier de réparation de la gamme des SIKA MONOTOP, après un délai minimum de 3 heures à 20°C. Le choix de mortier de réparation est résumé dans le tableau suivant :

Produits	Epaisseur d'application	Température d'utilisation	DPU à 20°C	Catégorie norme NF
SIKA MONOTOP 650	4 à 50 mm	+ 5°C à + 30°C	30 à 45 min	Classe 2 sur surface rugueuse
SIKA MONOTOP 612F	3 à 60 mm	+ 5°C à + 30°C	20 à 25 min	Classe 2 sur surface rugueuse
SIKA MONOTOP 615EG	3 à 80 mm	+ 5°C à + 30°C	15 à 20 min	Classe 1 sur surface rugueuse

Tableau III.3: PROCEDE SIKA, 2005

III.4.6.1.1.2.1. Préparation des SIKA MONOTOP

Les SIKA MONOTOP sont gâchés à l'eau à consistance adaptée.

A titre indicatif, la quantité d'eau de gâchage est d'environ :

- 0,6 litre pour 5 kg de SIKA MONOTOP 650;
- 0,75 litre pour 5 kg de SIKA MONOTOP 612 F;
- 0,9 litre pour 5 kg de SIKA MONOTOP 615 EG.

III.4.6.1.1.2.2. Mise en œuvre des SIKA MONOTOP

Humidifier le support à refus tout en évitant qu'il soit ruisselant pendant l'application. Les SIKA MONOTOP 650, 612 F et 615 EG s'appliquent à la taloche ou à la truelle, d'une façon traditionnelle.

La finition s'effectue à la taloche plastique, éponge ou polystyrène dès que le mortier commence à tirer.

III.4.6.1.1.2.3. Conditions atmosphériques

Ces conditions ont une incidence très importante sur les propriétés finales des produits mis en œuvre.

- Si la température dépasse 25°C, tenir les emballages au frais.
- Ne pas appliquer sur support gelé ou lorsqu'il y a des risques de gel dans les heures qui suivent l'application.
- En cas de pluie, arrêter les travaux non abrités et protéger le mortier frais.

- Après la fin de prise des SIKA MONOTOP, la pluie n'est plus néfaste : elle sert au contraire de produit de cure intermédiaire.

III.4.6.1.1.2.4. Mise en peinture (ou revêtement de protection)

Les SIKA MONOTOP peuvent être recouverts par les peintures et revêtements de façade, tels que définis dans la norme NF P 84.403, en phase aqueuse, du type acrylique ou pliolite ou l'utilisation de revêtement de protection (SIKAGARD 680S) : revêtement méthacrylate coloré pour la protection des bétons contre les agressions atmosphériques.

III.4.6.1.1.2.5. Prévention

L'application sur béton du SIKA FERROGARD 903 qui agit par imprégnation et diffusion, constitue un traitement préventif contre la corrosion des armatures non apparentes, tel que décrit dans l'annexe B de la norme ENV 1504-9.

Le SIKA FERROGARD 903 retarde l'apparition des phénomènes de corrosion et ralentit la vitesse des réactions de formation de la rouille.

III.4.6.1.2. Réfection du revêtement d'étanchéité à l'intérieur de la cuve du château de 400 logements

Au cours du diagnostic il a été constaté que l'étanchéité existante avait une adhérence nulle au support et était détérioré. Il faut donc remplacer le revêtement dans son intégralité.

Pour cela on enlève l'étanchéité existante par un décapage par jet ultra-haute pression ou hydrosablage ou sablage à sec. Le choix est laissé à l'entrepreneur. Il faut ensuite assécher le béton mis à nu.

Cette étape est indispensable afin de décharger les contre-pressions liées à l'eau enfermée dans le béton.

Une fois ces étapes terminées, l'entrepreneur devra alerter la maîtrise d'oeuvre afin de faire le point sur l'état du béton qui était caché par le revêtement d'étanchéité. En effet, lors du diagnostic il n'a pas été possible d'effectuer de sondage destructif sur l'étanchéité puisque le château d'eau a dû être remis en service à la fin du diagnostic.

On ne sait pas si le parement intérieur du béton de la cuve est affecté de désordres. Une fois les désordres réparés, s'il y en avait, on met en place la nouvelle étanchéité. Nous avons laissé le choix entre 2 systèmes d'étanchéité :

- Un système classique à base de résine armée ;
- Une membrane d'étanchéité désolidarisée.

Dans ce stade nous proposons un système classique, tout d'abord on a humidifié la surface de la coupole avant la mise en œuvre

Etapas d'exécution d'étanchéité : (Solution Sika)

1/- La pose d'une couche d'accrochage de 1cm d'un mélange de barbotine qui contient :

- 01 volume de sikalite ;
- 01 volume d'eau ;
- 01 brouette de sable 0/3mm ;
- 01 sac de ciment (HTS).

2/- Une deuxième couche de finition de 1à 2cm de mortier qui contient :

- 01 volume de sikalite ;
- 02 volume d'eau ;
- 02 brouettes de sable 0/3mm ;
- 01 sac de ciment (HTS).

Une autre proposition exige l'application d'une membrane d'étanchéité : gamme (SikaTrocral). Enfin lorsque le nouveau système d'étanchéité sera en place, l'entrepreneur devra effectuer un test d'étanchéité par une mise en eau avant la remise en service de la cuve.

III.4.6.1.3. Réfection des fissures sur poteaux

Nous constatons dans notre cas que les fissures peuvent provenir d'une mauvaise mise en œuvre des bétons

- Mauvais positionnement des aciers ...
- Mauvaise qualité des bétons employés ...
- Vibration trop importante du béton lors du coulage...
- Manque de cure du béton...
- Fluage et retrait gênés....

Pour réparer on propose deux solutions l'une à base de SIKA et l'autre à base de LANKOREP.

Solution SIKA

Les fissures inertes seront traitées par injection avec le SIKADUR 52 INJECTION ou par calfeutrement avec les SIKA MONOTOP 612 F, 650 ou 615 EG.

Solution LANKOREP

- Positionner les injecteurs sur l'axe de la fissure : la distance entre injecteurs doit être de 0,20 m à 1,00 m suivant la configuration de la fissure ;
- Cacheter la fissure entre les injecteurs avec un produit à prise rapide 224 LANKOPLUG ;
- Vérifier la bonne communication entre injecteurs et l'étanchéité du cachetage par: l'injection d'eau propre ;

- Injecter le 737 LANKOREP FISSURE avec un pot à pression (pression d'injection de l'ordre de 0,5 Mpa).

Commencer par le bas, lorsque le coulis ressort par un injecteur voisin de celui d'origine, procéder au cachetage de l'injecteur utilisé et passer au suivant jusqu'au remplissage de tous les injecteurs ; Mettre en place un récipient (capacité \pm 1 litre) pour alimenter gravitairement la fissure et compenser le remplissage capillaire.

III.4.6.1.4. Réfection des murs voiles

Nous avons préconisé dans ce cas la méthode de réparation suivante:

- Enlever le béton endommagé avec la mise à nu des aciers corrodés (au moins 2cm derrière l'armature) ;
- Enlever la rouille des aciers corrodés et nettoyer les surfaces dégagées à l'aide d'eau sous pression et d'air comprimé ;
- Traiter ensuite les aciers nettoyés à l'aide d'un produit (Sika Monotop 610AC) ;
- La mise en place d'un revêtement de reprofilage à l'aide d'un seul type Sika Monotop (650/612F/615 EG) ;
- La mise en place d'un revêtement de protection (SIKAGARD 680 S, SIKAGARD 550 W ELASTIC);
- La mise en place d'un revêtement préventif par imprégnation (SIKA FERROGARD 903).

III.4.6.1.5. Réfection de la plate forme

La réfection du dallage sur terre plein s'effectuer suivants les étapes suivants :

- L'enlèvement du l'ancien dallage ;
- La mise en place d'une couche de hérisson (graviers et cailloux) de 20 cm pour éviter le poinçonnement du film d'étanchéité ;
- Disposer d'une couche de sable d'au moins 5 cm d'épaisseur ;
- Les couches de hérisson et de sable doivent être soigneusement compactées ;
- Disposer sur toute la surface un film polyane (ou griltex) d'une épaisseur de 200 microns minimum pour éviter les remontées d'eau par capillarité ;
- Disposer d'une couche d'isolant à la périphérie du voile du château sur 1m environ ;
- Disposer d'une couche d'isolant à la périphérie du voile du château sur 1m environ ;
- Disposer d'un pare-vapeur (film polyéthylène) ;
- Coulage d'une dalle en béton armé de 10 cm minimum.

III.4.7. Conclusion

Ce travail présente les résultats du diagnostic et réparation réalisé sur deux châteaux d'eau en béton armé. L'un des objectifs de cette étude était de déterminer les causes de dégradation de la cuve ainsi que les éléments structuraux (voile-poteau), Les résultats des investigations convergent vers une attaque chimique par les ions de chlorures (Cl^-) qui se trouvent dans l'eau potable conservée et les eaux souterraines à cause de la remontée d'eau, de plus l'existence d'un taux d'acide carbonique dissous dans l'eau de la nappe phréatique, sont les deux agents agressifs qui incitent le béton à provoqué la corrosion des armatures, d'autre part n'oublions pas l'effet de sulfate qui gonfle le béton en contact avec le sol et perd la liaison entre les composantes de la matrice cimentaire.

Pour le renforcement cité dans ce contexte on a utilisé des ciments à base de sika conformément à la norme européenne EN1504.

III.5. Principaux facteurs influant sur la durabilité des bétons vis-à-vis de la corrosion à El-Oued

III.5.1. Introduction

Cette partie a pour objectif de mettre en évidence et analyser les principaux facteurs qui influent sur la durabilité du béton vis-à-vis de la corrosion à El-oued dans le but d'avoir une idée assez vaste afin de pouvoir préconiser des remèdes et des solutions adéquates pour lutter contre les pathologies identifiées. En premier lieu les facteurs liés à la qualité et /ou la composition du béton produit sur chantier en relation avec la durabilité, de plus les effets du climat et de l'environnement sont également mentionnés. D'une autre part les conditions de mise en œuvre sont aussi des paramètres très sensibles aux activités corrosives qui caractérisent cette région.

D'une autre part, des facteurs secondaires ne sont pas cités dans ce contexte et qui ont participé d'une façon ou d'autre à la dégradation vis-à-vis de la corrosion : ceux-ci concernent la conception des structures et les méthodes d'entretien.

III.5.2. Facteurs liés à la qualité du béton

Le béton, résultant d'un processus de fabrication et de mise en œuvre, apparait au sens de la norme comme un produit issu de processus à caractère continu. Ses caractéristiques sont considérées comme intrinsèques tant du point de vue qualitatif que quantitatif. La qualité du béton est l'aptitude de ce matériau à satisfaire les besoins exprimés ou implicites de chaque intervenant (tableau III.4) que ceux-ci soient d'ordres techniques, économiques, esthétiques ou écologiques.

La qualité requise finale et la traduction de tous ses besoins (qualité d'usage) sous forme d'exigences techniques contractuelles ou complémentaires, ces dernières pouvant être exprimées en exigences de résultats (spécifications) ou en exigences de moyens (prescriptions) : l'ensemble des spécifications et des prescriptions constitue les stipulations du marché.(CIMBETON. 2006 ; J.M. Geoffray).

