

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université M'Hamed Bougara- BOUMERDES



Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Ecole Doctorale : Science et Ingénierie: Matériaux-Structure et Environnement

Spécialité : Sciences et Génie des Matériaux

Option : Matériaux de structures

Mémoire de Magistère sur le Thème :

Indicateurs de durabilité du béton dans le contexte Algérien.

Présenté par : OUALIT Mehena

Devant le Jury :

M ^f BALI Abderahim	Professeur	ENP	Président
M ^f ABADLIA M ^{ed} Tahar	Professeur	UMBB	Promoteur
M ^f GHOMARI Abdelhamid	Professeur	UABM	Examineur
M ^f BRARA Ahmed	Directeur de recherche	CNERIB	Examineur
M ^f CHAID Rabah	Maître de conférence /A	UMBB	Examineur

Boumerdès, 2009

REMERCIEMENTS

Je tiens en premier lieu, à exprimer ma profonde gratitude au directeur de cette thèse le professeur ABADLIA.M.T, qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi théorique de ce présent travail.

Je tiens à remercier vivement les membres de jury en l'occurrence BALIA, GHOMARIA, BRARA.A et CHAID.R d'avoir accepté d'analyser et débattre le travail réalisé ainsi que leurs conseils instructifs qui m'ont procuré.

Nous tenons à remercier sincèrement M^r le directeur de l'INSA de Toulouse, le professeur GILLES ESCADEILLAS qui a proposé ce thème, et pour la confiance qu'il nous a témoigné, ainsi que pour ces conseils instructifs et précieux.

*Nous tenons à exprimer notre vive reconnaissance aux responsables et tous le personnel de laboratoire de recherches « **CNERIB** » pour leurs aides et leurs encouragements qui n'ont épargné aucun effort pour que notre recherche bibliographique se déroule dans de meilleures circonstances.*

Enfin, que toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin nous ont généreusement offert leurs concours à l'élaboration de ce travail, trouvant ici l'expression de notre profonde sympathie.

Résumé

Le présent travail consiste à une étude de la durabilité des matériaux cimentaires et des bétons en particulier, par une approche performantielle fondée sur la notion d'indicateurs de durabilité adaptée au contexte de l'Algérie.

La non-prise en charge de la problématique de la durabilité nous a conduit à proposer ce thème qui a pour objectif de comprendre les principes physico-chimiques associés aux différents types d'agressions des structures en béton, comprendre l'effet des principaux paramètres environnementaux qui influencent l'ampleur des dégradations. La compréhension de ces phénomènes permettra de formuler un béton durable dès la phase de conception, susceptibles de protéger les ouvrages en béton armé contre une dégradation donnée, pendant une durée de vie fixée et dans des conditions environnementales bien précises, en se référant à une approche performantielle fondée sur la notion d'indicateurs et sur la spécifications de critères performantiels.

Cette approche est une méthodologie novatrice structurée en différentes étapes, dont l'usage devrait se systématiser dans l'avenir en Algérie en remplacement aux techniques de réparations souvent employées qui engendrent des pertes économiques colossales.

Mots clés : Durabilité, matériaux cimentaires, approche performantielle, indicateurs, critères performantiels.

ABSTRACT

This work consists of a study of the **durability** of **cementious materials** and concretes in particular by a **“performantial approach”** founded on the concept of **indicators** of durability adapted to Algerian context.

The not-catch in load of problems of durability led us to propose this topic which aims to understand the physic-chemical principles associated with the various types of aggressions with the concrete structures, understand the effect of the principal environmental parameters which influence the extent of degradations and capacity to formulate a durable concrete since the phase of design likely to protect the concrete works reinforced against a degradation given for a lifetime fixed and quite precise environmental condition while referring at a “performantial approach” founded on the concept of indicators and the specifications of performantiels criteria.

This approach is an innovative methodology structured in various stages, of which the use should be systematized in the future in Algeria in replacement of the repairs techniques often employed which generate colossal economic losses.

Key words: Durability, materials cementing, performantielle approach, indicators, performantiels criteria.

الملخص:

هذا العمل هو عبارة عن دراسة لتدعيم متانة المواد والخرسانات عن طريق اتباع نهج تأسس على مفهوم مؤشرات متانة و تكيفها وفقا لسباق الجزائر .

فشل دعم قضية الاستدامة أدى بنا إلى اقتراح هذا الموضوع الذي يهدف إلى فهم المبادئ الفيزيائية الضالعة في أنواع مختلفة من سوء المعاملة من الهياكل الخرسانية ، وفهم تأثير العوامل المادية والبيئية الرئيسية التأثير على حجم الإضرار والقدرة على صياغة ملموسة في مرحلة التصميم المستدام لأجل حماية المنشآت الخرسانية المسلحة ضد التدهور لفترة معينة ، والمنصوص عليها في ظروف بيئية محددة من خلال الإشارة إلى إتباع نهج يستند حول مفهوم مؤشرات ومعايير للمواصفات.

هذا النهج هو منهجية مبتكرة منظم في مختلف المراحل، والتي ينبغي استخدام منهجية في المستقبل في الجزائر بدلا من تقنيات إصلاح غالبا ما تستخدم و التي تخلق خسائر اقتصادية ضخمة.

الكلمات الرئيسية: الاستدامة، مواد لاصقة، النهج، المؤشرات والمعايير.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
 CHAPITRE I : « Durabilité des bétons dans leurs environnement »	
Introduction.....	3
I.1/ La durabilité des armatures et du béton d'enrobage.....	3
I.1.1/ Généralités	3
I.1.2/ Aspect économique de la corrosion des armatures du béton armé.....	4
I.1.3/ signes visibles de la corrosion des armatures.....	4
I.1.4/ Les étapes de la corrosion des armatures.....	4
I.1.5/ Les mécanismes de la corrosion des armatures.....	5
I.1.6/ Influence de l'enrobage de béton sur la corrosion des armatures.....	6
I.1.7/ La corrosion des armatures : Un phénomène électrochimique.....	7
I.1.8/ Cause de la corrosion : Carbonatation.....	9
I.1.9/ Cause de la corrosion : Pénétration des ions chlorures.....	11
I.2/ La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse.....	14
I.2.1/ Introduction.....	14
I.2.2/ Les mécanismes développés par le gel.....	14
I.2.3/ Action des cycles gel/dégel.....	15
I.2.4/ Action des sels de déverglaçage.....	15
I.2.5/ Les principes de prévention.....	15
I.2.6/ Le concept du facteur d'espacement critique.....	16
I.3/ La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes.....	18
I.3.1/ Réactions endogènes	18
I.3.2/ Les réactions alcali-granulats.....	18
I.3.2.1/ Facteurs d'influence pour les réactions alcali-granulats.....	19
I.3.2.2/ Théories concernant les réactions alcalis-granulat.....	19
I.3.3/ Réaction sulfatique interne RSI.....	22
I.4/ Durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs....	27
I.4.1/ Mécanisme général.....	27
I.4.1.1/ Eaux naturelles	27
I.4.1.2/ Attaque par les acides.....	27

I.4.1.3/ Attaques d'origine biochimique.....	30
I.4.1.4/ Milieu marin.....	30
CHAPITRE II : « Facteurs influant la durabilité des bétons en Algérie »	
Introduction	32
II.1/ Climat et durabilité du béton.....	32
II.1.1/ Données climatiques.....	33
II.2/ Préservation du béton de l'action du climat.....	35
II.3/ Dommages dus aux contraintes mécaniques.....	35
III.3.1/ Effet du séisme.....	37
III.3.2/ Le tassement	42
II.4/ Influence des facteurs environnementaux	43
II.5/ Qualité du béton et durabilité	45
II.6/ Exemple d'expertise.....	47
II.7/ Conclusion.....	51
CHAPITRE III : « Approche performantielle de la durabilité du béton »	
Introduction.....	52
III.1/ Contexte, intérêt et objectifs d'une approche performantielle.....	53
III.1.1/ Situation actuelle, gestion du parc d'ouvrage.....	53
III.2 / Durée de vie, définitions.....	55
III.3/ Indicateurs de durabilité et autres paramètres.....	55
III.3.1/ Définition des indicateurs de durabilité.....	55
III.3.2/ Indicateurs de durabilité généraux.....	55
III.3.3/ Indicateurs de durabilité spécifiques.....	56
III.3.4 / Indicateurs de substitution.....	57
III.3.5/ Caractéristiques de base	57
III.3.6/ Paramètres complémentaires.....	57
III.4/ Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux.....	58
III.5/ Justification du choix des indicateurs de substitution	63
III.6/ Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux.....	65
III.7/ Conclusion.....	72
III.8/ Classes et spécifications relatives aux indicateurs de durabilité.....	73

III.8.1/ Classes relatives aux indicateurs de durabilité	73
III.8.2/ Spécifications en fonction du type d'environnement et de la durée de vie.....	78
III.9/ Prédiction de la durée de vie d'un ouvrage neuf ou existant.....	85
III.9.1/ Introduction.....	85
III.9.2/ Témoins de durée de vie.....	85
III.9.3/ Méthodes de mesure des témoins de durée de vie.....	86
III.9.4/ Modèles prédictifs	89
III.9.5/ Méthodologie de prédiction de la durée de vie	91
III.10/ Application de l'approche performantielle.....	93
III.11/ Adaptation de l'approche performantielle au contexte Algérien.....	99
CONCLUSION GENERALE.....	102

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Signes visibles de la corrosion des armatures.....	4
Figure I.2 : Les étapes et les produits de la corrosion des armatures.....	5
Figure I.3 : Insuffisance d'enrobage (front de mer Oran).....	7
Figure I.4 : Processus électrochimique de la corrosion des armatures.....	8
Figure I.5 : Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton.....	9
Figure I.6 : Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation.....	10
Figure I.7 : Processus général de la carbonatation.....	10
Figure I.8 : La profondeur de la carbonatation par indicateur coloré.....	11
Figure I.9 : Mécanisme de corrosion par des piqures due aux chlorures.....	12
Figure I.10 : Schéma illustratif de dégradation des armatures due aux chlorures.....	13
Figure I.11 : Fissuration interne.....	14
Figure I.12 : Écaillage de la surface.....	14
Figure I.13 : L'entraînement d'air dans les bétons.....	16
Figure I.14 : Influence du facteur d'espacement des bulles d'air entraînées sur la durabilité du béton.	17
Figure I.15 : Fissuration en étoile de plusieurs millimètres d'ouverture due à la réaction alcali-granulat.....	18
Figure I.16 : Expansion des mortiers ayant différents rapports E/C (ciment Type III).....	23
Figure I.17 : Expansion dans le temps de bétons ayant différents volume d'air occlus ou entraîné (rapport E/C 0,55; 300 kg de ciment par m ³ ; ciment Type III).....	23
Figure I.18 : Cube de 0,6 m de côté dans de l'eau saturée en chaux.....	24
Figure I.19 : Température des bétons « autochauffés » durant les 9 premiers jours.....	25
Figure I.20 : Expansion des bétons autochauffés dans le temps	25
Figure I.21 : Micrographie de l'ettringite massive, mal cristallisée dans l'interface entre le granulat et la pâte ; cube TIII-c après 400 jours.....	25
Figure I.22 : Echelle macroscopique, réseau de fissures.....	26
Figure I.23 : Echelle microscopique (MEB), veine d'ettringite secondaire.....	26
Figure I.24 : Effet de C ₃ A dans un Ciment Portland avec: w/c =0.50, 21 ans dans 50,000 ppm de MgSO ₄ (sulfates de magnésium).....	26
Figure I.25 : Schéma illustratif des attaques sur le béton par les acides.....	29
Figure I.26 : Schéma illustratif de l'attaque sulfatiques externe.....	31

Figure II.1 : Relief de l'Algérie	32
Figure II.2 : Bâtiments effondrés lors du séisme de Boumerdès 2003.....	37
Figure II.3 : Corrosion accélérée des amorces poteaux.....	48
Figure II.4 : Fissures à l'extérieur dues au tassement différentiel.....	48
Figure II.5 : Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages d'habitation.....	48
Figure II.6 : Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages publics.....	50
Figure III.1 : Essai de porosité accessible à l'eau.....	67
Figure III.2 : Mesure de la perméabilité au gaz k selon la méthode CEMBUREAU.....	70
Figure III.3 : Mise en œuvre de l'approche performantielle développée sur la base d'indicateurs de durabilité.....	76
Figure III.4 : Organigramme d'utilisation des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction : sélection ou qualification d'une formule de béton pour un ouvrage donné.	84
Figure III.5 : Mise en œuvre de l'approche développée pour la prédiction de la durée de vie : connexions entre les trois outils fondamentaux (indicateurs de durabilité, modèle(s) prédictif(s) et témoins de durée de vie). Rôle central du modèle.....	85
Figure III.6 : Témoin de durée de vie relatif à la corrosion des armatures, Cinétique de carbonatation.....	88
Figure III.7 : Témoin de durée de vie relatif à la corrosion des armatures : Cinétique de pénétration des chlorures.....	90
Figure III.8 : Mise en œuvre de l'approche prédictive développée sur la base d'indicateurs de durabilité, rôle des témoins de durée de vie.....	92
Figure III.9 : Essai de lixiviation à pH constant.....	100
Figure III.10 : Adaptation de l'approche performantielle proposée au contexte de l'Algérie.....	101