A el-oued, il y a lieu de signaler que les visites menées sur le chantier par le CTC a pour but de se renseigner sur le mode de fabrication du béton et des conditions de sa mise en œuvre sur les chantiers ont montrées plusieurs lacunes que se soit en matière de qualité ou bien de sa mise en œuvre :

A partir de différentes visites, il ressort :

- Des défaillances (formulation.....etc.) qui ont des conséquences sur la performance du béton et par voie de conséquence sur sa durabilité.

- Les règles de l'art permettant d'assurer les qualités de fabrication et de mise en œuvre du béton ne sont pas systématiquement observées dans la pratique sur les chantiers du bâtiment.

Tableau III.4 : Définition des rôles des intervenants suivant les types du béton (NF EN 206-1)

Type de béton	Les intervenants		
	prescripteur	Producteur	utilisateur
Béton à propriétés spécifiées BPS	Définitions des spécifications propres à l'ouvrage.	Contrôle de conformité à toutes les spécifications et contrôle de production.	Définitions des spécifications particulières à la mise en œuvre et à la maturité.
Béton à composition prescrite BCP	Définition des données de base suivant la norme NF EN 206-1 et des données complémentaires.	Contrôle de conformité de la composition prescrite du béton.	Si l'analyse de béton frais prévu sur chantier : un accord préalable entre Producteur et utilisateur est nécessaire.
Béton à composition prescrite par une norme (BCPN)	Définition de la désignation du béton suivant la norme.		

III.5.2.1. Propriétés du béton et des matériaux

Les propriétés du béton ont une influence directe sur la durabilité de l'ouvrage. Dans cette région la qualité du béton est le facteur principal qui est responsable de l'endommagement des structures sous l'effet de la corrosion des armatures.

Les caractéristiques du béton qui contrôlent sa durabilité vis-à-vis de la corrosion peuvent être regroupées comme suit :

III.5.2.1.1. Type de ciment

Le ciment le plus utilisé est le ciment CPA.45 mais à partir de la dernière décennie on remarque l'utilisation le plus vaste des ciments CPJ (ciments portland composés) de classe 32.5 et 42.5, les ciments résistant aux sulfates (CRS.42.5). Les ciments utilisés dans la région d'el-oued à plusieurs provenances, on cite notamment la cimenterie de TEBESSA, cimenterie de AIN TOUTA, cimenterie de M'SILA.

Le producteur du béton cherche à amoindrir le plus possible la quantité de ciment parce que c'est la matière la plus coûteuse et aussi sert à réduire le dosage en ciment des mélanges, ce qui engendre des soucis comme :

- La diminution de résistance ;

- La difficulté dans la finition ;
- Le mélange devient moins plastique.

Le tableau III.5 extrait de la norme ACNOR A23.1 présente la teneur en ciment minimale et la teneur en eau maximale en fonction de la dimension nominale du gros granulat.

Tableau III.5 : teneur en ciment minimale et teneur en eau maximale à respecter lorsqu'on ne possède pas de données précises sur les constituants (d'après la norme ACNOR A23.1)

Résistance à la compression spécifiée en MPA	Dosage minimal en ciment (kg/m ³) selon la dimension nominale de gros granulat (mm)					
	Sans air entraîné			Avec air entraîné		
	10	20	40	10	20	40
15	285	250	225	290	255	235
20	325	290	260	335	300	270
25	365	320	290	390	340	315
Dosage maximal en eau (l/m ³)	200	180	160	170	150	140

Puisque la présence du Ca(OH)₂ et d'autres composés alcalins de la pâte de ciment hydratée peuvent maintenir un pH entre 12.5 et 13, le ciment peut être considéré comme un bon protecteur de l'acier de renforcement contre la corrosion.

Aussi pour lutter contre ce type de dégradation, sous l'effet de chlorure dans cette région, il est conseillé d'utiliser un ciment riche en C₃A surtout au niveau de l'infrastructure parce que les chlorures peuvent réagir chimiquement avec le C₃A du ciment pour produire les monochloroaluminates hydratés (C₃A. CaCl₂.10H₂O) qui sont des hydrates relativement stables dans le béton.

La formation des chloroaluminates permet de fixer des chlorures dans le béton, ce qui réduit la teneur en chlorures soluble et, par le fait même, les risques de corrosion.

La norme ACNOR A23. 1 dans une recommandation, signale qu'il est préférable que le ciment ait une teneur en C₃A minimale de 4% lorsque le béton armé est en contact avec des chlorures.

III.5.2.1.1.1. Choix du ciment en fonction de l'agressivité de l'environnement

Les ouvrages en béton dans la wilaya d'el-oued souffrent constamment de différents types d'agression, spécialement par l'attaque chimique qui se produit dans les sols naturels, les eaux de surface et/ou les eaux souterraines. La précision exacte d'une classe d'agressivité à pour but de prendre des précautions nécessaires concernant le type de ciment et leur dosage. Le rapport

maximal de E/C et l'épaisseur minimale d'enrobage des armatures (Le choix de la classe se fait par rapport à la caractéristique chimique conduisant à l'agression la plus élevée). Le tableau ci dessous donne les critères de classement et les types de ciment à utiliser dans chaque cas.

Quatre classes d'agressivité sont définies : environnements faiblement agressifs, moyennement agressifs, fortement agressifs et très fortement agressifs.

Tableau III.6 : Choix de ciment selon l'agressivité du milieu (p18-011)

Classes d'agressivité	Concentration des agents agressifs	Mesure particulière à envisager	Choix du ciment
A1 Un milieu faiblement agressif	<p><u>Eaux de surface et souterraines :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CO₂ agressif : 15 à 30 mg/l - SO₄⁻² : 250 à 600 mg/l - NH⁺⁴ : 15 à 30 mg/l - Mg⁺² : 100 à 300 mg/l - pH : 6.5 à 5.5 <p><u>Sol naturel :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - SO₄⁻² : 0.24 – 0.6 % extrait par HCl à Chaud - SO₄⁻² : 1200 à 2300 mg/l extrait par l'eau dans un rapport eau/sol de 2/1 	Aucune mesure particulière n'est à envisager si ce n'est celle consistant à réaliser des bétons compacts de bonne qualité en respectant les règles de l'art	<p><u>Dans un Milieu acide :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CPA à teneur réduite en C₃S et C₃A. - CPJ (au laitier, cendres volantes, pouzzolanes).
A2 Un milieu moyennement agressif	<p><u>Eaux de surface et souterraines :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CO₂ agressif : 30 à 60 mg/l - SO₄⁻² : 600 à 1500 mg/l - NH⁺⁴ : 30 à 60 mg/l - Mg⁺² : 300 à 1500 mg/l - pH : 5.5 à 4.5 <p><u>Sol naturel :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - SO₄⁻² : 0.6 – 1.2 % extrait par HCl à Chaud - SO₄⁻² : 2300 à 3700 mg/l extrait par l'eau dans un rapport eau/sol de 2/1 	<p>Niveau de protection 2 : Application de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu. avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Dosage en ciment $\geq 550 \cdot \sqrt{D}$ <p>(D : dimension maximale des granulats en mm)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Le rapport E/C ≤ 0.55 - L'enrobage des armatures ≥ 30 mm. 	<p><u>Présences de sulfates</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CPA prise mer. - CPJ (laitier, cendres volantes, pouzzolanes) prise mer. -CLC, CHF, CLK <p><u>milieu acide :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CPA à teneur réduite en C₃S et C₃A. -CPJ,CHF,CLK, CLC.
A3 Un milieu fortement agressif	<p><u>Eaux de surface et souterraines :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CO₂ agressif : 60 à 100 mg/l - SO₄⁻² : 1500 à 6000 mg/l - NH⁺⁴ : 60 à 100 mg/l - Mg⁺² : 1500 à 3000 mg/l - pH : 4.5 à 4 <p><u>Sol naturel :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - SO₄⁻² : 1.2 – 2.4 % extrait par HCl à Chaud - SO₄⁻² : 3700 à 6700 mg/l extrait par 	<p>Niveau de protection 2 avec les dispositions :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Dosage en ciment $\geq 700 \cdot \sqrt{D}$ - Le rapport E/C ≤ 0.50 - L'enrobage des armatures ≥ 40 mm. 	<p><u>Présences de sulfates</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - CPA avec C₃A $\leq 5\%$. - CHF avec laitier $\geq 60\%$, -CLK - CPJ aux laitier, cendres volantes, pouzzolanes (C₃A du clinker est $\leq 5\%$), - CA - CLC avec CaO du

	l'eau dans un rapport eau/sol de 2/1		ciment ≤ 50%. <u>milieu acide</u> : CHF, CLK, CA, CLC (CaO ≤ 50%) Ciments au (laitier ≥ 60%).
A4 Un milieu Très fortement agressif	<p><u>Eaux de surface et souterraines</u> :</p> <ul style="list-style-type: none"> - CO₂ agressif : > 100 mg/l - SO₄⁻² : > 6000 mg/l - NH⁺⁴ : > 100 mg/l - Mg⁺² : > 3000 mg/l - pH : < 4 <p><u>Sol naturel</u> :</p> <ul style="list-style-type: none"> - SO₄⁻² : > 2.4 % extrait par HCl à Chaud - SO₄⁻² : > 6700 mg/l extrait par l'eau dans un rapport eau/sol de 2/1 	Niveau de protection 3 même dispositions que A3 avec la nécessité d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).	<p><u>Présences de sulfates</u> ;</p> <p>même ciment utilisé en A3 + protection supplémentaire.</p> <p><u>milieu acide</u> :</p> <p>même ciment utilisé en A3 + protection supplémentaire.</p>

Si les agents agressifs sont en concentrations inférieures à celles qui correspondent au degré faiblement agressif, l'environnement est considéré comme non agressif (A₀).

III.5.2.1.2. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage tient un rôle aussi important que le ciment dans la confection du béton. Son influence est gérée à la fois par sa quantité mais aussi par sa qualité.

En effet un surdosage peut diminuer fortement la résistance du béton, peut provoquer une ségrégation et un accroissement de la porosité, et un sous dosage réduit l'hydratation du béton et la maniabilité lors de la mise en œuvre.

De plus la qualité de l'eau est primordiale, il faut surveiller la composition de l'eau : elle ne doit pas contenir d'éléments organiques ni favoriser l'alcali réaction en contenant des silices susceptibles d'augmenter la teneur globale en silice de la pâte de ciment.

L'eau potable extrait de différents forages a été utilisée par les différents chantiers lors des opérations de bétonnage à EL-OUED. Le tableau III.7 donne quelques paramètres physico-chimique caractérisant les eaux de cette région et qui sont comparé avec les données introduites par la norme française P18-211.

Tableau III.7 : Analyse physico- chimique des eaux de la ville d'el-oued. 01 trimestre 2010 (Algérienne des eaux)

Paramètre /Substance	Unité	Norme p18-211	Forage 400 logts	Forage Naoura	Forage Chott	Forage Sidi mestour	Forage 08 mai	Forage route touggourt Albien	Forage chouhada Albien	Forage chouhada froid	Forage Teksept	Forage Nassim	Forage 19 mars	Forage Bouhmaid 01
pH	-	≥ 4	7.04	7.03	7.50	7.40	7.57	7.25	7.16	7.34	7.54	7.15	7.11	7.53
Température	°C	-	28.2	27.8	20.1	27.6	19.1	27.9	53.8	28	20.0	25.5	27.6	20.3
Salinité	%	-	2.1	2.3	2.1	2.1	2.1	1.4	1.4	2.1	2.1	1.5	2.1	2.1
Nitrates NO ₃ ⁻	mg/l	≤500	23.35	17.44	26.35	29.410	26.625	0.242	0.419	20.90	26.432	16.162	28.55	33.470
CO ₂ -total	mg/l	-	294.082	184.450	197.350	344.256	176.830	303.247	303.078	182.86	182.690	275.290	311.037	275.290
CO ₂ - libre dissous	mg/l	-	189.889	85.68	89.99	201.467	69.470	169.047	166.731	78.73	76.410	138.943	187.573	138.943
Sulfates	mg/l	≤2000	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'
Chlorures (béton armé)	mg/l	≤1000	914.681	921.770	744.50	985.593	850.85	853.179	709.060	836.690	935.95	794.147	914.687	751.603
Bicarbonates	mg/l	-	118.34	112.24	122	162.26	122	152.50	154.940	118.340	120.78	156.160	140.30	154.940
Calcium	mg/l	-	276.552	264.520	248.491	260.520	268.530	256.512	228.456	293.58	276..550	260.52	264.581	320.640
magnésium	mg/l	-	111.807	179.850	126.386	116.608	99.65	75.348	87.540	92.350	80.20	124.062	109.377	63.242

Une autre analyse chimique de l'eau potable faite au niveau de la zone de djamâa à une profondeur de 1839 m donne les valeurs suivantes (subdivision d'hydraulique de Djamâa) :

Substance	pH	Ca ⁺²	Mg ⁺²	Na ⁺	Cl ⁻	SO ₄ ⁻²	CO ₃ ⁻	Rs
Valeur mg/l	7.7	180	77	364	550	665	183	2100

Tableau III.8 : Analyse chimique de l'eau potable de la région de Djamâa

D'après les valeurs indiquées dans les tableaux III.8 et III.9, on peut conclure que :

L'eau potable de la wilaya d'el-oued vérifie les conditions d'une eau utilisable pour la confection du béton, car elle ne cause aucune dégradation du point de vue de la qualité du béton, sauf en été où l'eau de la source atteint une température de 35°C, il est recommandé alors de la refroidir en la stockant durant la nuit.

III.5.2.1.3. Le rapport E/C

Ce rapport est connu principalement pour contrôler la résistance mécanique, la durabilité, et l'imperméabilité du béton, et donc en conséquence le taux de corrosion d'armatures. La profondeur de pénétration des chlorures et la profondeur de carbonatation augmentent avec l'augmentation du rapport E/C (C. Jaegermann, 1990 ; Ho DWS et RK. Lewis, 1987). Le coefficient de diffusion de l'oxygène pourrait également augmenter avec une augmentation du rapport E/C (K. Kobayashi et K. Suttoh, 1991).

Du point de vue de la durabilité, une réduction du E/C par la réduction d'eau pour conséquences la diminution du ressuage et de la ségrégation et par conséquent une diminution de:

- Porosité de la pâte de ciment hydraté ;
- Perméabilité de la pâte et du béton.

Après une inspection effectuée sur quelques chantiers on a trouvé que les bétons sont poreux et qu'il n'existe aucun critère à respecter concernant le dosage en eau, le rapport peut arriver jusqu'à **0.7** et parfois peut atteindre **0.8** où plus (les chantiers ne sont pas soumis au contrôle) ce qui laisse le béton plus maniable et facile à couler. Donc ce phénomène laisse les agents agressifs (notamment Cl⁻ et SO₄⁻²) pénétrer la paroi avec toute facilité.

Le bon dosage en eau a une relation avec le choix du rapport E/C ($E_{\text{eff}}/L_{\text{éq}}$) maximal qui est en fonction de types d'environnement influençant la corrosion des armatures (objet de cette étude).

Tableau III.9 : le rapport maximal de (E_{eff}/L_{eq}) selon l'environnement affectant la corrosion (NF EN 206-1)

Classes d'exposition		Rapport $E_{eff}/Liant\ eq$ maximal	Classe de résistance minimale	Teneur minimale en Liant $eq.$ (kg/m^3)	Teneur minimale en air (%)
Aucun risque de corrosion ou d'attaque		X0	-	150	-
Carbonatation		XC 1	0,65	C20/25	260
		XC 2	0,65	C20/25	260
		XC 3	0,60	C25/30	280
		XC 4	0,60	C25/30	280
Corrosion induite par les chlorures	Eau de mer	XS 1	0,55	C30/37	330
		XS 2	0,55	C30/37	330
		XS 3	0,50	C35/45	350
	Chlorures autres que l'eau de mer	XD 1	0,60	C25/30	280
		XD 2	0,55	C30/37	330
		XD 3	0,50	C35/45	350

La norme NF EN 206-1 définit des valeurs limites spécifiées relatives à la composition et aux propriétés du béton en fonction de chaque classe d'exposition où :

X0 : Aucun risque de corrosion ou d'attaque

XC1 : Sec ou humide en permanence

XC2 : Humide, rarement sec

XC3 : Humidité modérée

XC4 : Alternance d'humidité et de séchage

XD1 : Humidité modérée

XD2 : Humide, rarement sec

XD3 : Alternance d'humidité et de séchage

XS1 : Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer

XS2 : Immergé en permanence

XS3 : Zone de marnage, zone soumise à des projections ou à des embruns

Plusieurs classes d'exposition peuvent se combiner sur une même partie de l'ouvrage, on cite notamment cette région dont beaucoup des ouvrages subissent une forte agression chimique qui provient du sol gypseux dans les plupart des zones de la région, ou à des eaux de la nappe phréatique de type **chloruré** et **sulfaté calcique et magnésien** (XD et XA) dans ce sens nous pouvons définir les spécifications concernant l'agression sous l'attaque chimique.

Classes d'exposition		Rapport E _{eff} / Liant éq maximal	Classe de résistance minimal	Teneur minimal en Liant éq (kg/m ³)	Teneur minimale en air (%)
Environnement contenant des substances chimiques agressives	XA 1	0,55	C30/37	330	-
	XA 2	0,50	C35/45	350	-
	XA 3	0,45	C40/50	385	-

Tableau III.10 : le rapport maximal de ($E_{eff}/Léq$) selon l'environnement affecté par une agression sous l'attaque chimique (NF EN 206-1)

Dans ce cas nous choisissons les propriétés du béton conformément à l'agression la plus élevée. Une solution efficace, mais coûteuse, permet d'éviter l'excès d'eau est d'utiliser des adjuvants modifiant l'ouvrabilité des bétons et qui sont intégrés au béton avant le début de prise pour modifier sa viscosité tels que les plastifiants réducteurs d'eau et les supers plastifiants.

III.5.2.1.4. Les adjuvants et les ajouts minéraux

L'addition de chlorure de calcium au béton pour accélérer ou retarder l'hydratation du ciment peut-être la raison la plus significative de la présence de chlorures dans le béton.

Les cendres volantes et la fumée de silice ont généralement une influence bénéfique puisqu'elles produisent une très nette diminution de la perméabilité, du coefficient de diffusion et de la conductivité du béton. D'après la littérature, l'augmentation de la compacité provoquée par les ajouts minéraux (utilisés en quantité suffisante) semble annuler largement les effets néfastes de la diminution du pH interne et de la moins grande quantité de C_3A qui découlent de l'utilisation de ces ajouts minéraux (Duval R, 1992).

Les cendres volantes et le laitier de haut fourneau conduisent à une teneur plus faible en portlandite mais n'entraînent qu'une baisse modérée de pH. Le tableau III.11 explique ce phénomène.

Nature du ciment	% en masse de Na ₂ O, K ₂ O	Concentration en équivalent (g/L)		pH
		Na ⁺ + K ⁺	OH ⁻	
CEM I	$\left\{ \begin{array}{l} Na_2O = 0,23 \\ K_2O = 1,16 \end{array} \right.$	0,69	0,65	13,9
CEM III/B (80 % de laitier)	$\left\{ \begin{array}{l} Na_2O = 0,20 \\ K_2O = 0,39 \end{array} \right.$	0,14	0,13	13,1

Tableau III.11 : Analyse de la phase aqueuse interstitielle de pâtes de ciment ($E/C=0,5$) conservées en sac étanche 6 mois à 25°C (LON, 1973)

D'une autre façon la fumée de silice réduit plus fortement le pH.

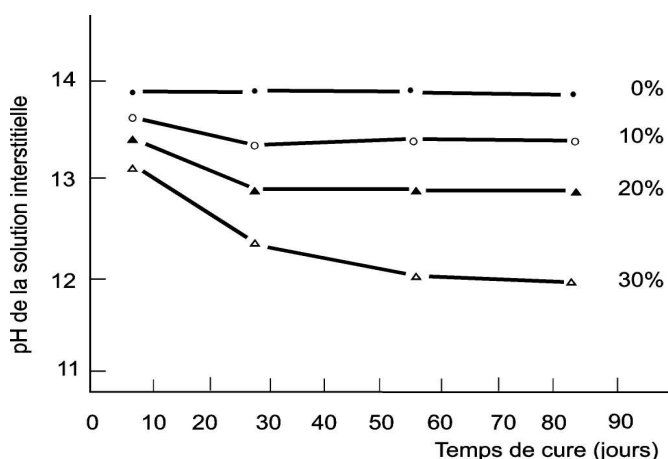


Figure III.6. Influence du pourcentage de fumées de silice sur le pH de liquides interstitiels extraits de pâtes de CEM I, d'après (PAG, 1983)

III.5.2.1.5. Granulats

Face aux problèmes provoquer par la corrosion et dans tous les cas, il est nécessaire de surveiller les granulats (sables et graviers) avant de les utiliser dans des mélanges cimentaires. Après une enquête effectuées sur les sablières de la région (DJAMAA, ACILA, BAADJ), on note qu'il n'y a pas de pourcentages remarquables concernant l'existence des chlorures dans ces régions (Trace ou manque totale), de plus selon (université de Sherbrooke) : certains granulats peuvent contenir des chlorures. Ces chlorures ne peuvent pas être lixiviés dans la solution interstitielle, ils ne jouent donc aucun rôle dans le processus de corrosion.

D'autre part certains granulats calcaires (gravier) peuvent contenir des grains de pyrite (sulfure de fer) qui réagissent avec l'humidité pour former de la rouille en surface.

III.5.3. Les facteurs climatiques et environnementaux

Il est clair qu'une structure de béton évoluera de manière très différente en fonction des **conditions climatiques et du type d'exposition** face aux agents potentiellement agressifs. Pour cela nous avons tout d'abord connu les conditions climatiques de la région d'Oued Souf afin de pouvoir remédier à ses effets négatifs sur le béton.

III.5.3.1. Les conditions climatiques de la région d'el oued

Le climat de la région d'El Oued est sec et de type saharien caractérisé par un faible taux de précipitations, des températures élevées notamment en été, d'une évaporation intense et d'un rayonnement solaire excessif.