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Quelques substances réactives rencontrées dans les granulats.....	21
Tableau I.2 : Masse du constituant dans un 1 kg de l'eau de mer	30
Tableaux II.1 : Températures maximum et minimum exprimées en °C relevées dans différentes zones, (littoral).....	33
Tableaux II.2 : Températures maximum et minimum exprimées en °C relevées dans différentes zones, (haut plateaux).....	34
Tableaux II.3 : Températures maximum et minimum exprimées en °C relevées dans différentes zones, (Sahara).....	34
Tableau II.4 : Durée d'ensoleillement mensuel exprimée en heures/jour	34
Tableau II.5 : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) des différentes régions d'Algérie...	34
Tableau II.6 : Définition des rôles des intervenants suivant les types de bétons	46
Tableau II.7 : Ouvrages dégradés à usage d'habitation dans la région de Biskra.....	47
Tableau II.8 : Ouvrages publics dégradés dans la région de Biskra.....	49
Tableau III.1 : Méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes.....	66
Tableau III.2 : Durabilité « potentielle » vis-à-vis de la corrosion des armatures : classes et valeurs limites (indicatives) relatives aux indicateurs de durabilité généraux.....	74
Tableau III. 2' : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives à la teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour des formules simples.	75
Tableau III.3 : Valeurs moyennes des indicateurs de durabilité déterminées sur des éprouvettes de béton conservées dans l'eau en laboratoire pendant 90 jours. Durabilité « potentielle » (F, M, E, TE) selon chaque indicateur et durabilité « potentielle » globale avec pondération identique pour chaque indicateur.....	77
Tableau III.4 : Types d'environnement influençant la corrosion des armatures.....	79
Tableau III.5 : Types d'environnement influençant l'alcali-réaction.....	79
Tableau III.6 : Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des aciers initiée par la carbonatation , en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à 30 mm.....	81
Tableau III.7 : Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des aciers initiée par les chlorures, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à 50 mm.....	82
Tableau III.8 : Niveau de prévention en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée.....	83

Tableau III.9 : Indicateurs de durabilité et caractéristiques de base à mesurer.....	94
Tableau III.10 : Spécification relatives aux indicateurs de durabilité retenus	95
Tableau III.11 : Les différentes compositions des bétons testés	96
Tableau III.12 : Résultats des essais réalisés sur les bétons testés à 90 j	97

NOMENCLATURE

AFGC : Association Française du génie civil.

LCPC : Laboratoire centrale des ponts et chaussées

LCTP : Laboratoire centrale des travaux publics

CNERIB : Centre national d'études et des recherches intégrées du bâtiment

ATG : Analyse thermogravimétrique

BHP : Béton de haute performance

BTHP : Béton de très haute performance

BFUP : Bétons à ultra-hautes performances fibrés

CTC : Contrôle technique de la construction

ONM : Office national de météorologie

CTTP : Organisme national de contrôle technique des travaux publics

USTHB : Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene

CPS : Cahier des prescriptions spéciales

CGS : Centre du génie sismique : Une structure dont l'objectif est de développer, appliquer et diffuser les connaissances scientifiques et techniques en génie parasismique devant contribuer à la réduction du risque sismique en Algérie.

AFPC-AFREM : Groupe de travail durabilité des bétons : méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité(France).

INTRODUCTION GENERALE

Les études et recherches concernant la durabilité du béton connaissent un engouement et un développement accru, notamment à travers les effets résultants de l'exposition des ouvrages en béton aux actions climatiques et environnementales.

La **durabilité** d'un ouvrage caractérise sa capacité à conserver dans les conditions prévues les fonctions d'usage pour lesquelles il a été conçu (fonctionnement structurel, sécurité, confort des usagers...etc) et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect, dans son environnement, avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible.

Aujourd'hui, la durabilité est appréhendée en considérant un ensemble de propriétés dont, bien sûr, la résistance mécanique à 28 jours. Les autres caractéristiques prises en compte visent à assurer l'adéquation entre les propriétés physico-chimiques du béton et les contraintes qui s'appliquent à l'ouvrage. Les caractéristiques à prescrire pour garantir la pérennité des ouvrages sont désormais plus complètes et plus précises. Elles dépendent de l'environnement auquel sera soumis l'ouvrage et se traduisent par des spécifications sur la nature et le dosage minimal en ciment, la compacité minimale, la valeur maximale du rapport Eau/Ciment, l'enrobage minimal et la teneur maximale en chlorures dans le béton...etc

Les recherches et les études touchant à la durabilité des bétons en Algérie connaissent moins d'engouement par rapport à ce qui se fait dans les pays avancés malgré l'existence de conditions plus au moins sévères et les pertes économiques colossales engendrées par l'entretien et les réparations souvent employé chez nous. Il y a lieux de signaler néanmoins, les recherches entreprises par les chercheurs du « CNERIB » dans ce sens qui ont mis en évidence les facteurs influant sur la durabilité des bétons à savoir :

- L'effet de la température ;
- La présence d'agents agressifs dans l'air ambiant tel que les embruns marins ;
- Les sulfates dans le sol notamment dans régions du sud du pays ;
- L'effet des vibrations sismiques.....etc.

La non-prise en charge de cette problématique nous a conduits à proposer ce thème qui a pour objectif de comprendre les principes chimiques et physiques associés aux différents types d'agressions des structures en béton, comprendre l'effet des principaux paramètres physiques et environnementaux qui influencent l'ampleur des dégradations et pouvoir formuler un béton durable et énoncer des recommandations sur la conception d'une structure durable en se référant à une approche performantielle fondée sur la notion d'indicateurs qui est une approche unique des problèmes relatifs aux matériaux faisant

appel à un concept nouveau de “Béton de haute durabilité”, dont l’usage devrait se systématiser dans l’avenir en Algérie.

Pour cela on a divisé ce travail en trois parties :

Le premier chapitre consiste d’abord à une étude bibliographique sur la durabilité des bétons en général, dans le but d’établir une revue actualisée des connaissances dans le domaine en décrivant les différents processus de dégradation des ouvrages en béton les plus fréquents tel que la corrosion des armatures induite par la carbonatation et la pénétration des ions chlorures, l’attaque par les sulfates, les ambiances chimiquement agressives, l’alcali-réaction...etc.

La deuxième partie est consacrée à l’identification et l’analyse des facteurs influant la durabilité des bétons en Algérie selon des recherches récentes et des constatations ainsi que des expertises effectuées par des organismes spécialisés en la matière.

Enfin, un troisième chapitre qui traite dans une première phase, les détails d’une méthodologie scientifique (approche performantielle) fondée sur des indicateurs de durabilité dans le but de concevoir des bétons susceptibles de protéger les ouvrages en béton armé, contre une dégradation donnée, pour une durée de vie fixée et dans des conditions environnementales données.

Dans la deuxième phase, nous essayons de voir les possibilités d’application et de son adaptation au contexte de l’Algérie dans le but d’éviter les techniques de réparation souvent très employées et qui causent des pertes économiques colossales.

Cette étude s’achève par une conclusion générale et des recommandations ainsi que des perspectives qui en découlent.

Chapitre I

Durabilité des bétons dans leurs environnements

Introduction

La **durabilité** est définie par la norme NF X 50-501 comme « l'aptitude d'une entité à accomplir une fonction dans des conditions données d'utilisation et de maintenance, jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint », [1].

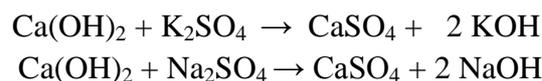
Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Si l'on exclut, d'une part les événements accidentels, et d'autre part les effets à long terme des sollicitations mécaniques, tels que la fatigue due à des sollicitations répétées ou le fluage pouvant engendrer des pertes de précontrainte ou encore l'abrasion, la durée de vie des ouvrages en béton armé ou précontraint peut être limitée par :

- la pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures,
- les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton,
- les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels de déverglaçage, [8].

I.1/ La durabilité des armatures et du béton d'enrobage

I.1.1/ Généralités

L'association de l'acier et du béton forme un couple : le béton armé, qui a fait ses preuves comme le témoignent les ouvrages construits depuis plus d'un siècle. La corrosion ne se développe pas tant que le béton assure une certaine durabilité en protégeant physiquement et chimiquement les armatures. En effet, l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé (environ 13) qui confère une stabilité permanente à la couche de rouille adhérente aux armatures noyées dans le béton, plus exactement, sous la rouille, une armature est recouverte d'une fine couche protectrice de produits blancs, à base de ferrite et d'hydroxyde de calcium ($4\text{CaO} \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$) et $[\text{Fe}(\text{OH})_2]$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, phénomène appelé **passivation**, [4 et 3]. En outre, la présence de sulfates alcalins en quantité mineure dans le ciment qui réagissent avec la portlandite



Cependant, cette protection disparaît avec le temps et un bon nombre d'ouvrage laisse apparaître des désordres plus ou moins prononcés (figure I.1). Ainsi, la sécurité et l'état de service des structures se trouvent fortement altérées (augmentation volumétrique de l'acier et fissuration du béton), [4].

I.1.2/ Aspect économique de la corrosion des armatures du béton armé

La réparation et l'entretien des structures causées par la corrosion des armatures est une opération onéreuse qui touche plusieurs domaines notamment le génie civil et le bâtiment voire la plus coûteuse dans le monde, voici par ailleurs quelques statistiques relatives à quelques pays, [2].

–Amérique du Nord

- **USA** : 8500 M€ sur 10 ans, 15% des 586000 ponts autoroutiers,
- **Canada** : 6500 M€ (Québec, 25% des 4000 ponts affectés),

–Europe

- **UK** : 900 M€, 10% des ponts routiers,
- **France** : Base IQOA, 28% des ouvrages routiers atteints.

I.1.3/ Les signes visibles de la corrosion des armatures

Voici quelques illustrations de l'effet de la corrosion des armatures, (figure I.1).

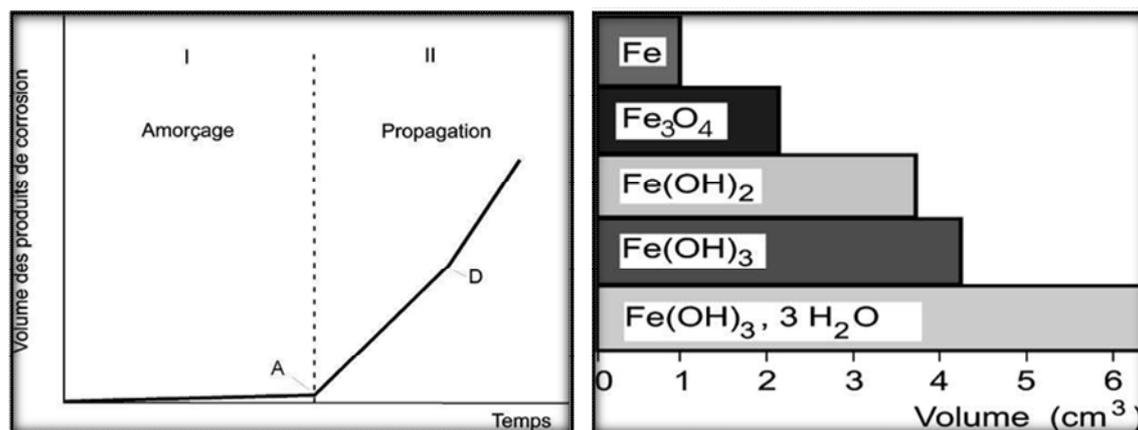


a) Tâches de rouille+fissuration b) Eclatement localisé c) Eclatement généralisé

Figure I.1- Signes visibles de la corrosion des armatures, [2].

I.1.4/ Les étapes de la corrosion des armatures

La corrosion avec formation de rouille des armatures dans les bétons comporte deux phases [2, 3 et 4]. Dans une première phase (ou stade), les éléments agressifs, tels que le dioxyde de carbone (CO_2) ou les chlorures (Cl^-), présents dans le milieu environnant, pénètrent dans le béton. C'est le stade **d'incubation**. La seconde phase est celle dite de **propagation** qui commence lorsque ces corps agressifs se trouvent à des concentrations assez fortes au niveau des armatures. Elle correspond à la croissance de la rouille, qui peut ensuite faire éclater le béton d'enrobage, [4].



Phase I: Amorçage, Incubation

Produits de corrosion

Phase II: Propagation

Figure I.2- Les étapes et les produits de la corrosion des armatures, [2].

Ainsi, pour décrire la corrosion des aciers dans les bétons, il convient de préciser, d'une part, la pénétration des agents agressifs à travers le béton et, d'autre part, les conditions de dépassement de ces armatures, puis la vitesse de dissolution du métal et la croissance de la rouille.

I.1.5/ Les mécanismes de la corrosion des armatures

Les processus de **corrosion des armatures** sont les principales causes de dégradation des ouvrages en béton armé et précontraint. Ils touchent tous les domaines de la construction : le Bâtiment (balcons, façades, ...), le Génie Civil (réservoirs d'eau potable, ouvrages d'assainissement, silos, aéro réfrigérants, ouvrages industriels ou nucléaires,...), les ouvrages d'art (ponts, viaducs, barrages...), les monuments historiques, les ouvrages portuaires... etc. Le mécanisme général est identique à celui des processus généraux de corrosion des métaux en contact avec un environnement: ce sont des phénomènes électrochimiques, nécessitant la présence simultanée d'eau, oxygène et d'un ou de plusieurs agents corrosifs.

Il y a toutefois des particularités dont les propriétés des armatures d'être protégées à la fois dès la mise en place du béton, par l'alcalinité créée par l'hydratation du ciment (pH entre 12 et 14) ; et tout au long de la vie de la structure, par leur enrobage (distance entre le parement et la surface de l'armature), [4].

Les principaux paramètres susceptibles d'assurer la protection des armatures sont donc : la qualité du béton (béton moins poreux), l'enrobage des armatures. L'environnement joue un rôle néfaste bien sûr, mais la plupart du temps accélérateur, [3].

Deux mécanismes principaux, très différents, conduisent à la **dépassivation** des armatures : **la carbonatation**, qui correspond à la neutralisation de l'alcalinité du béton par le gaz carbonique de l'air, et **l'action des chlorures** (ceux-ci proviennent de très nombreux milieux : marin, sels de déverglaçage, industrie,...), [2 et 3].

I.1.6/ Influence de l'enrobage de béton sur la corrosion des armatures

I.1.6.1/ Définitions et caractéristiques

Les dégradations du béton peuvent avoir des origines physiques et mécaniques ou chimiques. Les facteurs mécaniques surtout sont les charges excessives et les chocs. Les facteurs physiques sont les températures extrêmes (gel, incendie).

Par ailleurs, des corps vivants (bactéries, végétaux... etc.) peuvent se fixer sur le béton. De même, des corps chimiques (fumées d'usine, engrais, etc.) peuvent être mis en contact du béton. Dans ces cas, le béton peut se dégrader par réaction (dissolution, gonflement) des constituants du béton. Il s'agit d'abord de problème d'esthétique, avant de devenir des questions de durabilité (stabilité) des constructions.

Les facteurs chimiques sont les plus importants dans les altérations en volume de l'enrobage de béton. C'est pourquoi ces types d'altérations seront détaillés.

Il ne se produit pas de corrosion lorsque l'atmosphère est très sèche (humidité relative < 40%, absence d'électrolyte).

Il n'y a pas de formation de rouille lorsque le béton est totalement immergé dans l'eau désaérée (manque d'oxygène).

L'humidité relative la plus favorable pour que la corrosion se produise est de 70% à 80%.

Le potentiel électrochimique qui est à la base de la formation d'une cellule de corrosion peut être généré de deux façons :

- Une différence dans la nature des métaux (conduits en aluminium – aciers d'armature) ou lorsque les propriétés de surface d'un même métal varient considérablement d'un endroit à un autre;
- Une différence de concentration de certains ions au voisinage de l'acier (alcalis, chlorures, oxygène).

Dans une cellule de corrosion, un des deux métaux (ou une région du même métal) devient anodique et l'autre cathodique, [4].



Figure I.3 : Insuffisance d'enrobage (front de mer Oran), [4].

I.1.6.2/ Structure de l'interface entre l'acier et le béton

Avant d'être placé dans le coffrage, une armature est exposée à l'atmosphère. Elle est ainsi recouverte d'une rouille qui est assez poreuse. Lorsque le béton frais est versé autour de cet acier, la réaction entre l'eau de gâchage et cet acier se résume de la façon suivante : l'eau de gâchage du béton pénètre par capillarité à travers les pores de la rouille présente sur l'acier. Elle forme dans ces pores, des cristaux de ferrite de calcium hydraté (**4.CaO.Fe₂O₃.13H₂O**).

L'hydroxyde ferreux [Fe(OH)₂] et l'hydroxyde de calcium [Ca(OH)₂] peuvent aussi se déposer en couche assez fine sur l'acier. Tous ces produits donnent un pH élevé à la solution interstitielle. Ainsi, l'interface entre le béton sain et l'acier comporte des couches superposées :

- Au niveau de la rouille formée sur l'acier, lors de son stockage préalable, le ciment n'a pas les propriétés du béton voisin. Il s'agit d'une zone épaisse de quelques dizaines de micromètres qui assure une transition au niveau à la fois des propriétés mécaniques et des microstructures.
- Au contact direct de l'acier se forme une fine couche, de l'ordre du micromètre, qui est très liée à la passivation du métal, dans le béton sain.

Ces différentes couches s'étudient soit directement, par observation et identification au microscope électronique, soit par des mesures indirectes, par exemple de type électrochimique, [4].

I.1.7/ La corrosion des armatures : Un phénomène électrochimique

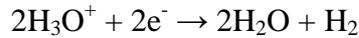
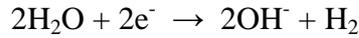
La corrosion représente l'attaque destructive d'un métal par des réactions électrochimiques qui conduisent à un transfert d'ions et d'électrons à l'interface métal-solution, [2].

I.1.7.1/ Réaction anodique (ou d'oxydation, dissolution du métal) : formation, à partir de l'état métallique, d'ions passant en solution :



I.1.7.2/ Réaction cathodique : réduction d'un oxydant présent dans la solution par capture d'électrons fournis par l'anode.

– En l'absence d'oxygène :



– En présence d'oxygène :

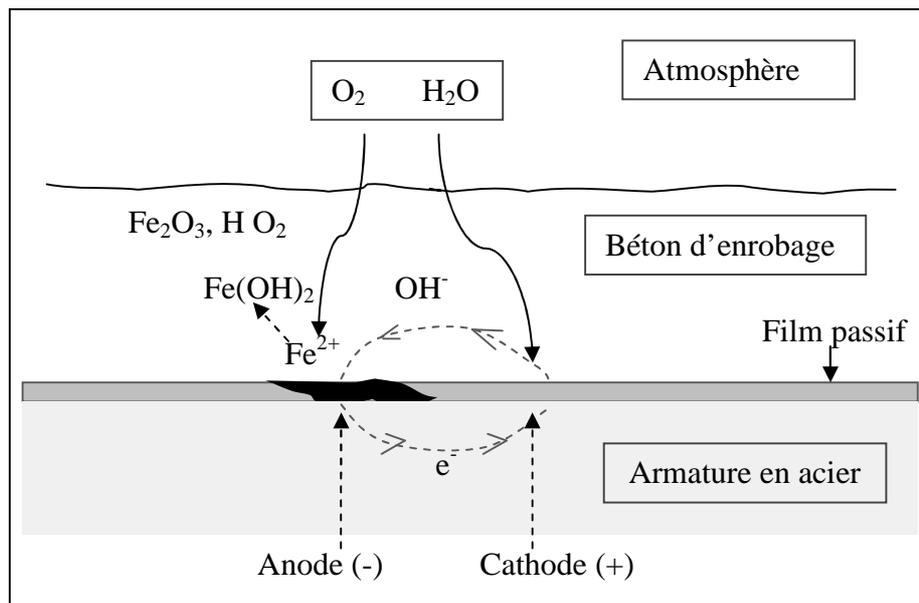
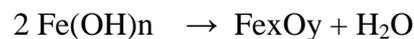
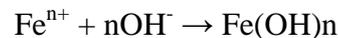


Figure I.4 - Processus électrochimique de la corrosion des armatures, Duval 1992, [2].

Les réactions principales d'oxydoréduction sont suivies de réactions secondaires de formation des produits de corrosion à la surface du métal:



Le schéma réactionnel de la corrosion implique la présence simultanée de quatre milieux :

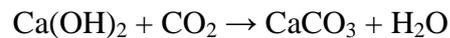
- Une zone anodique (oxydation du fer),
- Une zone cathodique (réduction d'espèces chimiques en solution : eau ou oxygène dissous),
- Un milieu conducteur d'électrons (l'acier),
- Un milieu électrolytique (le liquide interstitiel du béton).

A l'échelle macroscopique, [3], elles ont lieu simultanément et au même endroit. Localement, les surfaces des zones anodique et cathodique sont variables.

I.1.8/ Cause de la corrosion : Carbonatation

La pâte de ciment hydratée constitue un milieu fortement alcalin (**pH >12**) qui agit comme passivant vis-à-vis de l'acier: l'armature ne rouillera pas, bien qu'elle soit en contact avec l'eau et l'oxygène pénétrant via les capillaires et les microfissures, [7].

La réaction du dioxyde de carbone (CO_2) avec les substances alcalines du béton s'appelle la carbonatation, [5]. Ainsi, la combinaison du dioxyde de carbone avec l'hydroxyde de calcium donne lieu à un carbonate de calcium comme le montre la réaction suivante



Le milieu basique (pH 12 à 13) se trouve progressivement modifié par la neutralisation de l'alcalinité du ciment pour atteindre un pH de l'ordre de 9, n'assurant plus la protection des armatures et entraînant une dépassivation de l'acier. La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur, mais se trouve freinée par la formation des carbonates. La vitesse de progression de la carbonatation diminue donc avec la profondeur atteinte.

Cette progression est en fait modifiée par des facteurs liés au béton lui-même : nature et dosage du ciment, (figure I.5), dosage en eau, porosité du béton et au milieu environnant.

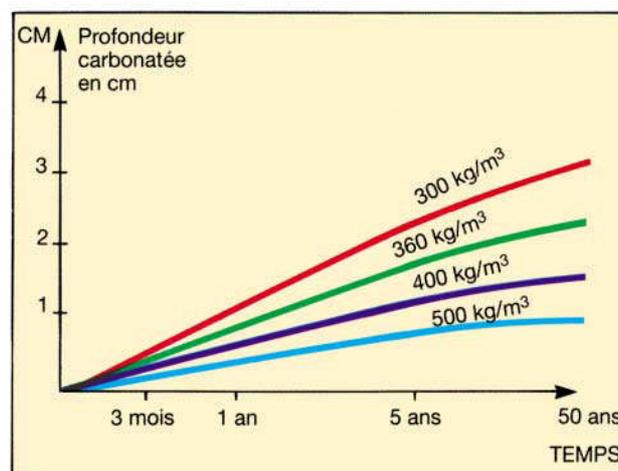


Figure I.5 : Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton [5]

L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximum pour une humidité relative de l'ordre de **60% à 65%**, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou saturée, [5 et 6].

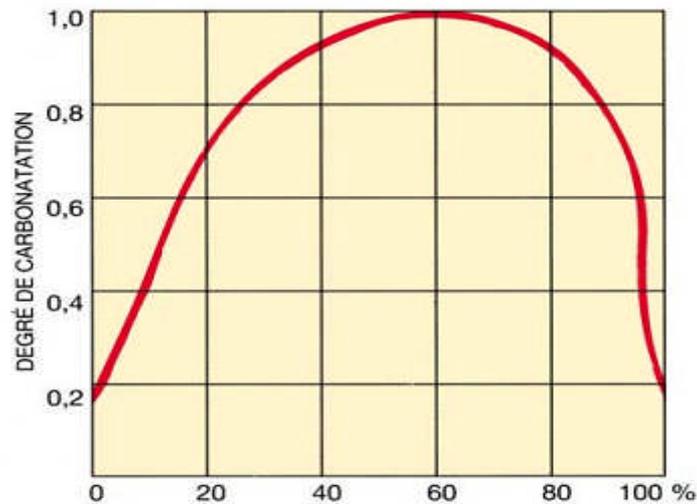


Figure I.6 - Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation, [5].

Dans les atmosphères industrielles, ou même urbaines, l'eau de pluie entraîne des composés chimiques qui peuvent diffuser dans le béton et attaquer le métal des armatures. En particulier, le dioxyde de soufre ou les oxydes d'azote provenant des moteurs d'automobiles peuvent entraîner une acidification des pluies (pH de l'ordre de 3 ou 4) qui deviennent particulièrement agressives pour le béton et pour les armatures.