III.5.3.1.1. Données climatiques

Pour cette étude, les séries des données, qui sont à la base de la détermination des différents paramètres climatiques, ont été enregistrées à la station pluviométrique de Guemar.

III.5.3.1.1.1. Température

La wilaya d'El Oued est caractérisée par un climat saharien de très fortes variations de température. Entre le jour et la nuit d'une part, l'amplitude peut dépasser 40 °C ; le refroidissement nocturne est très brusque aussitôt le soleil couché. Cette différence soudaine de température fait éclater les pierres et les roches.

L'étude de l'évolution de la température est d'une grande importance dans la corrosion d'acier dans le béton (paragraphe I.2.5.1). Le tableau III.12 donne les températures maximum et minimum exprimées en °C relevées dans différentes zones sahariennes par l'office national de météorologie (ONM).

Tableau III.12 ; les températures maximum et minimum de différentes zones sahariennes

T° / wilaya	Adrar	Biskra	El oued	Touggourt	Ouargla	Illizi	Tindouf
T^0 min	- 0.4	1.2	0.2	-0.7	-0.5	-0.8	1.5
T^0 max	48.4	46.3	47.3	47.2	48.2	45.9	46.7

Les tableaux III.13, III.14 représentent respectivement les températures moyennes mensuelles interannuelles et la durée d'ensoleillement mensuel se rapportant à l'année exprimée en nombre d'heures par jour

Tableau III.13 : Moyennes mensuelles de la température de l'air à la station de Guemar (ONM, 2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
T_{moy} (°C)	28.72	23.62	16.81	11.93	11.30	13.46	17.32	21.43	26.21	31.13	33.77	33.91	22.47

La période qui s'étale du mois de novembre au mois d'avril correspond à la période froide avec un minimum durant le mois de janvier de (11.30 °C) alors que la période chaude commence à partir du mois de mai et s'étale jusqu'au mois de septembre avec un maximum pendant le mois de août (33.91 °C). La moyenne annuelle est de l'ordre de 22.47°C.

Tableau III.14 : Durée d'ensoleillement mensuel exprimée en heures / jour (ONM, 2004)

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
El oued	9.0	8.8	7.7	7.6	7.6	8.8	9.1	9.8	10.1	11.2	11.4	10.9

Le rayonnement solaire est assez important avec une intensité remarquable pour cette région qui est caractérisée par des étés brûlants qui sont aussi durs que ceux qui s'observent dans le Sahara central.

La durée mensuelle d'ensoleillement exprimée chaque mois nous permet de constater que la brillance du soleil est maximale au cours du mois de juillet avec une moyenne de 11.4 heures, le minimum est enregistré pendant le mois de décembre avec une moyenne de 7.6 heures, (tableau III.14).

III.5.3.1.1.2. Pluviométrie

Les précipitations, rares et irrégulières pendant la période entre (1985-2007), ont des moyennes mensuelles avec un maximum de l'ordre de 16 mm enregistré pendant le mois de janvier, un minimum de l'ordre de 00 mm enregistré pendant le mois de juillet, et une précipitation moyenne annuelle de 74 mm (tableau III.15).

Tablea III.15 : Répartition des précipitations moyennes mensuelles. La station de Guemar

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
P_{moy} (mm)	7	7	9	8	16	3	7	7	6	2	0	2	74

L'origine des précipitations dans les régions sahariennes est différente selon les saisons. Durant l'été elles sont dues aux dépressions de mousson, en hiver elles sont dues aux dépressions accompagnant la migration vers le Sud des fronts polaires. Pendant la période intermédiaire, ces précipitations sont dues aux dépressions soudano sahariennes traversant le Sahara du Sud vers le Nord. (Dubief, 1959 et 1963).

III.5.3.1.1.3. Humidité relative

L'humidité est l'état du climat qui représente le pourcentage de la vapeur d'eau qui se trouve dans l'atmosphère. Dans la région d'Oued Souf l'humidité de l'air est faible et la moyenne annuelle est de 48.4 %. Cette humidité varie sensiblement en fonction des saisons. En effet, pendant l'été, elle chute jusqu'à 31.9 % pendant le mois de Juillet, et ceci sous l'action d'une forte évaporation et des vents chauds; alors qu'en hiver, elle s'élève et atteint une moyenne maximale de 68% au mois de Décembre (tableau III.16).

Tableau III.16 : Répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative à Oued Souf

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
H (%)	45.5	52.6	60.1	68.0	65.9	55.6	49.5	43.8	38.9	34.3	31.9	34.7	48.4

III.5.3.1.1.4. Evaporation

En zone aride, l'évaporation est le mécanisme majeur de perte en eau. Le tableau III.17 récapitule les répartitions de l'évaporation mensuelle dans cette région sur une période de (22 ans).

Tableau III. 17 : Répartitions de l'évaporation (1985-2007). Oued Souf

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
Eva (mm)	198	148	99	73	76	101	148	196	248	276	309	274	2146

Le minimum est enregistré aux mois de Décembre et Janvier alors que le maximum est enregistré au mois de Juillet.

III.5.3.1.1.5. Vent

Selon le tableau III.18, nous remarquons que les vents sont fréquents durant toute l'année. Les vitesses les plus élevées sont enregistrées durant la période allant du mois de Mars jusqu'au mois d'Août, avec un maximum de 4.4 m.s^{-1} durant le mois de Mai.

Les vents Est et Nord-Est prédominent, puis avec un degré moindre ceux de direction Ouest et Sud-Ouest (sirocco) caractérisés par une température élevée. Généralement, c'est au printemps que les vents sont les plus forts (période de pollinisation des palmiers), ils sont chargés de sables éoliens donnant au ciel une teinte jaune et peuvent durer jusqu'à trois jours consécutifs avec une vitesse allant de 30 à 40 Km / h.

Tableau III.18 : Répartition moyenne mensuelle de la vitesse du vent. Oued Souf

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
Vitesse moy (m/s)	3.1	2.4	2.4	2.3	2.4	2.9	3.6	4.3	4.4	4.3	3.7	3.1	3.2

III.5.3.2. Conditions environnementales (Type d'exposition)

Dans la région d'El Oued la remontée et la dégradation qualitative continue des eaux de la nappe phréatique sont des problèmes sérieux et qui restent, encore, l'un des handicaps pour la durabilité des ouvrages. Le tableau III.19 donne l'analyse chimique de l'eau de la nappe phréatique dans quelques zones de la wilaya (Selon ADE).

Propriétaire / localisation	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	NH ₄ ⁺	Cl ⁻	SO ₄ ⁻	HCO ₃ ⁻	NO ₃ ⁻	NO ₂ ⁻	F ⁻	R s	PH
	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	[mg/l]	
Belaid (TIKSIBT)	589,18	48,61	0,24	439,62	1600,00	34,16	16,70	0,32	1,35	7440	8.12
Gharbi A. Madjid (KUININE)	641,28	228,47	0,26	1418,12	1500,00	197,64	1,50	0,03	1,71	12120	7.36
Station d'essence Ben Bardi (WAZITENE)	549,10	58,33	0,20	460,89	2100,00	32,94	15,80	0,08	1,64	7280	8.20
P.P (DAWYA)	224,45	58,33	0,15	496,34	1100,00	35,38	2,30	0,10	0,57	3620	7.69
Beya Ali (ROUTE TRIFAWI)	488,98	432,63	0,31	404,16	2300,00	48,80	28,10	0,01	1,56	7540	7.67
Maamra Messaoud (CHOOT)	617,23	274,65	0,29	1425,21	1500,00	69,54	16,30	0,01	1,40	12620	7.76
APC BAYADA	561,12	170,14	0,16	850,87	2300,00	113,46	48,60	0,13	1,25	8580	7.57
Château d'eau (CHOTT)	733,46	29,17	0,00	910,20	1876,00	52,46	16,46	0,01	1,61	4760	7.71
CM (TKSEPT NORD)	641,28	97,22	0,04	398,03	1773,00	183,00	46,49	0,00	1,34	4020	7.80
Parc Wilaya	725,45	291,66	0,02	406,00	1746,00	158,60	57,56	0,02	0,67	3940	7.42
Ecole nouvelle (TIKSEPT OUEST)	625,25	167,70	0,01	355,98	1600,00	85,40	62,94	2,16	1,49	4280	7.71
CM (TKSEPT EST)	601,20	131,20	0,04	423,33	898,00	61,00	49,74	0,00	1,52	4040	7.95
CM Ghendire Omar	617,23	104,51	0,15	1640,23	3363,00	51,24	64,65	0,05	1,83	6980	7.43
Hôtel Louss	637,27	75,35	0,10	588,22	3373,00	420,00	47,81	0,01	1,51	5060	7.31
CFPA 3	440,88	267,36	0,00	863,00	1344,00	768,60	10,79	0,07	0,74	3700	7.78
CM Bachir Djab Alah	773,54	92,36	0,08	1013,00	1006,00	1305,40	56,79	0,02	1,65	5420	7.45
Ecole Mouhamed Serouti	641,28	99,65	0,06	366,32	869,00	402,60	49,15	0,02	1,49	4120	7.70
Ecole Maragni Kalifa SAHANE 1	757,51	38,89	0,07	344,06	1907,00	101,26	97,19	2,84	1,44	5760	7.57
DHW	541,08	279,51	0,00	523,00	1055,00	512,40	18,70	0,01	1,57	3340	7.65
Ecole Touati Ahmed Moustapha 1	464,93	155,55	0,22	400,00	1703,00	109,80	85,96	0,12	1,34	3620	7.50

Tableau III.19 : Analyse chimique des eaux de la nappe phréatique de la région d'El Oued

Une autre analyse chimique de la région de l'Oued Righ qui est souffre aussi de l'effet de la remontée des eaux de la nappe phréatique. Le tableau III.20 donne les caractéristiques chimiques de cette nappe (Selon subdivision d'hydraulique de djamaâ).