Les eaux chargées en sels tels que les chlorures (milieu marin) ou les sulfates (certaines eaux souterraines) provoquent une corrosion importante des armatures que peut empêcher un bon enrobage de béton, [5].

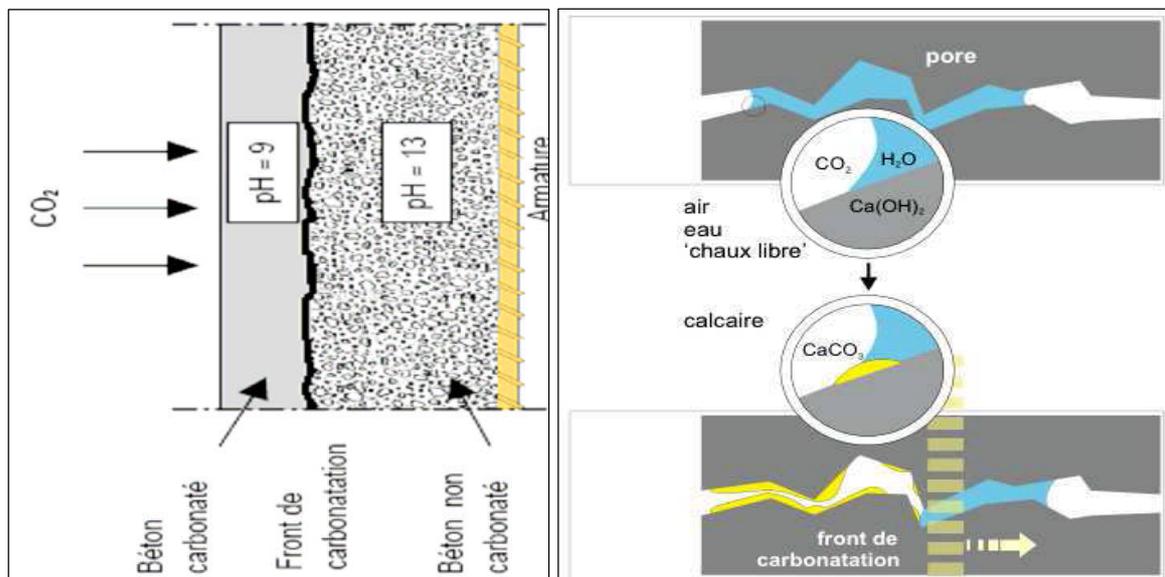


Figure I.7 - Processus général de la carbonatation, [5 et 6].

I.8.1/ Profondeur de carbonatation

La pulvérisation de phénolphthaléine (indicateur coloré virant au rose vif lorsque le pH est supérieur à 9), permet de mettre en évidence le front de carbonatation du béton (toutes les zones qui restent incolores sont carbonatées) figure II.8a, [7].

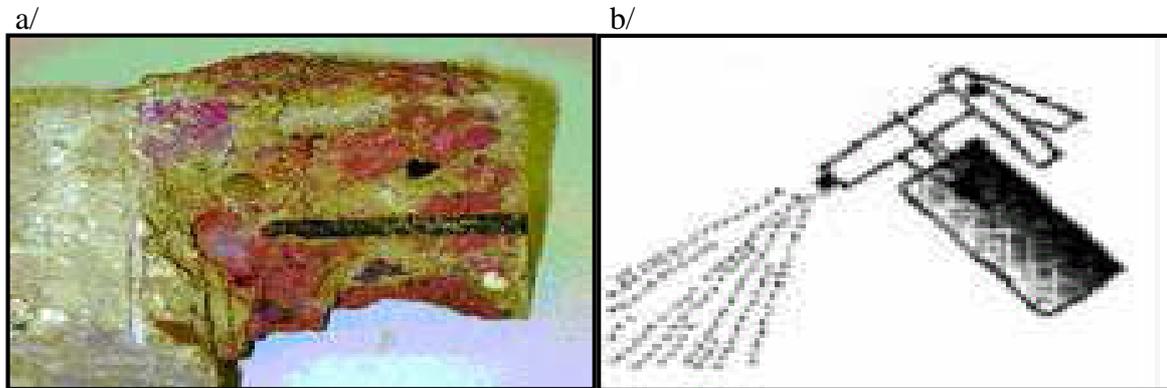


Figure I.8 : La profondeur de la carbonatation par indicateur coloré, [6].

I.1.9/ Cause de la corrosion : Pénétration des ions chlorures

Les sels de chlorures sont très solubles dans l'eau. Les ions ainsi formés dans l'eau pénètrent avec celle-ci dans le béton (pénétration des chlorures) , soit par humidification d'un béton sec (**convection**), 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).

- Les chlorures agissent par rupture du film passif des aciers (processus encore imparfaitement compris) qui perd son caractère protecteur,
- Les chlorures sont rarement distribués de manière homogène à la surface de l'acier et le film passif est lui-même variable selon l'endroit,
- Les chlorures entraînent une corrosion qui est localisée (piqûres).

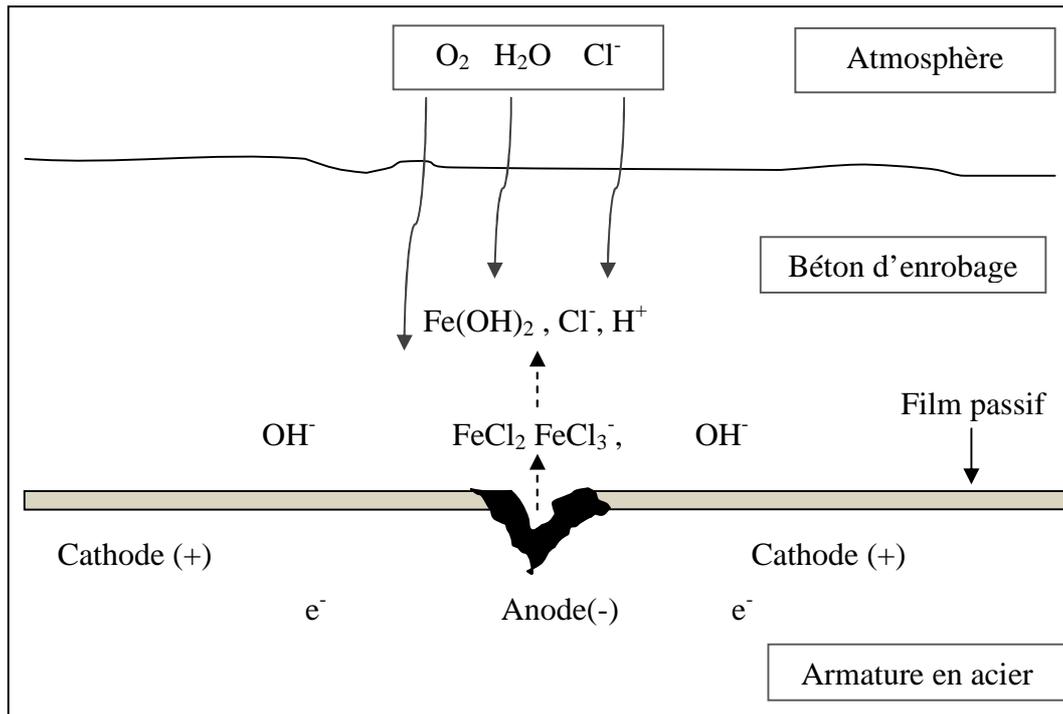


Figure I.9 - Mécanisme de corrosion par des piqûres due aux chlorures, [2].

On peut définir deux « sortes » de chlorures :

- **Chlorures libres** : se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle. Ils sont extractibles à l'eau et sont de ce fait appelés également "chlorures solubles dans l'eau",
- **Chlorures totaux** : incluent, outre les précédents, ceux fortement adsorbés sur les C-S-H et ceux chimiquement liés dans la matrice cimentaire sous forme de composés tels que les chloro-aluminates de calcium (C₃A important pour la fixation).

A partir d'une certaine teneur en chlorures, la couche de passivation de l'acier est attaquée. La corrosion due aux chlorures est un phénomène dangereux, parce qu'elle se produit localement et entraîne une réduction importante de la section d'armature, [2].

I.9.9.1/ Seuil d'amorçage de la corrosion due aux chlorures

A la différence de la carbonatation, la corrosion ne démarre pas instantanément lorsque les ions chlorures atteignent les aciers : il faut atteindre une concentration critique.

Cette valeur, exprimée par rapport aux chlorures libres, peut varier en fonction de nombreux facteurs (cation associé aux chlorures, teneur en oxygène, humidité relative, température, degré d'hydratation du ciment, teneur en C₃A, porosité, ajouts, composition acier...).

Néanmoins, il est souvent admis la valeur suivante

$$[\text{Cl}^-]_{\text{libre}} / [\text{OH}^-] = 0.6$$

Un rapport $[\text{Cl}^-]_{\text{libre}} / [\text{OH}^-]$ compris entre 0,6 et 1 conduit généralement à une concentration "critique" en ions chlorure totaux de l'ordre de 0,4 % par rapport à la masse de ciment, pour un béton non carbonaté, [2], (et donc à des concentrations "critiques" comprises entre 0,04 et 0,1 % par rapport à la masse de béton, suivant la formulation)

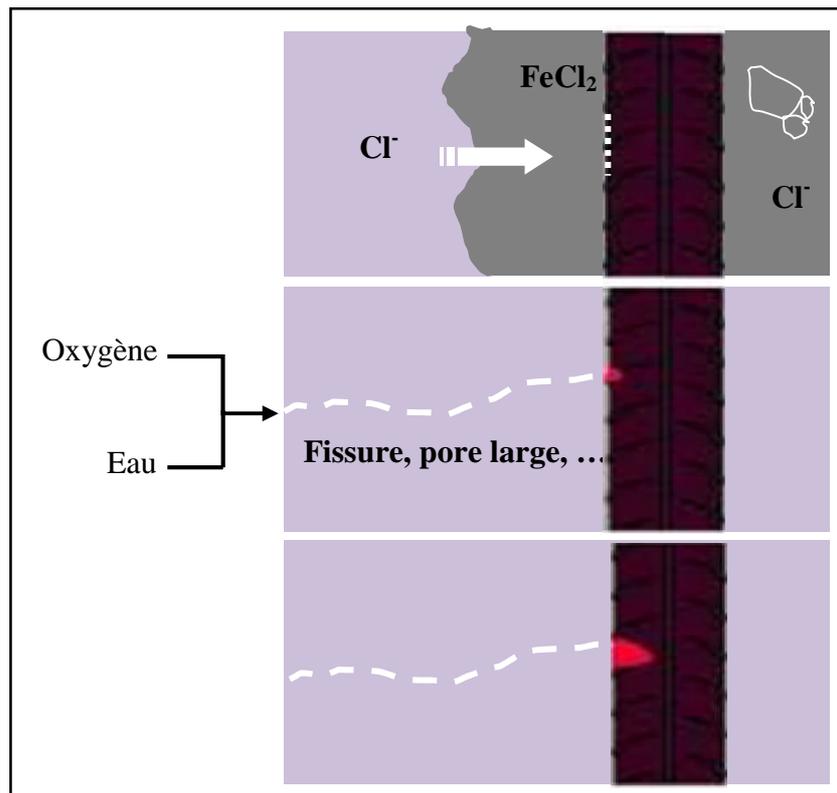


Figure I.10 - Schéma illustratif de dégradation des armatures due aux chlorures, [6].

I.2/ La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse

I.2.1/ Introduction

Parmi les actions susceptibles de provoquer des dégradations des ouvrages ou des voiries, le gel peut constituer un facteur particulièrement actif, notamment lorsqu'il s'accompagne de cycles de gel et de dégel rapidement alternés.

Les dégradations par le gel ne peuvent intervenir que lorsque les matériaux sont au contact de l'eau, dans un état voisin de la saturation. Le béton durci, dans la majorité des cas, résiste aux effets du gel, il arrive cependant que des conditions climatiques particulièrement sévères puissent entraîner la dégradation des bétons mal formulés, mis en œuvre de façon incorrecte et, de surcroît, saturés d'eau.

Le gel n'est donc susceptible d'occasionner des dégradations aux ouvrages en béton que dans des cas limités, où se trouvent simultanément réunies plusieurs conditions défavorables.

A l'action du gel, il faut ajouter celle des fondants (plus couramment appelés sels de déverglaçage), utilisés sur les routes, les pistes, les parkings, qui peuvent affecter les ouvrages voisins par rejaillissement : piles de ponts, bordures de trottoirs, murs de soutènement.

I.2.2/ Les mécanismes développés par le gel

Les dégradations occasionnées par le gel sont de deux types :

- Une **fissuration** répartie dans la masse du béton, provoquée par un mécanisme de gel interne, (voir figure I.11).
- Un délitage de la zone superficielle, appelé **écaillage**, qui résulte d'un gradient thermique important au voisinage de la surface, (voir figure I.12).

Ces deux types de dégradations, qui peuvent se produire simultanément ou de manière indépendante, sont dus à des mécanismes distincts, [8 et 10], l'action répétitive de cycles de gel et de dégel, ou une brusque chute de température superficielle généralement provoquée par l'action des sels de déverglaçage.



Figure I.11 - Fissuration interne, [8].



Figure I.12 - Écaillage de la surface, [8].

I.2.3/ Action des cycles gel/dégel

Il est généralement admis que l'accroissement de volume accompagnant la transformation de l'eau en glace (de l'ordre de **9%**) n'est pas la cause principale de la dégradation du béton, ainsi que l'ont montré les recherches menées notamment par Powers et Litvan, [10]. Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquels l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restants à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les « fronts de congélation », ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée présente dans les capillaires fins, qui sont considérés aujourd'hui comme la cause principale des dégradations. Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte. Ce sont les modifications répétées et alternées de température (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton. Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel, [11].

I.2.4/ Action des sels de déverglaçage

Il est admis que les causes de dégradations dues aux sels de déverglaçage sont principalement :

- des causes physiques prépondérantes, liées au choc thermique consécutif à la fusion de la glace ;
- des causes chimiques provoquées par la diffusion des sels dans le béton, [10].

L'importante chute de température de surface, due à la quantité de chaleur consommée pour provoquer la fusion de la glace, amplifie les effets du gel dans la zone du béton proche de la surface (la chute de température de surface peut atteindre 4 °C/minute au lieu de 4 °C/heure habituellement). La dégradation qui peut en résulter se traduit par un phénomène d'écaillage.

Les causes chimiques, considérées comme moins dangereuses, ont trait à l'action des chlorures sur les aciers, entraînant leur corrosion, et aux attaques de certains sels contenus dans les fondants, tels que les sulfates.

I.2.5/ Les principes de prévention

I.2.5.1/ Contre le gel

Pour empêcher l'apparition de pressions excessives dans le béton, on crée, grâce à un entraîneur d'air, un réseau de bulles qui doivent être nombreuses et bien réparties :

- leurs dimensions ne doivent pas dépasser quelques dizaines de micromètres;

- leur espacement, qui détermine le niveau de pression, proportionnel au trajet parcouru par l'eau pour atteindre le front de gel le plus proche, doit être inférieur à une valeur critique de l'ordre de **400 μm** , [5].

II.2.5.1.1/ Rôles de l'entraîneur d'air

- Entraîner, à l'intérieur du béton, des microbulles d'air parfaitement réparties qui serviront de vase d'expansion dans le béton durci,
- Faciliter la mise en œuvre du béton.

Pour les bétons devant résister aux cycles de gel et de dégel, la teneur en air occlus doit se situer entre 4 et 6 %. Leur dosage moyen est de 0,05 à 0,2 % du poids du ciment.

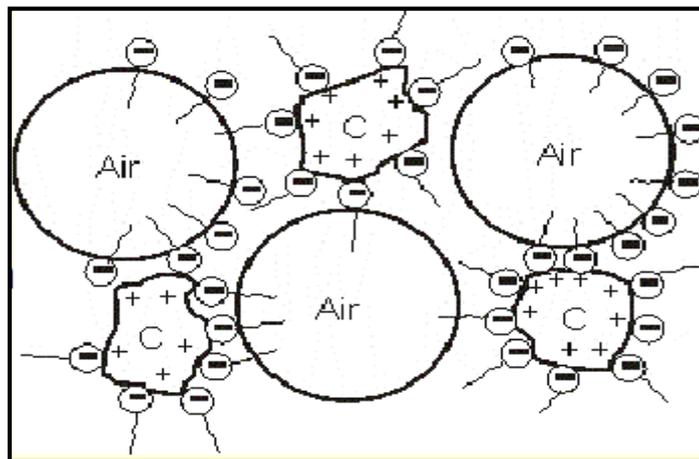


Figure I.13 : L'entraînement d'air dans les bétons, [5].

I.2.5.2/ Contre les sels de déverglaçage

La création de bulles d'air dans le béton apporte une amélioration, notamment vis-à-vis du choc thermique, mais elle n'est pas de nature à prévenir la diffusion des sels dans le béton. De ce point de vue, la qualité générale du béton et les soins apportés à la mise en œuvre, en particulier la vibration et le surfaçage, constituent les meilleures précautions, [5].

I.2.6/ Le concept de facteur d'espacement critique

De nombreux travaux de recherches, [8, 9 et 11], ont démontré qu'un béton est durable face aux cycles de gel-dégel lorsque le facteur d'espacement est inférieur à une valeur critique (τ_{crit}) qui dépend des caractéristiques du béton et des conditions d'exposition.

La protection offerte par le réseau de bulles d'air ne diminue pas linéairement avec l'augmentation du facteur d'espacement mais elle chute brutalement lorsque le facteur d'espacement dépasse la valeur critique. Ce comportement est illustré à la figure I.14

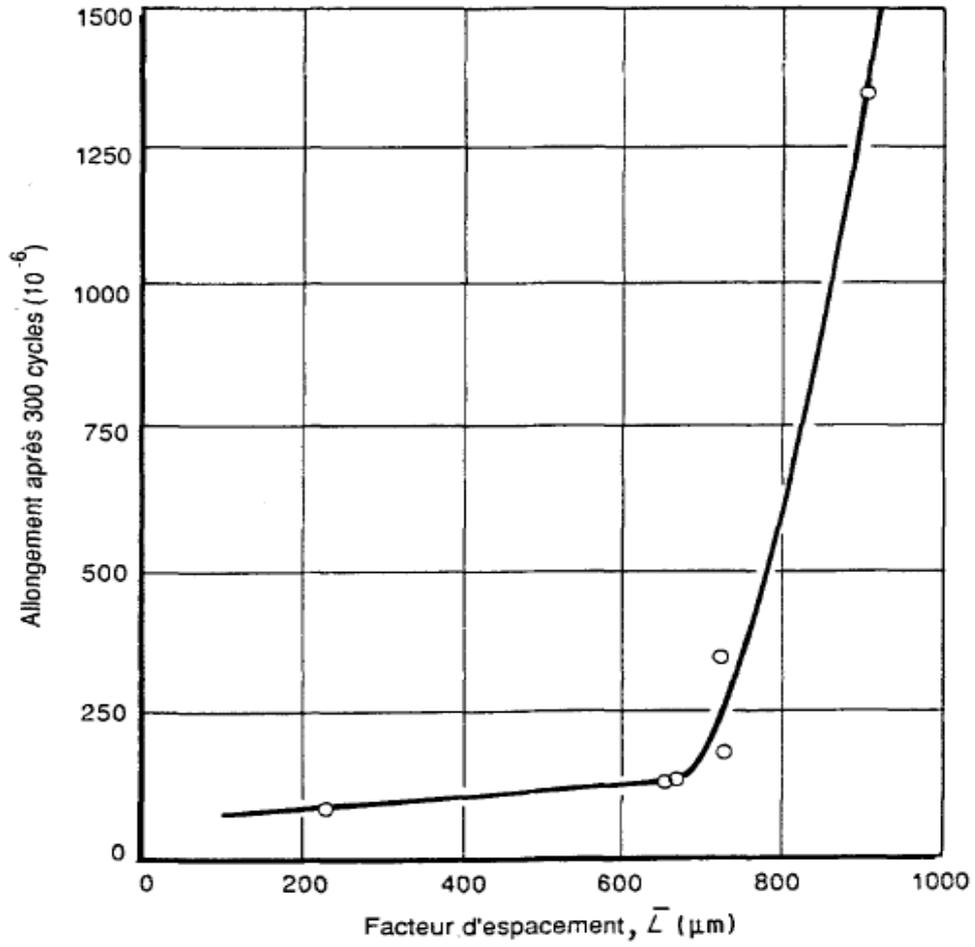


Figure I.14 - Influence du facteur d'espacement des bulles d'air entraînées sur la durabilité du béton, [8].

I.3/ La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes

I.3.1/ Réactions endogènes

Ce sont des réactions sans apport d'éléments agressifs extérieurs, dans des conditions d'humidité relative élevée, [12].

I.3.2/ Les réactions alcali-granulats

C'est vers 1942, aux Etats-Unis que les réactions alcali-granulats furent découvertes comme la source principale de dégradation d'un barrage, ces réactions chimiques produisent dans le béton des gonflements qui sont capable dans le cas échéant, de fissurer la structure. Les aspects visibles de ces réactions physico-chimiques sont des fissurations sous forme de faïençage, des colorations le long des fissures, des exsudations de gel ou encore des éclatements de béton, (figure I.15).

Outre ces aspects visibles, on note également des pertes de résistances mécaniques importantes (jusqu'à 80% en traction et 60% en compression) et de rigidité (de 60 à 80% de chute de module d'élasticité), [13].



Figure I.15 - Fissuration en étoile de plusieurs millimètres d'ouverture due à la réaction alcali-granulat, [14].

On distingue trois types de réactions alcali-granulats, [16], (RAG)

- Les réactions alcali-silice;
- Les réactions alcali-silicate;
- Les réactions alcali-carbonate.

Les réactions alcali-silice et les réactions alcali-silicate sont assez semblables; elles diffèrent principalement par leurs vitesses: les réactions alcali-silice sont plus rapides. Les trois types de réactions ont en commun la réaction de la solution interstitielle d'un béton avec certains granulats, laquelle engendre des gonflements qui peuvent entraîner des fissures.

Dans ce qui suit, on entend par réactions alcali-granulats aussi bien les réactions alcali-silice que les réactions alcali-silicate; il ne sera traité que ponctuellement des réactions alcali-carbonate, rarement observées, [15].

I.3.2.1/ Facteurs d'influence pour les réactions alcali-granulats

De nombreux facteurs exercent de manière très diverse une influence sur les réactions alcalis-granulat. C'est pourquoi on ne connaît pas de solutions universellement applicables pour les éviter.

Les conditions environnantes sont déterminantes pour que des réactions alcalis-granulat se produisent. Elles sont en outre importantes:

- La teneur en granulats réactifs ainsi que le type et la taille de ces granulats
- La teneur en alcalins du béton et la composition de la solution interstitielle
- Les propriétés du béton.

I.3.2.1.1/ Conditions environnantes

Il faut surtout tenir compte de trois facteurs,

- Un taux d'humidité élevé du béton est une condition pour que des RAG se produisent. Il permet la réaction et facilite le transport des alcalins vers les phases réactives. Les gonflements sont dus principalement à l'absorption d'eau dans les gels de silice.
- Une hausse de la température accélère considérablement la réaction. Lors d'essais en laboratoire, une hausse de la température de 10 à 40 °C a rendu les RAG au moins 20 fois plus rapides.
- Les charges alcalines externes dues aux eaux souterraines et aux eaux sulfatées.

I.3.2.2/ Théories concernant les réactions alcali-granulat

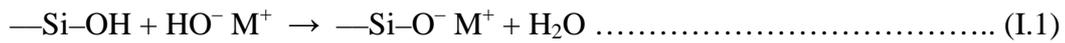
I.3.2.2.1/ Réactions alcali-silice et alcali-silicate

Bien qu'il existe de nombreuses publications sur le mécanisme de ces deux réactions, plusieurs points sont encore obscurs. Les phénomènes décrits ici ne sont pas non plus complètement élucidés.

Les réactions alcali-silice se produisent en général dans un délai de l'ordre de quelques années, et les réactions alcali-silicate, le plus souvent seulement quelques décennies après la fabrication du béton. Le mécanisme des deux réactions est à peu près semblable.

Leur vitesse différente s'explique par le fait que les roches et minéraux peuvent présenter des modifications de l'acide silicique diversement réactives.

On entend par acide silicique le SiO_2 , dont le nom correct est dioxyde de silicium. Bien cristallisé, le SiO_2 est dans une large mesure stable vis-à-vis des solutions d'hydroxyde. Les points d'attaque sont les groupes silanol à la surface de l'acide silicique [16 et 15], qui réagissent avec les hydroxydes alcalins de la solution interstitielle alcaline. Les réactions qui se produisent sont les suivantes (I.1, I.2)



L'attaque sur les ponts siloxane (Si-O-Si) situés plus profondément a lieu ensuite:



De façon simplifiée, l'évolution de la réaction, [15] peut être détaillée comme suit:

- Concentration des alcalins dans la solution interstitielle lors de la progression de l'hydratation.
- Les ions OH^- , Na^+ et K^+ migrent de l'eau interstitielle vers l'acide silicique réactif des granulats.
- Réaction des hydroxydes alcalins avec l'acide silicique réactif.
- Formation d'un gel de silice alcalin susceptible de gonfler.
- Dans quelques cas, transformation du gel en silicate de calcium hydraté alcalin non gonflant, qui, sous forme de membrane ou couche semi-perméable sur la surface, laisse passer de préférence les ions Na^+ et K^+ ainsi que l'eau.
- Du gel de silice alcalin susceptible de gonfler se forme à l'intérieur des granulats.
- La poursuite de la réaction et l'absorption d'eau augmentent la pression intérieure.
- Fissuration et écoulement du gel lorsque la pression intérieure est supérieure à la résistance à la traction des granulats et de la pâte de ciment durcie.