Propriétaire / localisation	Ca ⁺² [mg/l]	Mg ⁺² [mg/l]	Na ⁺ [mg/l]	K ⁺ [mg/l]	Cl ⁻ [mg/l]	So ₄ ⁻² [mg/l]	HCO ₃ ⁻ [mg/l]	NO ₃ ⁻ [mg/l]	PH	Rs [mg/l]
Ain hariz El megharier	290	691.6	750	44	1125	2995	33.1	2.5	6.56	5692
Tamasine messaoud El megharier	317.5	681.6	1015.2	57.7	1675	3100	36	0.8	6.75	7002
Bourrabah El megharier	265	570.6	787.5	56.5	1350	2296	31	2.5	7.09	4660
Abassi tayeb Berkadjia	295	604.7	1207.5	27	1275	3408	27	1	7.26	6134
Benkadjoudja Sidi Amrane	690	2059.3	1987	132	4000	8750	62.1	2	7.01	20134
Forage fort Tendla	335	652.4	1072.4	31.5	2020	3085	18.7	2	7.05	7688
Berri abdellah Sidi Khelil	342.5	500.7	1215	48	1900	2563	22	2.5	7.02	8372
Bessi Tidjani Ain cheikh	297.5	456.9	825	42	1225	2675	23.1	0.5	7.1	5504
Benhadria Mohamed Sidi Khelil	295	563.6	720	33.5	1200	2875	20	0	7.05	5340
Smari Mohamed Oum Thiour	250	474.1	757.5	21	1000	2500	22.1	0.5	7.28	4394
Djenidi Hocine Oum Thiour	330	741.3	1185	53.5	1900	3500	18.9	2.5	7.2	10466
Salhi Saad El Baadj	255	486.1	1580	16	1852	3525	17.5	0.5	7.2	5842
El Bar Laid El Baadj	282.5	482.2	1057.5	15	700	3775	21	2.5	7.3	631.6
Soufi Khelil Dendouga	285	608.7	690	27	1200	2475	19.8	0.5	6.98	4838
Dondi N'sigha	295	633.5	1012.5	33.5	1450	2853	19.6	2.5	7.01	5698
Bel Bar Ahmed N'sigha	230	444.5	667.5	27.5	1006	2080	25.6	0.8	7.1	3508

Tableau III.20 : Analyse chimique des eaux de la nappe phréatique de la région d'Oued Righ

III.5.3.3. Influence des conditions climatiques et environnementales sur la corrosion des armatures dans le béton

III.5.3.3.1. Influence de la température et de l'humidité relative (HR)

Selon les spécifications de température dans cette région on peut juger que la forte variation des températures à un effet direct sur la durabilité vis-à-vis de la corrosion, en effet l'élévation de celle-ci ($T > 35^{\circ}\text{C}$) peut se manifester selon deux niveaux :

-Elévation de la température des constituants du béton avec modification de la cinétique de réaction immédiate pour les constituants actifs (ciment, eau, adjuvants et fines minérales).

-Élévation de la température du mélange avec accélération des cinétiques de prise et de durcissement.

L'élévation de la température peut donner deux effets (J.D. Mozer et al., 1965) :

-Les taux des réactions électrochimiques augmentent c'est-à-dire l'augmentation de la vitesse de corrosion et de ce fait l'évolution de volume de corrosion par le temps. La corrosion des aciers d'armature peu provoquer des dommages au béton parce que la rouille est formée de **produits fortement gonflants**. Dépendant de l'état d'oxydation, le fer métallique peut former des oxydes dont le **volume** peut être **2** jusqu'à **6 fois supérieur** au volume initial.

-La solubilité de l'oxygène dans l'eau diminue, provoquant une réduction du taux de la corrosion. Zivica et al. (1997) ont montré que l'augmentation de la température, surtout en été, favorise l'augmentation de la solubilité de CaCl_2 et limite la réaction cathodique (diminution de la concentration en oxygène dans la solution interstitielle du béton, et augmentation de la résistivité du béton).

L'augmentation de la vitesse d'hydratation de ciment par temps chaud crée des écarts de la température entre le cœur des pièces coulées et leur surface ce qui augmente les fissurations lors de refroidissement pour cela il est conseillé d'éviter le bétonnage pendant les trois mois d'été (juin, juillet, août). Ces fissurations influent directement sur la cinétique de corrosion comme suit: Les fissures peuvent être classées en deux catégories, les fissures transversales et les fissures longitudinales aux armatures. La fissuration transversale (fissures de retrait ou thermique) est le principal moteur pour l'initiation de la corrosion des armatures en formant un chemin privilégié favorisant le transport des agents agressifs (Vidal, 2003).

La rouille formée exerce alors une pression sur le béton qui peut engendrer une fissuration longitudinale, cette fissuration donne aux agents agressifs un accès important aux armatures, favorisant ainsi la propagation de la corrosion sur une grande section de l'armature.

La diminution de la température peut occasionner des condensations d'humidité dans certaines zones des pores du béton et provoquer des différences d'humidité locales.

L'humidité relative la plus favorable pour que la corrosion se produise est de **70% à 80%** (Blank woll, 1997), par contre il ne se produit pas de corrosion lorsque l'atmosphère est **très sèche** (humidité relative > 40%: absence d'électrolyte).

L'humidité relative enregistre des taux mensuel tournant de 31.9% en juillet à 68% en décembre, alors que l'évaporation est très importante (elle arrive à la valeur de 309 mm au mois de juillet) c'est pour cela qu'il y a une évaporation importante pendant le transport du béton en été, provoquant ainsi une chute du rapport E/C. Ce qui engendre des fissurations et de ce fait même le risque de corrosion.

Le vent caractérisant cette région peut être considéré comme un vent desséchant. Lorsque l'intensité du vent est plus importante (sa vitesse atteint 40 km/h), la quantité de l'eau de gâchage évaporée est aussi importante et crée des fissurations et par la suite le risque de corrosion.

Des cycles éventuels de température et d'humidité relative (variations journalières, saisonnières) qui caractérisent cette région augmentent considérablement les vitesses de dégradation sous l'effet de la corrosion.

III.5.3.3.2. Disponibilité de l'oxygène et de l'humidité au niveau de l'armature

La présence d'humidité et d'oxygène sont indispensables à la corrosion. L'humidité remplit la condition électrolytique de la cellule de corrosion, et l'humidité et l'oxygène participent ensemble à la formation d'ions OH^- produisant le premier composant de la rouille, c'est-à-dire $\text{Fe}(\text{OH})_2$. Lorsque les pores du béton sont saturés d'humidité, le passage des courants de corrosion sera facile mais l'accessibilité de l'oxygène sera limitée : dans ce cas la vitesse de la corrosion ne sera pas élevée. Il en est de même si les pores ne contiennent pas beaucoup d'humidité, car c'est le passage des courants de corrosion qui devient difficile. Une vitesse de corrosion élevée correspond à un béton présentant une haute teneur en humidité mais sans arriver à la saturation.

L'oxygène affecte également l'évolution des réactions cathodiques. En l'absence d'oxygène, même dans une situation de dépassivation, la corrosion ne progressera pas en raison de polarisation cathodique. Ainsi, la corrosion des aciers d'armature ne constitue généralement pas un problème majeur dans le cas des structures ou des parties de structures constamment immergées puisque l'oxygène ne parvient que très difficilement à atteindre les armatures.

III.5.3.3.3. L'action bactérienne

Le béton peut être endommagé par certaines bactéries pouvant produire (ou transformer) des substances corrosives.

La destruction peut survenir en raison de la production de certains **acides** (H_2S , H_2SO_4)

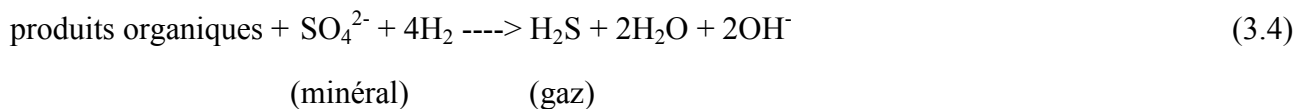
Les bactéries diminuent la quantité de béton d'enrobage par la désintégration des matériaux de ciment (ASTM, 1983), celles-ci peuvent être classées en deux types : bactéries anaérobies et bactéries aérobies

III.5.3.3.3.1. Bactéries anaérobies

le milieu anaérobie engendre un dégagement d'hydrogène sulfuré qui peut se produire dans des ouvrages tels que les fosses septiques, les stations d'épuration ou les réseaux d'assainissement. Ce dégagement a pour origine la décomposition en ce milieu, des composés du soufre contenus dans les effluents brassés ou circulant dans les ouvrages.

Les composés souffrés proviennent des sulfates (à partir des sols et des eaux remontées de la nappe)

et des produits organiques de type protéines végétales et animales ou de type sulfonates contenus dans les produits détergents.



Au cœur du béton, les bactéries anaérobiques sulfato-réductrices transforment les sulfates SO_4^{2-} et elles produisent du H_2S en condition de déficit de l'oxygène ($\text{O}_2 < 0.1 \text{ mg/l}$), et qui est libéré vers la surface (acide faible très toxique et ça sent mauvais)

III.5.3.3.2. Bactéries aérobies

Elles peuvent également faciliter la formation des cellules différentielles d'aération qui peuvent mener à la corrosion.

- Oxydation du H_2S (activité bactérienne)



- Oxydation du S (au contact de l'atmosphère)



Le H_2S est ensuite décomposé sous forme de S par les bactéries aérobies sulfato-bactéries . Le S est finalement transformé en H_2SO_4 (un acide fort, très corrosif pour le béton).

Tous les matériaux à base de liants hydrauliques calciques sont très sensibles aux contacts de ces acides (formation d'un bio-film : dépôt gélatineux superficiel permettant à l'activité bactérienne de se poursuivre directement au contact du béton). Les acides secrétés peuvent correspondre à des solutions dont le pH peut être proche de zéro.

La figure III.7 explique le mécanisme d'agression du béton par l'activité bactérienne.

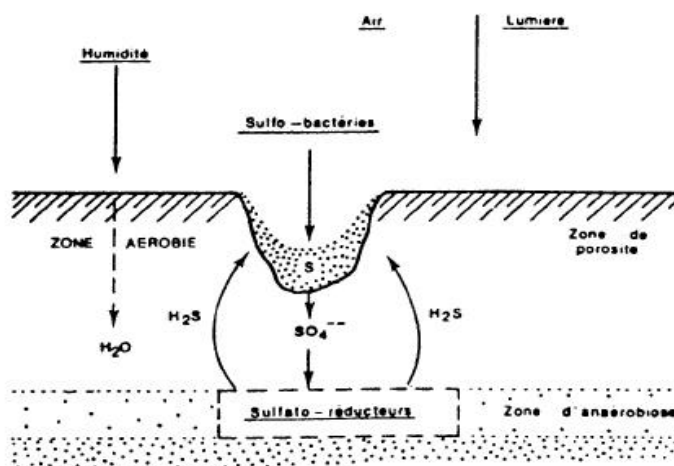


Figure III.7 : Agression du béton par l'activité bactérienne. (M. Regourd, 1983)

Pour protéger nos ouvrages contre les agressions par les acides il faut :

- Diminuer la teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ du béton par l'utilisation des ciments avec pouzzolanes ou ciments avec laitiers ou bien ciments alumineux.
- Diminuer la perméabilité pour ralentir les échanges entre le milieu interne et le milieu externe, et pour atteindre ce but il faut : faire un murissement approprié du béton au jeune âge avec l'utilisation d'un ciment à pourcentage considérable de fumée de silice, cendres volantes et aussi diminuer le rapport E/L.

III.5.3.3.4. L'entrée des polluants gazeux acides au niveau d'armature

La plupart du temps, les attaques chimiques surviennent lorsque les agents agressifs s'associent avec l'eau pour former une solution agressive qui peut pénétrer le béton (tout en entraînant d'autres substances corrosives).

Dans notre cas, et lorsque on examine les constituants chimiques des eaux remontées de la nappe phréatique, on observe le résidu sec des eaux de la nappe phréatique relativement élevés (3620 à 12620 mg/l) à El Oued, tableau III.19 et (3508 à 20134 mg/l) à Oued Righ, tableau III.20, ce qui montre l'existence d'une pollution accrue. Cette dernière engendré une pollution anthropique causée par la réinfiltration des eaux usées et des eaux d'irrigation.

D'un point de vue de la corrosion, on remarque l'existence d'un taux de hydrocarbonates (HCO_3^-) (tableaux III.19 et III.20), l'eau contenant du gaz carbonique possède un plus grand pouvoir solvant. Elle entre en contact avec le béton, le gaz carbonique réagit avec le portlandite pour former un calcaire presque insoluble étanchant le béton.