I.3.2.2.3/ Granulats réactifs

Les principaux minéraux et roches réactifs figurent dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Quelques substances réactives rencontrées dans les granulats, [14].

Granulats	Minéraux réactifs	Caractéristiques
Opale	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	Amorphe au microscope ordinaire, comprend une grande étendue d'empilements de cristobalite-tridimite désordonnés.
Calcédoine	$\text{SiO}_2 + \text{H}_2\text{O} + \text{air}$	Microcristalline à cryptocristalline souvent fibreuse.
Quartz	SiO_2	Microcristallin à cryptocristallin.
Cristobalite	SiO_2	Cristalline
Tridimite	SiO_2	Cristalline
Verres depuis les roches acides jusqu'aux intermédiaires et leur produits de vitrifications cryptocristallins	Siliceux, avec faible proportions d' Al_2O_3 , de Fe_2O_3 , de terres alcalines et d'alcalis	Matériaux vitreux ou cryptocristallins comme matrice de roches volcaniques ou en fragment dans les tufs
Verres siliceux synthétiques (se trouve dans les alluvions en aval des villes)	Siliceux, avec de faibles proportions d'alcalis, d'alumine avec ou sans d'autres substances	
Roches réactives		
Cherts opalins, calcedoniques, quartzeux, calcaires opalins, et dolomites, roches carbonatées avec chert ; reholytes, dacites, andacites et leurs tufs, shales opalins		

I.3.3/ Réaction sulfatique interne RSI (formation différée d'ettringite)

Une forme d'attaque par les **sulfates** se manifeste lorsque la source des sulfates se trouve dans le béton lui-même.

Une quantité limitée de sulfates est toujours présente dans le béton car les sulfates font partie du ciment Portland. D'abord, ils sont présents dans le clinker et par la suite une quantité de sulfates de calcium est ajoutée au clinker lors de son broyage afin de régulariser la prise du C₃A. Cependant, la teneur en SO³ dans le ciment est limitée à **2,3 %** pour les ciments résistants aux sulfates (contenant moins que 5 % de C₃A), à **3,5 %** pour le ciment Portland normal (ASTM Type I) et finalement à **4,5 %** pour le ciment à résistance initiale élevée (ASTM Type III) qui contient plus que **8 %** de C₃A.

Les sulfates de calcium ajoutés au clinker lors de son broyage réagissent avec le C₃A et l'eau pour former de l'ettringite dite **ettringite primaire**, qui assure donc la maniabilité du béton nécessaire à sa mise en place. Pour accélérer la progression des travaux ou la production dans la préfabrication, un durcissement et une croissance des résistances mécaniques rapides sont souhaitées. La chaleur, que ce soit celle de l'hydratation elle-même ou d'une cure thermique, est un accélérateur puissant. Cependant, lorsque la température du béton dépasse un certain seuil, l'ettringite devient instable.

Il est généralement admis que le seuil critique de l'instabilité de l'ettringite produite lors de l'hydratation des ciments commercialisés se situe autour de 60 °C. Au-delà de ce seuil, l'ettringite déjà formée se décompose tandis que la formation de nouvelle ettringite est empêchée. Les ions SO₄²⁻ sont principalement adsorbés sur les C-S-H dont la formation est également accélérée. Par la suite, lorsque la température du béton diminue au-dessous du seuil d'instabilité de l'ettringite, les ions SO₄²⁻ peuvent être relâchés par les C-S-H et former de l'ettringite. Mais dans ce cas, bien que la formation de l'ettringite ait lieu pour la première fois puisqu'elle a été empêchée pendant les premières heures, l'ettringite se forme dans le milieu confiné de la matrice cimentaire durcie. Les ions SO₄²⁻ adsorbés sur les C-S-H ainsi que ceux des monosulfates présents dans le béton servent de source de sulfates pour la formation de l'ettringite. Ce processus nécessite la présence d'une humidité élevée et peut durer très longtemps. Il est connu sous le nom de formation différée de l'ettringite.

On a d'abord soupçonné les sulfates contenus dans le clinker d'être des sources potentielles de sulfates pour la formation différée de l'ettringite. Cependant, pour que l'anhydrite « insoluble » puisse se former dans un clinker, une très grande quantité de SO₃ est nécessaire dans les matières premières. Même dans ce cas, le SO₃ est de préférence incorporé dans la bélite .

Les sources de sulfates pour la formation différée de l'ettringite sont donc ceux adsorbés sur les C-S-H, ceux qui se trouvent dissous dans la solution interstitielle et ceux qui rentrent dans la composition de monosulfoaluminates. Ces sulfates sont donc uniformément répartis dans la matrice du béton. La formation différée de l'ettringite se fait par conséquent uniformément dans la matrice durcie. L'expansion conséquente se produit

lorsque l'espace pour la formation différée de l'ettringite est restreint. Cette expansion peut, dans certains cas, être contrôlée s'il y a suffisamment d'espace vacant dans la matrice sous forme de porosité élevée ou de bulles d'air entraîné [17]. La figure I.16 montre la diminution de l'expansion causée par la formation différée de l'ettringite avec l'augmentation du rapport E/C (augmentation de la porosité capillaire). Cette expansion a été déterminée sur des échantillons de mortier sans air entraîné, traités thermiquement à une température maximale de 90 °C. La figure I.17 montre la diminution de l'expansion des bétons avec l'augmentation du volume d'air entraîné.

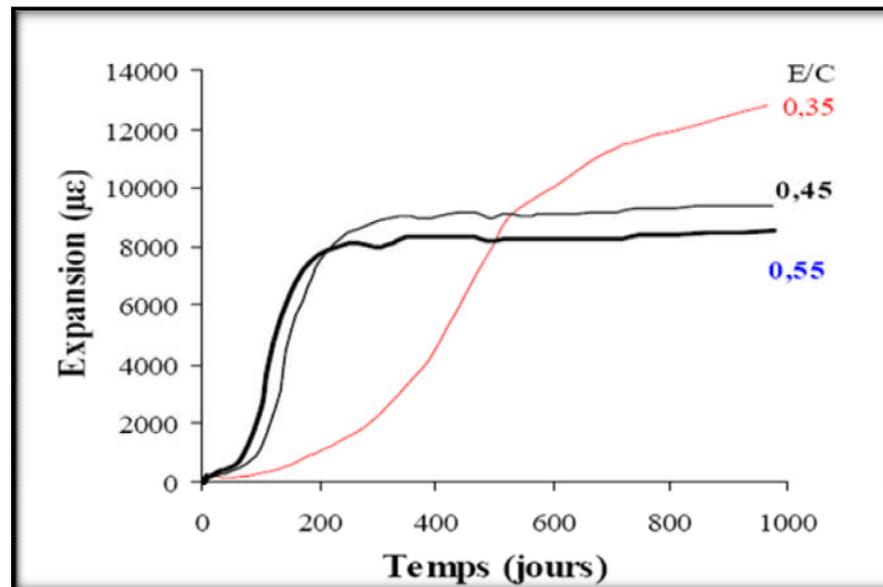


Figure I.16 - Expansion des mortiers ayant différents rapports E/C (ciment Type III), [17].

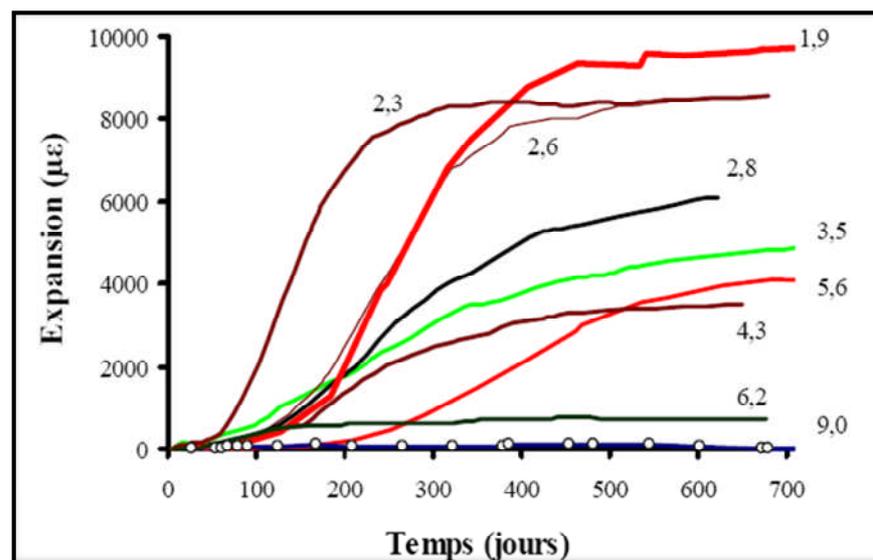


Figure I.17 - Expansion dans le temps de bétons ayant différents volumes d'air occlus ou entraîné (rapport E/C 0,55; 300 kg de ciment par m³; ciment Type III), [17].

La formation différée de **l'ettringite** n'est pas réservée exclusivement aux bétons traités thermiquement, durant les premières heures, à une température élevée pour accélérer la prise et le durcissement. La formation différée de l'ettringite peut également apparaître dans les bétons subissant une température élevée causée par le dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment, durant les premières heures ou les quelques premiers jours suivant leur confection. **Divet**, [21], a démontré qu'une prolongation de la période durant laquelle la température du béton est élevée favorise la formation différée de l'ettringite. Cependant, la formation différée de l'ettringite dans les bétons dits « autochauffés » et surtout sa mise en cause dans l'expansion et la fissuration du béton in situ est souvent voilée par d'autres facteurs, tels que la réaction alcalis-granulats, le retrait, les cycles de gel-dégel... etc.

Des bétons fabriqués à partir de différents ciments commerciaux (3 différents ciments de résistance initiale élevée – Type III et un ciment ordinaire Canadien-Type 10) ayant un rapport E/C de 0,55, une teneur en ciment de 300 kg/m^3 ont servi à confectionner des échantillons cubiques de 600 mm de côté. La température du béton frais était de $30 \text{ }^\circ\text{C}$.

Le béton a été placé dans un coffrage isolé thermiquement (conditions quasi adiabatiques) pour simuler le développement de la température dans un élément de plus grande dimension. Une photo du cube expérimental est présentée dans la figure I.18



Figure I.18 - Cube de 0,6 m de côté dans de l'eau saturée en chaux, [17].

Les courbes de développement de la température de ces 4 bétons sont présentées dans la figure I.19. Après sept jours passés dans le coffrage, les échantillons ont été démoulés et placés dans de l'eau saturée en chaux à la température du laboratoire. Les déformations linéaires au centre du cube ont été mesurées quotidiennement à l'aide d'extensomètres à cordes vibrantes. Le résultat de ces mesures est présenté, sous forme de courbes d'expansion en fonction du temps, dans la figure I.20.

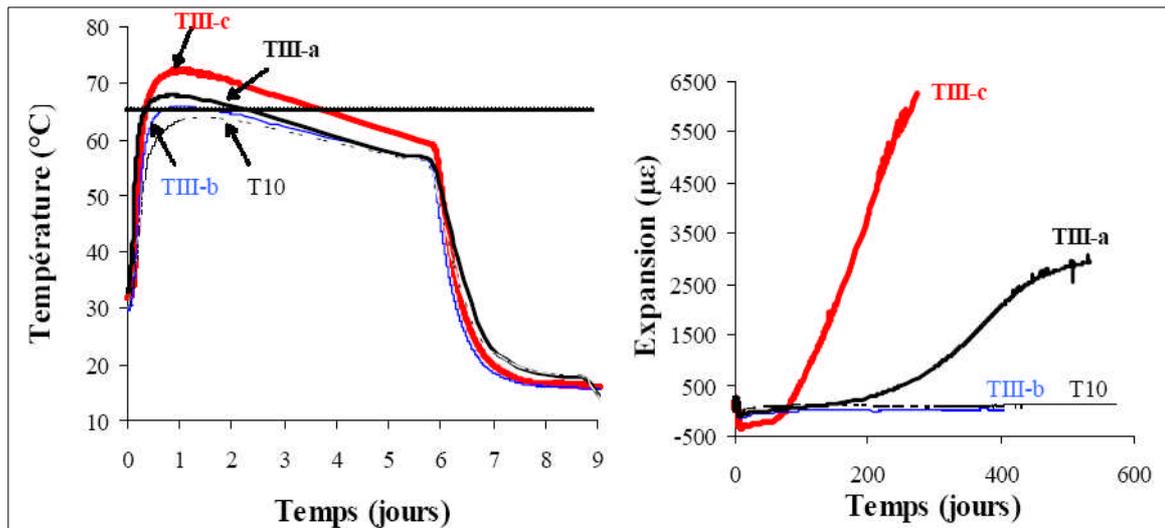


Figure I.19 - Température des bétons « autochauffés » durant les 9 premiers jours, [17].