La chute du pH à certains niveaux peut causer le commencement de la corrosion d'armature en dépassant la surface d'acier, comme indiqué dans le tableau III.21.

Tableau III.21 : Etat de corrosion d'armature selon le pH du béton. (Berkely KGC, 1990)

pH du béton	Etat de corrosion d'armature
< 9.5	Commencement de corrosion
8.0	Disparition du film passif sur la surface d'acier
< 7	Corrosion rapide d'armature

III.5.3.3.5. Action des ions chlorures

Les chlorures sont largement répandus dans la nature, généralement sous forme de sels de sodium (NaCl) et de potassium (KCl). Nous constatons dans cette analyse que les plupart des ouvrages ont exposé à des eaux remontées à partir de la nappe phréatique qui contient des chlorures autres que l'eau de mer. Selon les tableaux III.19 et III.20, on peut dire que les concentrations en chlorures sont élevées, elles varient entre 344.06 mg/l et 1640.23 mg/l à El Oued et entre 700 mg/l et 4000 mg/l à Oued Righ.

Les sels de chlorures sont très solubles dans l'eau, les ions ainsi formés dans l'eau pénètrent avec celui-ci dans le béton (pénétration des chlorures), soit par convection (les chlorures sont entraînés par l'eau lors de cycles mouillage-séchage), soit par diffusion, due au fait que la teneur en chlorure est plus forte dans le milieu environnant que dans le béton d'origine (gradient de concentration). Les chlorures venant de l'extérieur restent, en majorité, à l'état dissous dans la solution interstitielle du béton. Mais ils peuvent aussi réagir avec certains constituants du matériau (réaction chimique ou adsorption).

La concentration en hydroxydes dans la solution interstitielle agit de façon significative sur la proportion des chlorures liés (Duval R, 1992): plus la concentration en hydroxydes est élevée, moins il y aura de chlorures dans la solution. Une élévation de température, quant à elle, diminue la capacité de liaison des chlorures.

Typiquement, 40 à 50% des chlorures totaux sont liés (université de Sherbrooke). Seuls les chlorures libres participent à la corrosion des armatures. Les chlorures ayant atteint l'armature attaquent l'acier, initialement passivé, en certains points localisés. Le film passif est alors détruit localement et laisse apparaître des zones anodiques où l'acier est dissout. Le reste de la surface qui est encore passivée correspond aux zones cathodiques. La surface des zones cathodiques étant bien plus importante que celle des zones anodiques, la dissolution de l'acier croît en profondeur plutôt qu'en surface de l'acier, formant ainsi des piqûres ou des cavernes (Neville A, 1995). Le mécanisme de ce type de corrosion est complexe car la composition de la solution à l'intérieur de la piqûre est modifiée par rapport à celle de la solution interstitielle qui l'entoure (A.Raharinaivo et al., 1998).

III.5.4. Influence des conditions de la mise en œuvre

Le béton est un des rares matériaux de construction où les composants sont rassemblés au site, ou près du site de construction, pour ensuite être dosés, malaxés et mis en place dans les coffrages pour obtenir un produit fini. Il existe un très grand nombre de variables qui contrôlent ce type de production. Il y a donc toujours une possibilité qu'il y ait un maillon faible dans la chaîne de production qui fasse en sorte que la durabilité de l'ouvrage soit handicapée.

Le béton peut développer ces qualités lorsqu'on respecte les méthodes appropriées de mise en place

et de mûrissement. Mais tant qu'on trouve le cas contraire, la durabilité de l'ouvrage est mise en danger et pourra être considérablement réduite.

Lorsqu'on respecte les facteurs liés à la qualité du béton et pour compléter les opérations successives de réalisation d'un ouvrage qui sont confondu principalement avec un mode adéquat d'exécution, il faut surveiller les points suivants concernant la mise en œuvre :

III.5.4.1. Les méthodes de mise en place du béton

a) vérification de la rigidité, l'étanchéité et la conception des coffrages

Pour éviter quelques problèmes par exemple : la formation de nids d'abeilles, insuffisance d'enrobage...etc. pour cela voici quelques consignes pour la mise en place de coffrage.

- Les peaux de coffrage neuf (surtout bois avec surface non traitée) pour béton apparent doivent être vieillies artificiellement par l'application d'un enduit de coulis de ciment pour éviter à ce dernier de s'échapper.
- Les coffrages en bois ne doivent pas être laissés trop longtemps exposés au vent et au soleil. Pour cela des mesures doivent être prises et les protégeant et en les mouillant.
- Les coffrages doivent être propre et les dommages réparés.
- Un produit de décoffrages adapté au type de peau du coffrage doit être utilisé et appliqué de façon uniforme, sans défaut ni excès.
- L'étanchéité des joints entre les panneaux de coffrage est à respecter pour ne pas avoir de traces de perte de laitance.
- Les arrêts de bétonnage et les joints de dilatation doivent être correctement coffrés.
- Un décoffrage trop hâtif (prématuré) peut provoquer des éléments fléchis (cas d'une dalle ou d'une poutre) et des fissures qui peuvent laisser les agents agressifs circuler librement.

b) La mise en place des aciers d'armature

Lors de la mise en place des armatures, il faut prendre en compte les exigences suivantes :

Au moment du bétonnage, les armatures doivent être sans plaques de rouille ni de calamine non adhérentes et ne doivent pas comporter de trace de terre, ni de graisse.

La position des armatures dans les coffrages est à examiner en relation avec les prescriptions d'enrobage et d'écartement figurant dans les règles de calcul ou de construction en vigueur et avec les indications particulières figurant sur les plans, concernant notamment la protection des armatures.

Ces armatures doivent être fixées entre elles et calées au coffrage, de manière à ne subir aucun déplacement ni aucune déformation notable lors de la mise en place du béton.

La nature des cales et leur positionnement dans le béton doivent être compatibles avec le bon

comportement ultérieur de l'ouvrage, notamment en ce qui concerne la protection des armatures contre la corrosion.

Les armatures encombrées empêchent le béton de se placer au dessous des barres créant ainsi des vides.

Attention à la disposition des barres au voisinage des angles pour éviter que la pénétration des agents agressifs s'effectue selon les deux directions.

c) Mise en place du béton

Le béton frais, tel que délivré par la chaîne de fabrication et de transport, se présente comme un matériau triphasique, dont la teneur en air est d'autant plus importante que son dosage en eau est faible. La mise en place consiste à ramener ce volume d'air à une valeur d'un ou deux pour cent (objet du compactage), et à faire épouser au béton la forme de la structure qu'il doit constituer.

Lors de malaxage il faut faire les précautions nécessaires pour éviter les défauts suivants :

Un malaxage trop court ;

Un malaxage trop prolongé ;

Un déchargement très lent des malaxeurs à tambour non inclinable qui cause la ségrégation.

Lors du transport de béton les précautions à observer sont les suivantes:

-en cours de transport, on agite le matériau dans une cuve tournante (comme dans les bétonnières portées, ou camion toupies). Seuls les bétons fermes peuvent se transporter en masse, sans précautions particulières. En préfabrication, si le béton est acheminé par gâchées successives, on limitera les chocs et les accélérations appliquées aux bennes de matériau frais;

-en cas de transport par pompage, l'amorçage s'effectue avec une quantité suffisante de barbotine. Ensuite, on évite les arrêts de pompage trop prolongés (Kaplan, 2000), pendant lesquels la ségrégation statique rendrait le redémarrage difficile;

Enfin, **lors du coulage**, il faut utiliser une bonne méthode de mise en place pour bien densifier le béton au voisinage des armatures tout en évitant les distances de chute trop importantes. En effet, lorsque le béton atteint une certaine vitesse et tombe brutalement sur une surface fixe, les éléments grossiers risquent de se séparer du mortier et d'être projetés à distance. C'est pourquoi on préfère, lorsque c'est possible, acheminer le matériau au moyen d'un tube plongeur.

La vibration doit être adaptée et homogène pour éviter le risque de ségrégation lors de coulage, toutefois, l'excès de vibration peut provoquer une sédimentation des gravillons au fond du coffrage, ou un départ de l'air entraîné, et doit donc être proscrit. Par ailleurs, on peut pratiquer la **revibration**, technique consistant à exercer une vibration différée sur un béton qui a montré un tassement et un ressuage excessifs. Dans ce cas, la vibration permet de réduire les accumulations d'eau dans certaines parties de la structure, voire de refermer certaines fissures (cassures de béton

frais). La figure III.8 montre l'effet de ressuage et du tassement sur la qualité finale du béton à l'état frais.

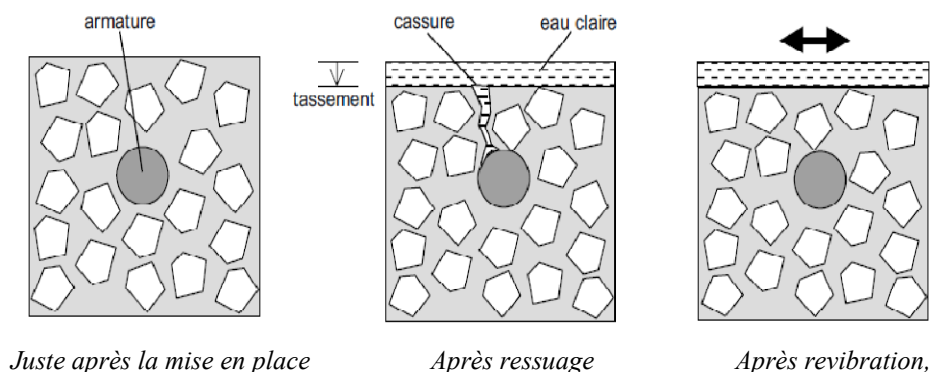


Figure III.8 : Ressuage, tassement et cassures du béton frais (De Larrard, 2002)

D'autres problèmes peuvent causer des décohésions à l'interface acier / béton et de ce fait l'initiation de la corrosion :

Le premier type de décohésion provient de l'orientation de la barre par rapport à la mise en place du béton ;

Le second type de décohésion provient des défauts aléatoires de mise en place du béton.

III.5.4.2. Les méthodes de mûrissement et de cure

III.5.4.2.1. Importance de la cure – Risques de retrait plastique et de défaut d'hydratation

Le béton après coulage doit garder son eau afin que l'hydratation puisse se développer dans de bonnes conditions. La peau du matériau voit sa teneur en eau chuter rapidement dès que les pièces sont exposées au séchage. En dessous d'une humidité de 70 %, la réaction d'hydratation du ciment cesse; le matériau garde alors un fort niveau de porosité, et la carbonatation se développe rapidement, ce qui l'empêche ultérieurement d'assurer son rôle de protection des armatures métalliques vis-à-vis de la corrosion. Une évaporation pendant la phase dormante du béton provoque de plus un retrait différentiel important entre le cœur et la peau, appelé retrait plastique, du fait de l'état non encore durci du béton. De ce retrait peut résulter une fissuration importante, avec des ouvertures de fissures de plusieurs millimètres et des profondeurs de plusieurs centimètres.