Figure I.20 - Expansion des bétons autochauffés dans le temps, [17].

La température du béton fabriqué à partir du ciment TIII-a et de celui fabriqué à partir du ciment TIII-c est restée au-dessus de 65°C pendant 2 et 3,5 jours, respectivement, tandis que la température des bétons fabriqués avec les ciments TIII-b et T10 n'a pas dépassé la limite de 65 °C. Après seulement 100 jours, le béton TIII-c a commencé à prendre de l'expansion de manière significative. Dans le cas du béton TIII-a, il a fallu 200 jours pour qu'une expansion significative se produise. Les bétons TIII-b et T10, pour lesquels la température n'a pas dépassé 65 °C n'ont pas montré d'expansion significative durant les 600 jours de temps d'expérimentation.

Une analyse de la microstructure du béton TIII-c, effectuée après 400 jours, a clairement démontré l'existence d'ettringite dense et mal cristallisée dans les interfaces entre les granulats et la pâte, tel que présenté dans le micrographe de la figure I.20. Cette expérience prouve que la température élevée du béton développée par l'hydratation du ciment peut causer la formation différée de l'ettringite et l'expansion conséquente.

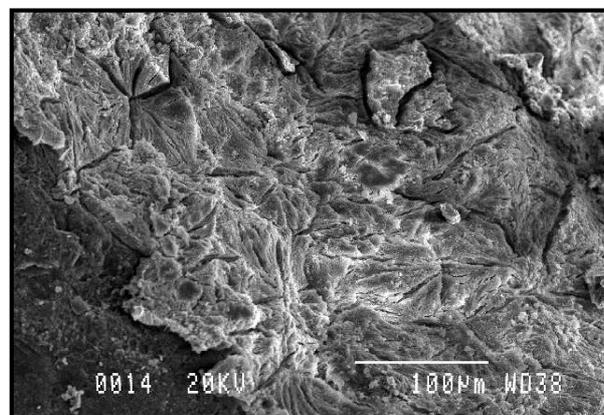


Figure I.21 : Micrographie de l'ettringite massive, mal cristallisée dans l'interface entre le granulat et la pâte ; cube TIII-c après 400 jours, [17].

I.3.3.1/ Manifestations de la réaction sulfatique interne



Figure I.22 - Echelle macroscopique, réseau de fissures, [12].

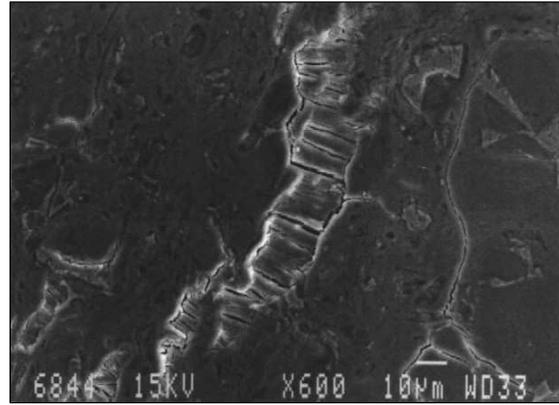
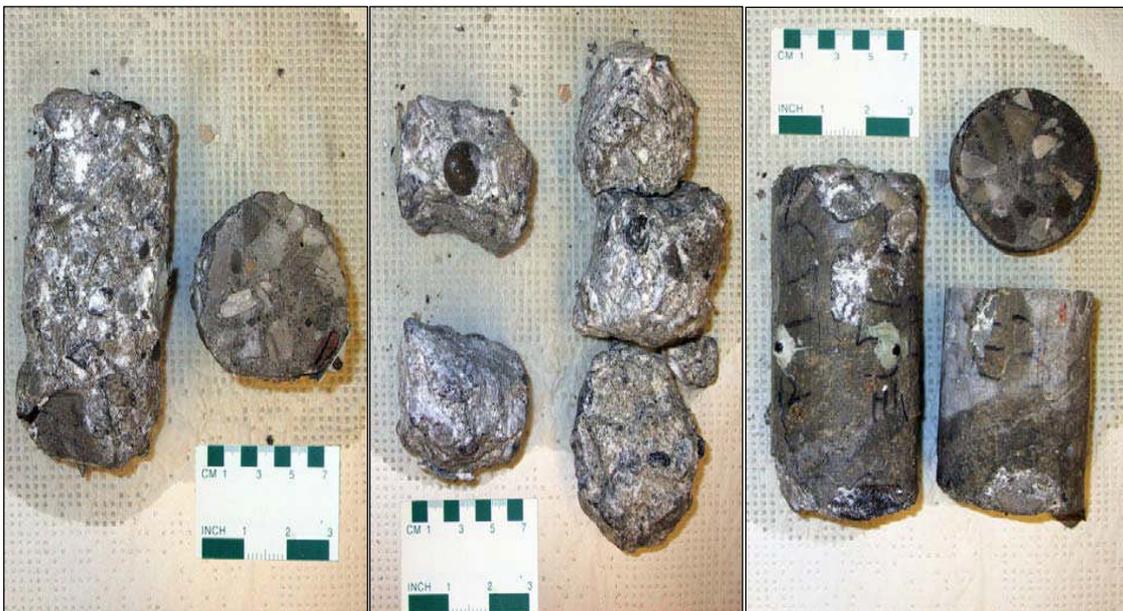


Figure I.23 - Echelle microscopique (MEB), veine d'ettringite secondaire, [12].



12.3 % C_3A

7.1 % C_3A

3.5 % C_3A

Figure I.24 - Effet de la teneur en C_3A dans un Ciment Portland avec: $W/C = 0.50$, 21 ans dans 50,000 ppm de $MgSO_4$ (sulfates de magnésium), [12].

L'état actuel des connaissances ne permet pas d'estimer le comportement d'un béton vis-à-vis de l'expansion liée à la réaction sulfatique interne en fonction des teneurs en SO_3 et C_3A du ciment. Il semble confirmé cependant que plus la teneur en alcalin du béton est élevée, plus la température à partir de laquelle il y a un risque de développement de la réaction est basse.

I.4/ Durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs

Les substances nuisibles sous forme gazeuse ou solide n'agissent qu'en présence d'humidité, étant donné que les réactions nuisibles ne peuvent se produire qu'en solution. Le plus souvent, les substances nuisibles entrent en contact avec le béton sous forme dissoute, [19].

I.4.1/ Mécanisme général

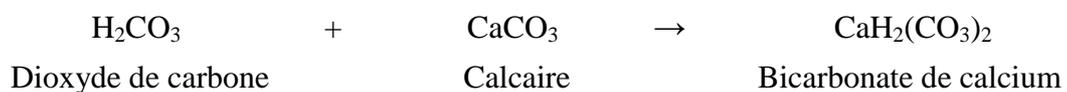
Les dégradations chimiques provoquées dans les bétons sont issues de réactions d'**hydrolyse** ou de **dissolution**, [18]. L'hydrolyse entraîne la décomposition de certains sels par l'eau qui est elle-même décomposée. Suivant la perméabilité de béton, le pH et la capacité de renouvellement de l'eau, la réaction peut conduire à un **lessivage** plus ou moins rapide de la chaux se traduisant par une perte de masse, un accroissement de la porosité et la destruction progressive de liant. Ou bien par une **précipitation de composés**, nocifs ou non qui va se manifester par : gonflement, fissuration, perte de résistance, [19].

Ces dommages peuvent être provoqués par les eaux naturelles, les attaques par les acides et celles d'origines biochimiques.

I.4.1.1/ Eaux naturelles

Lorsqu'il y a suffisamment d'eau en qualité de fluide de transport, les composants de la pâte de ciment sont détachés de la surface par l'eau douce ou les substances chimiques nuisibles qu'elle contient. Les granulats non-solubles et des parties de la pâte de ciment durcie sont alors mis à nu, il se forme une surface en forme de "béton lavé" et la porosité augmente. L'eau douce peut extraire lentement l'hydroxyde de calcium de la pâte de ciment durcie. Lorsque l'hydroxyde de calcium est lixivié, le silicate de calcium hydraté (CSH) détache encore de l'hydroxyde de calcium en raison de la perte de résistance. Les dommages n'apparaissent généralement que sur le béton non-étanche, dans lequel l'eau douce peut s'infiltrer.

L'eau contenant du gaz carbonique possède contrairement à l'eau douce un plus grand pouvoir solvant :



I.4.1.2/ Attaque par les acides

Tous les acides se comportent de manière analogue au gaz carbonique. La base contenue dans le béton, l'hydroxyde de calcium est neutralisée pour former le sel correspondant.

Rappel : Acide + Base \rightarrow Sel + Eau

L'agressivité de l'acide est fonction de la solubilité du sel formé, [19].

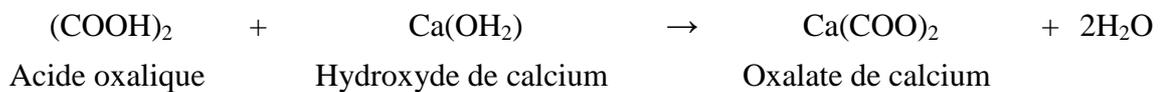
I.4.1.2.1/ Acides organiques : L'agressivité varie selon les acides

- Forte avec l'acide lactique ou acétique;
- Très faible avec l'acide oxalique ou tartrique.

Exemple



L'acide acétique forme avec l'hydroxyde de calcium un acétate de calcium neutre. Le sel acétate de calcium est très soluble dans l'eau, il est extrait (dégagé) ce qui a pour effet d'endommager la pâte de ciment.

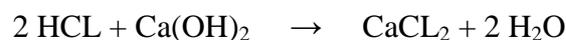


L'acide **oxalique** a un comportement analogue à celui de l'acide acétique et réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former de l'oxalate de calcium. Parce que contrairement à l'acétate de calcium, l'oxalate de calcium n'est pas soluble dans l'eau, la pâte de ciment reste exempte de dommages.

Les **acides forts** ne neutralisent pas l'hydroxyde de calcium, mais réagissent avec toutes les parties de la pâte de ciment et attaquent également les granulats contenant du carbone, comme le calcaire. La pâte de ciment se dissout entièrement par exemple dans l'acide chlorhydrique en formant du chlorure de calcium, d'aluminium, de fer et de manière colloïdale du dioxyde de silicium, [19].

I.4.1.2.2/ Acides minéraux

Milieux très agressifs (sels très solubles) → dissolution



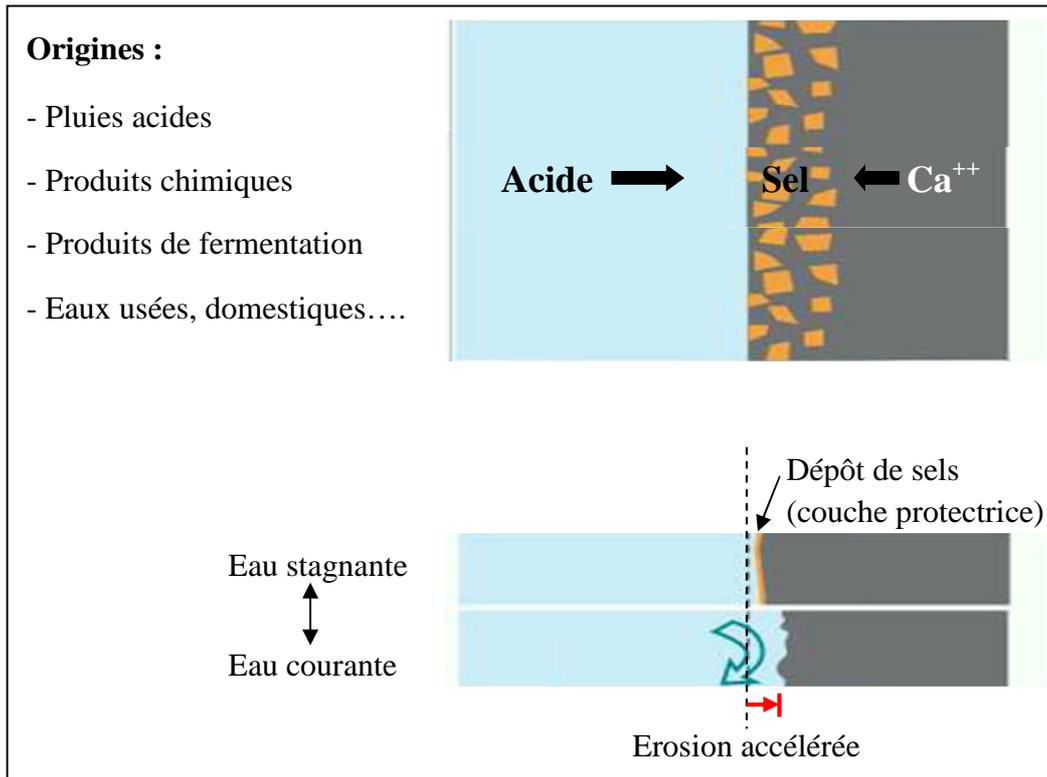


Figure I.25 - Schéma illustratif des attaques des acides sur le béton, [6].