L'évaporation se produit dès que les surfaces du béton sont en contact avec une humidité inférieure à 100 %, ce qui est toujours le cas en l'absence de précautions particulières. Le phénomène est accéléré par le vent qui, du fait du renouvellement permanent des couches d'air du voisinage du matériau, empêche celles-ci de se saturer en humidité. Un réchauffement de la surface du fait d'un rayonnement solaire est également un facteur aggravant. Ainsi, la cure du béton sera d'autant plus nécessaire que le temps sera ensoleillé, chaud, sec et venteux. A contrario, une pluie fine, si elle

dures suffisamment, constitue une excellente cure naturelle, tout comme le ressuage pour les parties horizontales.

III.5.4.2.2. Techniques de cure

Afin de contrôler l'humidité superficielle des pièces en béton, une première précaution consiste à différer autant que possible le décoffrage (pour les surfaces autres que les surfaces libres). Cette stratégie est cependant, la plupart du temps, en conflit avec les exigences de rentabilité et de rotation de coffrages du chantier.

Hormis cette possibilité, on peut:

- mouiller la surface, par un arrosage léger ou, mieux, par une brumisation d'eau (du type de celles qu'on applique dans les jardins). La difficulté est parfois de garantir l'écoulement de longue durée d'eau plus ou moins chargée en calcium par des orifices de très petit diamètre. Cette méthode est cependant la meilleure, lorsqu'elle est praticable, dans la mesure où elle peut inverser le bilan des échanges hydriques, et fournir au béton un gain d'humidité qui lui sera bénéfique, en particulier pour les bétons à faible rapport eau/liant comme les bétons à hautes performances;
- empêcher l'évaporation par l'application sur la surface d'un tissu humifié (type géotextile) ou d'une couverture étanche à l'eau (polyane);
- appliquer un produit de cure, il s'agit de substances, à base de cire ou de résines organiques, ayant la capacité de former par projection un film protecteur sur le béton. L'étanchéité de ce type de film n'est pas totale. La protection initiale est donc moindre qu'avec les techniques précédentes. Par contre, l'intérêt d'un produit de cure est qu'il demeure généralement sur le matériau, étendant sa protection sur des durées de plusieurs semaines, alors que les autres techniques de cure se limitent généralement à quelques jours.

Conclusions Générales et Perspectives

L'objectif de ce travail de recherche consistait à étudier l'effet de la corrosion des armatures sur la durabilité des ouvrages en béton armé, en consultant un ouvrage de bâtiment et deux ouvrages en génie civil, ces ouvrages sont endommagés principalement par la corrosion des armatures.

Nous avons tout d'abord effectué une étude bibliographique centrée sur la corrosion de l'acier due à la carbonatation par le dioxyde de carbone (CO_2) de l'atmosphère et la présence d'ions chlore (Cl^-) dans le béton, les techniques électrochimiques et les méthodes non destructives utilisées pour détecter et suivre l'évolution de l'état de corrosion des aciers dans le béton et qui sont discutées dans ce mémoire sont les suivantes : les appareils destinés pour mesurer l'enrobage des armatures, la méthode magnétique, la méthode électromagnétique (radar), la méthode d'auscultation par thermographie infrarouge. Les méthodes nucléaires, les méthodes mécaniques (impact écho – la méthode par ultrason – l'émission acoustique), inspection visuelle, les méthodes électrochimiques (potentiel de corrosion - la résistivité électrique - résistance de polarisation).

L'étude bibliographique a montré que la corrosion de l'acier est la cause majeure de dégradation des ouvrages en béton armé et précontraint, surtout lorsque ces ouvrages sont exposés à un milieu marin ou aux sels de déverglaçage.

Elle a prouvé aussi que les méthodes de réparation et de maintenance telles que la réparation traditionnelle, revêtements d'imprégnations, inhibiteurs de corrosion, béton projeté et plus particulièrement les techniques électrochimiques représentent des moyens efficaces pour protéger l'acier des structures. Il est connu que la protection cathodique améliore la stabilité thermodynamique de l'acier dans le béton, même en présence des ions chlore. Mais elle peut provoquer, comme les autres méthodes électrochimiques de maintenance, des effets secondaires négatifs tels que la fragilisation des aciers par hydrogène, l'endommagement de l'interface acier-béton, la solvatation de la pâte de ciment, initiation ou accélération la réaction alcali-silice. De plus des mesures préventives sont proposées ici et qui a pour but d'empêcher ou retarder la corrosion des armatures telles qu'armatures résistantes à la corrosion (en acier inoxydable / acier microcomposite), Revêtement des armatures, la prévention cathodique, diminution de la perméabilité ou la diffusivité du béton enfin nous avons pu présenter une démarche à suivre pour réhabiliter efficacement un ouvrage dont les armatures sont corrodées.

Notre étude comporte deux parties, la première partie concerne l'ancienne polyclinique de Djamâa, et les deux réservoirs (châteaux) d'eau à El Oued, nos ouvrages ont subi des détériorations pendant quelque années, notre investigation a assuré que l'agressivité de milieu qui est riche en agents agressifs notamment le chlore et le sulfate devient la première cause de gonflement et d'éclatement du béton d'enrobage et ainsi la dépassivation des armatures.

Notre démarche se déroule suivant les étapes ci-après :

- Une description détaillée des ouvrages dégradés ;
- Collection des désordres constatés ;
- Analyse détaillée des désordres constatés ;
- Causes des dégradations ;
- Mécanisme de dégradation par le principal agent agressif ;
- Solution technique de réparation et de prévention ;
- Conclusion.

La deuxième partie traite les facteurs qui influent sur la durabilité vis à vis de la corrosion, on aborde d'une façon détaillé par ordre différentielle la qualité et les propriétés de la composition du béton, les conditions climatiques et environnementales et les conditions de mise en place du béton.

Notre principal objectif visé par cette étude est de rechercher les origines de dégradations causées par la corrosion des armatures et leurs influences sur la durabilité des ouvrages en béton armé afin d'éviter plus tard, ainsi que nous présentons des méthodes de réhabilitation appropriées pour chaque type d'ouvrage suivant les exigences de chacune d'elles.

Après avoir fait cette étude analytique, nous pouvons aboutir aux conclusions suivantes :

Les principales causes de désordres des ouvrages corrodés dans la région de Sud Est d'Algérie (El Oued) se résument ci-dessous :

- L'agressivité du milieu environnant (sol et eaux de la nappe phréatique) ;
- Infiltration des eaux à travers la couche du béton d'enrobage ;
- La mauvaise qualité et la non proportionnalité des composantes du béton dans les plus part des cas ;
- Le niveau élevé des eaux souterraines dans certains endroits (remontées d'eaux) surtout en hiver;

- La mauvaise mise en œuvre du béton ;
- Influence des conditions climatiques sur la qualité du béton surtout en été (la température atteint plus de 50 °C) ;
- Défauts de conception;
- Manque des opérations périodiques de surveillance et des travaux d'entretien.

Dans notre réparation nous avons abordé purement une réparation traditionnelle fondée sur l'utilisation de produit anti-corrosif, ainsi qu'une couche de réparation à base du béton armé ou d'un mortier à base de sika, sans oublier l'utilisation d'un revêtement pour protéger le béton contre toutes les agressions (norme NF P 84.403), l'emploi d'une couche préventive par imprégnation sur le béton est très indispensable pour les armatures non apparentes (norme ENV 1504-9).

Après cette étude analytique qui a dégagé de nouvelles interrogations concernant la corrosion des armatures dans le béton. Ces questions pourraient conduire à de nouvelles recherches sur la corrosion et son effet sur la durabilité des ouvrages en béton armé, on cite notamment :

- Influence du niveau d'endommagement des ouvrages en béton armé sur la propagation de la corrosion.
- Analyser la corrélation entre la fissuration, le niveau d'endommagement et le degré de corrosion.
- Etudier la thermodynamique de la formation des produits de corrosion en tenant compte de la présence des défauts et des fissures.
- Etude comparative entre quelques méthodes de diagnostic pour détecter et évaluer l'ampleur de la corrosion.
- Influence de concentration des agents agressifs dans le béton d'enrobage sur les symptômes d'endommagement.
- Effet des adjuvants à base de chlorure sur l'initiation de la corrosion.
- Efficacité des inhibiteurs de corrosion pour stabiliser les couches d'oxydes.
- Estimation d'une meilleure concentration d'un inhibiteur de corrosion au niveau de l'acier pour qu'elle soit efficace dans un ouvrage en béton armé.
- Montrer les effets néfastes dus à l'utilisation d'inhibiteurs de corrosion dans le béton.
- Etudier le comportement mécanique et / ou chimique du béton d'enrobage protégé cathodiquement dans les nouveaux ouvrages implantés dans un terrain agressif.
- Etudier le mécanisme de réapparition des cellules de corrosion dans des zones voisines des zones déjà réparées traditionnellement.

Références bibliographiques

- Alexander, M. G., Beushausen, H.-D., Dehn, F., Moyo, P. (2008). Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II, © 2009 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-46850-3.
- Al hajjar, H. (2008). Applicabilité et efficacité d'une protection galvanique aux aciers de précontrainte, Thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 228p. Juin 2008.
- Andrade, C., Garcés, P., Martínez, I. (2008). Galvanic currents and corrosion rates of reinforcements measured in cells simulating different pitting areas caused by chloride attack in sodium hydroxide, *Corrosion Science* 50 (2008) 2959–2964.
- Andrade, C., Martínez, I., Castellote, M., García de Viedma, P. (2008). Efficiency control of electrochemical repair techniques, proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, rehabilitation and retrofitting (ICRRR), cape town, South Africa, November 24–26, 2008.
- Archives de CTC SUD centre d'el' oued.
- Archives de direction d'hydraulique et algérienne des eaux d'El oued et subdivision d'hydraulique de Djamâa.
- Balayssac, J.P., Kringkaï, V., Sbartaï, M., Klysz, G., Laurens, S., Arliguie, G. (2007). Contribution au développement du radar pour la caractérisation non destructive du béton, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC), 25^e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux.
- Bänziger, H., Vogelsang, J., Schulze, G. (2008). The corrosion protection of embedded steel reinforcement in reinforced concrete structures using galvanic anodes, Proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, rehabilitation and retrofitting (ICRRR), Cape Town, South Africa, November 24–26, 2008.
- Baroghel-Bouny, V., Capra, B., Laurens, S. (2008). La durabilité des bétons, Chapitre 9 : la durabilité des armatures et du béton d'enrobage, Amphithéâtre Caquot, ENPC Paris.
- Baroghel-Bouny, V. Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes, *Techniques de l'Ingénieur*, C 2 245 – 2-14.
- Baron, J., Ollivier, J.P. (1992). La Durabilité des Bétons, Presses de l'ENPC, Paris.
- Belghit, C. (2008). La durabilité des bétons en réseau d'assainissement, Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation Département de Génie Civil Université Mentouri Constantine, 25 et 26 Novembre 2008.

- Bertolini, L., Bolzoni, F., Lazzari, L., Pastore, T., Pedferri, P. (1998). Cathodic Protection and Cathodic Prevention in Concrete. Principles and Applications, *Journal of Applied Electrochemistry*, 28, 1321–1331.
- Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Polder, R. (2004). *Corrosion of steel in concrete. Prevention, Diagnosis and Repair*, Wiley-VCH, Weinheim.
- Bertolini, L., Page, C. L., Shu, W. Y. (1996). Effects of electrochemical chloride extraction on chemical and mechanical properties of hydrated cement paste, *Advances in Cement Research*, 1996, 8, 93–100.
- Broomfield, J. P. (2000). Cathodic protection of reinforced-concrete structures and a case study of a multiple anode trial, *Int. J. Restoration of Buildings*, 2000, 6, 619–630.
- Broomfield, J.P. (2007). *Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair*. - 2nd ed. published 2007.
- Caigaro, J.A., Lacroix, R. (1997). *Maintenance et Réparation des Ponts*, Presses de l'ENPC, Paris.
- Chini, M., Arntsen, B., Vennesland, Ø., Mork, J.H. (2008). Electrochemical impedance monitoring of carbon fiber as an anode material in cathodic protection, *Proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, Rehabilitation and retrofitting (ICRRR)*, Cape town, South Africa, November 24–26, 2008.
- CIMBETON G11-10-2006. Fiches techniques, « Fabrication et mise en œuvre ».
- COST 509. (1997). *Corrosion and Protection of Metals in Contact with Concrete*, Final report, R. N. Cox, R. Cigna, O. Vennesland, T. Valente (Eds.), European Commission, Directorate General Science, Research and Development, Brussels, EUR 17608 EN.
- COST 521. (2003). *Corrosion of Steel in Reinforced Concrete Structures*, Final report, ed. R. Cigna, C. Andrade, U. Nürnberger, R. Polder, R. Weydert, E. Seitz, European Communities EUR 20599, Luxembourg (2003) p. 115–145.
- Daily, S.F. *Understanding Corrosion and Cathodic Protection of Reinforced Concrete Structures*. Corrpr Companies, Incorporated. Website: <http://www.corrpro.com>.
- Daily, S.F. (2003). Galvanic Cathodic Protection of Reinforced and Prestressed Concrete Using a Thermally Sprayed Aluminum Coating. *Concrete Repair Bulletin*, July/August 2003.
- Danish Standards Institute. (2004). *Repair of Concrete Structures to EN 1504*.
- De Larrard, F., Torrenti, J-M., Baroghel-bouny, V., Le Roy, R., Raharinaivo, A. (2002). *Construire en béton, L'essentiel sur les matériaux*. Presse de l'école nationale des ponts et chaussees. ISBN 2-85978-366-0. 180p.
- Desperez, M. (2008). *La carbonatation des bétons*, Club ouvrages d'art, journées 8 et 9 juillet 2008, (LRPC Bordeaux).

- Dous, O., Rhazi, J., Bertrand, L. (2002). Auscultation des dalles en béton armé par des techniques de contrôle non destructif, Université de Sherbrooke et Géolab.
- Dubief, J. (1959). Le climat du Sahara. Mém. Hors série. Instituts de recherches Sahariennes, 1, Université d'Alger. 312p.
- Dubief, J. (1963). Le climat du Sahara. Mém. Hors série. Instituts de recherches Sahariennes, 2, Université d'Alger. 275p.
- Duval, R. (1992). La durabilité des armatures et du béton d'enrobage. La durabilité des bétons, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, p.173-226.
- EN12696. (2000). Cathodic Protection of Steel in Concrete – Part I: Atmospherically Exposed Concrete, European Committee for Standardization.
- FABEM. Béton projeté, Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (STRRES) / novembre 2008. Guide n°5.
- FIALA, A. (2007). Synthèses et caractérisations de nouvelles molécules contenant du soufre et de l'azote, études de leur effet inhibiteur sur la corrosion des métaux de transition application à la protection du cuivre en milieux acides, Thèse de doctorat en chimie de l'université de Mentouri, Constantine, 150p.
- FIAUD, C. Inhibiteurs de la corrosion techniques de l'ingénieur, traité métallurgie 160, pp.1-16.
- Gadri, K. (2007). Contribution à l'étude d'un béton de sable avec fibres et résine destinée pour la préparation mince des structures.153p.
- Geoffray, J.- M. Béton hydraulique – Mise en œuvre, Rhéologie et maturité des bétons : Science de l'ingénieur.
- Glass, G.K. (2008). Re-alkalisation technology applied to corrosion damaged concrete, Proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, Rehabilitation and retrofitting (ICCRRR), Cape Town, South Africa, November 24–26, 2008.
- Granitex. Réparation des bétons.
- Guechi, L., Derghoum, R. (2008). Analyse pathologique d'un centre de santé, Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation Département de Génie Civil Université Mentouri Constantine, 25 et 26 Novembre 2008.
- Guettala, A. Cours de corrosion. Université de Biskra.
- Guettala., A. Abibsi, A. (2006). Corrosion degradation and repair of a concrete bridge, Materials and structures (2006) 39:471-478.
- Hadidane, H., Djeghader, D., Berredjem , L., Lakhal, R. (2008). Réparation et renforcement des ouvrages, Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation Département de Génie Civil Université Mentouri Constantine, 25 et 26 Novembre 2008.

- Hassani, F.P., Momayez, M. (2004). Conception d'un nouvel appareil d'auscultation des couches de béton projeté sur les parois des galeries de mines souterraines, Département de génie des mines, Université McGill. 72p.
- Haouara, S. (2004). Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton armé dans la région de BISKRA. 150p.
Info@concretecorrosion.net.
- Ip, Iggy., Sc, B.A., T, E.I. Sulphur Attack on Concrete Tanks – A problem in the on-site wastewater industry that needs to be addressed.
- Lapointe, V. (2009). Initiation et propagation de la corrosion dans un élément de béton armé. Mémoire de maîtrise, Université Laval, Canada, 84p.
- LCPC. (2002). Protection des bétons par application de produit à la surface du parement. Guide technique.
- Le contexte normatif des bétons, Chapitre 3. Norme NF EN 206-1.
- Malric, B., Tetreault, N. (2002). Utilisation des inhibiteurs de corrosion dans la réhabilitation des ouvrages d'art : Critères d'utilisation et exemples. 9^{ème} colloque « Recherche Québécoise sur les ouvrages d'art », MFP Canada Inc et Soconex. Québec.
- Matana, M. Maçonnerie 1, Terrassements - Béton armé - Fondations - Assainissement, collection concevoir et construire, Edition Houma, © Laphomic, Alger. 114p.
- Naar, S., Lataste, J.F., Sirieix, C., Breysse, D., Frappa, M. (2003). Contribution à l'évaluation de l'état de santé d'un ouvrage par technique non destructive : thermographie infrarouge, XXI^{ème} rencontres universitaires de génie civil, Session VIII : Durabilité des structures, Université de Bordeaux et de Sherbrooke, 349-356.
- NACE. (1990). Standard RP0290-90, Cathodic protection of reinforcing steel in atmospherically exposed structures.
- NACE Standard (2001). TM0294-2004. Testing of Embeddable Impressed Current Anodes for Use in Cathodic Protection of Atmospherically Exposed Steel-Reinforced Concrete.
- Ndzana, A.G., Tchoumi, S. (2009). Réhabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures. Université de Douala (ENSET), 66p.
- Nobel pujol - Lesueur, V. (2004) Etude du mécanisme d'action du monofluorophosphate de sodium comme inhibiteur de la corrosion des armatures métalliques dans le béton. Thèse de doctorat, Université de Paris. 190p.
- Norme française p 18-011. (1992). Bétons, Classification des environnements agressifs. ISSN 0335-3931. Juin 1992.

- Norme française NF EN 1008. (2003). Eau de gâchage pour bétons, Indice de classement : P 18-211, ISSN 0335-3931. Juillet 2003.
- Paradis, F. (2009). Influence de la fissuration du béton sur la corrosion des armatures, Caractérisation des produits de corrosion formés dans le béton. Thèse de doctorat de l'Université Laval, 289p.
- Parthiban, G.T., Parthiban, T., Ravi, R., Saraswathy, V., Palaniswamy, N., Sivan, V. (2008). Cathodic protection of steel in concrete using magnesium alloy anode, *Corrosion Science* 50 (2008)33293335.
- Pedefferri, P. (1965). Cathodic protection and Cathodic prevention, *Construction and Building Materials*, 10,391–402.
- Pedefferri, P. (1996). Cathodic protection and cathodic prevention, *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 5, pp. 391-402.
- Pedefferri, P. (1998). Principles of cathodic protection and cathodic prevention in atmospherically exposed concrete structures, in: *Corrosion of Reinforcement in Concrete – Monitoring, Prevention and Rehabilitation*, Papers from Eurocorr 97, J. Mietz, B. Elsener, R. Polder (Eds.), The European Federation of Corrosion Publication number 25, The Institute of Materials, London, 161–171.
- Polder, R.B. (1998). Cathodic protection of reinforced-concrete structures in The Netherlands – Experience and developments, *Heron*, 43 (1), 3–14.
- Procédé SIKA. (1999). Réparation - Prévention - Protection. Cahier des clauses techniques, CCT 28, mars 1999.
- Programme d'impulsions PI BAT – Entretien et rénovation des constructions, Office fédéral des questions conjoncturelles. (1994). Réfection des ouvrages en béton, Edition originale: ISBN 3-9052234-71-8,145 p.
- Raharinaivo, A., Arliguie. T., Chaussadent, G., Grimaldi, V., Pollet, V., Taché, G. (1998). La corrosion et la protection des aciers dans le béton, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris. 167p.
- Rapport d'Expertise du château d'eau cité 400 logements, El-oued, CTC SUD centre d'El'oued, 2006.
- Rapport d'Expertise de l'ancienne polyclinique à Djamâa, CTC SUD centre d'el' oued, 2010.
- SETRA LCPC, (1996). « Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton », Guide technique.
- Sika France SA. Réparation et protection du béton armé avec Sika conformément à la Norme Européenne EN 1504. 02-09 /1.

- Streicher, P.E., Hoppe, G.E., da Silva, V.A., Kruger, E.J. (2008). The application of electrochemical chloride extraction to reinforced concrete bridge members, Proceedings of the 2nd international conference on concrete repair, Rehabilitation and retrofitting (ICRRR), Cape Town, South Africa, November 24–26, 2008.
- Taché, G., Vié, D. (1998). Diagnostic des ouvrages en béton armé facteurs de vieillissement des ouvrages, *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1: 27-37.
- Taché, G., et al. (2003). Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion, Documents scientifiques et techniques, (AFGC /CEFRACOR), 107p.
- Thai, Q.N. (2007). Modélisation physico-chimiques de la pénétration des ions chlorures dans les matériaux cimentaires. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 252p. Université Sherbrooke GCI 714, Durabilité et réparation du béton.
- Vervisch-Fortuné, I. (2009). Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton. Thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 177p.
- www.parexlanko.com. Parexlanko, enduits-colles-mortiers. Protection et réparation des ouvrages en béton, 10p.
- Xu, J., Yao, W. (2009) .Current distribution in reinforced concrete cathodic protection system with conductive mortar overlay anode, *Construction and Building Materials* 23 (2009) 2220–2226.
- Yeih, W., Chang, J. J. (2005). A study on the efficiency of electrochemical realkalisation of carbonated concrete, *Construction and Building Materials* 19 (2005) 516–524.
- Zine, B. La remontée des eaux souterraines en surface: mécanisme et l'impact sur l'environnement (cas de Oued Souf). Thèse de magister en hydraulique, Université El Hadj Lakhdar -Batna- 116p.