I.4.1.3/ Attaques d'origine biochimique

Les **graisses** et les huiles d'origine végétale et animale réagissent avec l'hydroxyde de calcium pour former des sels d'acides gras. L'effet de dégradation sur le béton dépend principalement de la solubilité dans l'eau des produits de réaction formés, [18].

I.4.1.3.1/ Eaux usées

Bactéries (sulfato-réductrices) \rightarrow $H_2S \rightarrow H_2SO_4$

✓ Dissolution des hydrates et formation d'ettringite

I.4.1.2/ Effluents agricoles

Lisiers \rightarrow acides acétique et propionique \rightarrow pH = 5 à 8

✓ Décalcification partielle des hydrates

Ensilage \rightarrow Acide lactique \rightarrow pH = 4

✓ Décalcification totale des hydrates

I.4.1.4/ Milieu marin

L'eau de mer est constituée de sels chargés en ions chlorures de composés sulfatiques contenant les ions sulfates (SO_4^{2-})... etc. Ces ions sont nocifs au béton lorsqu'ils pénètrent en son sein, [18 et 19].

La grande particularité de l'eau de mer est que les proportions relatives de ses constituants sont sensiblement constantes (c'est-à-dire indépendante de la salinité (teneur en sels dissous) ; cette propriété a été établie par le chimiste écossais **William DITTMAR**, [20], et permet de considérer l'eau de mer comme une solution des onze constituants suivants :

Tableau I.2: Masse du constituant contenu dans un 1Kg d'eau de mer, rapportée à la salinité.

Anions		Cations	
Cl ⁻	0,5529	Na ⁺	0,3075
	0,0775	Mg ²⁺	0,0370
	0,0041	Ca ²⁺	0,0118
	0,0019	K ⁺	0,0114
F ⁻	0,000037	Sr ²⁺	0,00022
Molécule non dissociée		H ₃ B ₃	0,0076

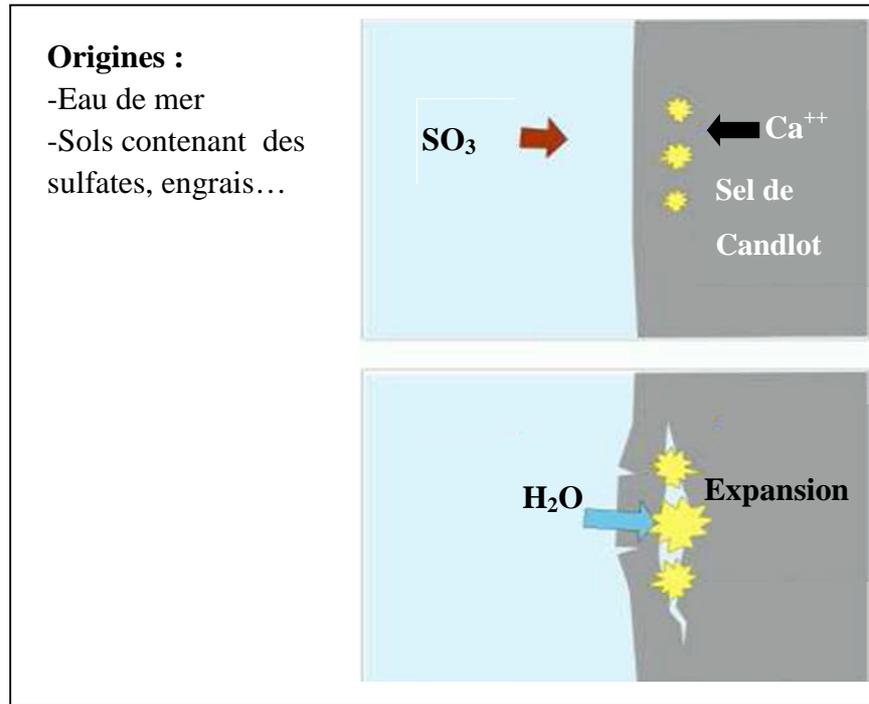


Figure I.26 - Schéma illustratif de l'attaque sulfatique externe, [6].

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES POUR LE CHAPITRE I

- [1] : **O. COUSSY, V. BAROGHEL-BOUNY, P. DANGLA**: « Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage » Laboratoire Central des Ponts et Chaussées M. Mainguy, Post doctorant au Massachusetts Institute of Technology 2001.
- [2] : **V. BAROGHEL-BOUNY, B. CAPRA, S. LAURENS** « La durabilité des bétons », juin 2008 Amphithéâtre Caquot, ENPC Paris.
- [3] : **RAHARINAIVO, G. ARLIGUIE, T. CHAUSSADENT, G. GRIMALDI, V. POLLET, G. TACHÉ** « La corrosion et la protection des aciers dans le béton », Ed. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1998
- [4] : **R. LASSOUED , K. OUCHENANE , M, OUCHENANE**, « Influence de l'enrobage de béton sur la corrosion des armatures et effet de la corrosion sur l'adhérence », Colloque National sur les pathologie des constructions : Du diagnostic à la réparation, Novembre 2008
- [5] : Le ciment et ses applications : collection technique CIMBÉTON, nouvelle édition 2001
- [6] : Choisir un béton durable ; cours de béton armé par : professeur I. boeraeve
- [7] : **MARTA CASTELLOTE, LORENZO FERNANDEZ, CARMEN ANDRADE ET CRUZ ALONSO**, « Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO₂ concentrations » Juin 2008
- [8] : **RICHARD GAGNE et RICHARD GAGNE** « La durabilité des bétons » par : CRIB, Université de Sherbrooke et **Lionel Linger** VINCI Construction « chapitre 10 » Mardi 17 juin 2008 Amphithéâtre Caquot, ENPC Paris
- [9] : **MICHEL PIGEON** « La durabilité au gel du béton » Groupe de Recherche en Technologie du Béton de l'Université Laval de Québec. www.springerlink.com
- [10] : Université de Sherbrooke, GCI 714 Durabilité et réparation des bétons
- [11] : **POWERS, T. C.**, 'The air requirement of frost-resistant concrete', Proc. Highway Rese. Board 29 (1949) 184- 211.
- [12]: **ANDRE CARLES-GIBERGUES et Hugues HORNAIN** « la durabilité des bétons » « chapitre 11 » juin 2008 Amphithéâtre Caquot, ENPC Paris
- [13] : « Solutions for durability, le gonflement et les réactions alcalis-granulats », Fiche technique Xand
- [14] : **PAUL POITEVIN** « Dégradations des ouvrages en béton par réactions alcalis-granulats » ingénieur de l'école centrale de paris « technique de l'ingénieur C 2 252 »
- [15] : **BRUNO GODART et ANDRE LE ROUX** « Alcalis-réaction dans les structures en béton ; Mécanisme, pathologie et prévention », Techniques de l'ingénieur C 2 252v2
- [16] : TFB bulletin de ciment .réactions alcalis-granulats. 68^{eme} éditions 2001

[17] : NIKOLA PETROV, MICHEL THIBAUT ET AREZKI TAGNIT-HAMOU
« Attaques externes et internes par les sulfates; similarités et différences ».

[18]: GILLES ESCADEILLAS et HUGUES HORNAIN « la durabilité des bétons »
« chapitre 12 » juin 2008 Amphithéâtre Caquot, ENPC Paris

[19] : HERMANN. K "Substances chimiques exerçant une action sur le béton", Bulletin du ciment 63, N°12, 1995

[20] : EMANUEL ROZIERE: « Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle » thèse de doctorat, l'école centrale de Nantes, novembre 2007

[21] : DIVET, L. « Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ouvrage d'art OA 40, 227 p (2001)

Chapitre II

Facteurs influant sur la durabilité des bétons en
Algérie.

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de mettre en évidence et analyser les principaux facteurs qui influent sur la durabilité du béton en Algérie, 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, les facteurs liés au contexte local tel le climat caractérisé par une chaleur importante et les tremblements de terre sont évoqués, par la suite, les effets de l'environnement sont également mentionnés. Pour finir, les aspects qui touchent à la qualité des bétons produits sur chantier en relation avec la durabilité sont traités, sur la base d'études et de recherches ainsi que des expertises récentes effectuées sur le terrain par des organismes spécialisés (CTC, LCTP....etc.) et particulièrement par les chercheurs du CNERIB, [10, 9, 8 et 1].

Voici par ailleurs une synthèse des travaux de recherche effectués.

II.1/ Climat et durabilité du béton

L'Algérie est le plus grand des cinq pays composant le Maghreb, le deuxième plus grand pays d'Afrique après le Soudan et le dixième dans le monde. Il partage des frontières terrestres avec la Tunisie au nord-est, la Libye à l'Est, le Niger au Sud-est, le Sahara Occidental, le Mali, la Mauritanie au sud-ouest, et enfin le Maroc à l'ouest. Sa superficie est de 2 381 741 Km² (dont 85% de désert), il offre une façade maritime de 1 200 km bordant la mer Méditerranée, [10].

II.1.1/ Relief de L'Algérie

Le relief de l'Algérie est constitué de trois grands ensembles : le Tell au nord, les hauts plateaux et l'Atlas saharien au centre, et le Sahara au sud.

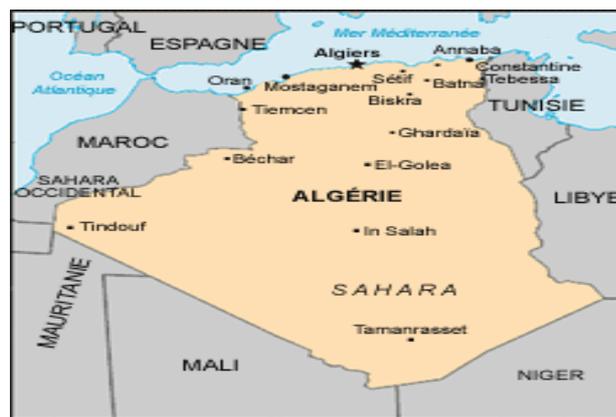


Figure II.1 : relief de l'Algérie.

Le Tell : C'est une étroite bande côtière de 1 200 km de long et de 100 à 200 km de large. Elle est délimitée au sud par une chaîne de montagne, plus ou moins parallèle au littoral, et qui s'étend de la région de Tlemcen à l'Ouest, à la frontière tunisienne à l'Est. Cet ensemble est constitué de plaines fertiles où se concentrent la majorité de la population algérienne, de vallées et d'une succession de monts (l'Atlas Tellien) qui dépassent régulièrement les

2000m à l'Est, notamment en Kabylie où les sommets du massif du Djurdjura sont recouverts de neige en hiver.

Les hauts plateaux et l'Atlas saharien : Après avoir franchi l'Atlas tellien, on entre dans un grand ensemble de plaines et de hauts plateaux semi-arides qui courent en diagonale depuis la frontière marocaine jusqu'au nord-est de l'Algérie. Les étés y sont lourds et secs et les hivers très froids et humides. Le terrain est creusé par de nombreuses dépressions, les chotts, qui se transforment en lacs salés après la saison des pluies.

Le Sahara : il couvre environ 85 % du territoire Algérien (2 000 km d'Est en Ouest, 1 500 km du Nord au Sud). Le grand sud Algérien alterne entre paysages volcaniques (massif du Hoggar) et lunaires (Tassili N'Ajjer), plaines de pierres et (les Regs) et plaines de sable (les ergs).

II.1.2/ Le Climat, méditerranéen au nord et désertique au sud

Un climat méditerranéen couvre le nord, tandis qu'un climat désertique règne sur le sud. Durant l'été, les mois les plus chauds sont juillet et août, [10].

Au centre, dans les montagnes de Kabylie et des Aurès ainsi que dans les hauts plateaux de la région de Djelfa, la température avoisine les 5 °C voire -7 °C en hiver. La neige y est fréquente en hiver. La température estivale varie de 35 °C à 45 °C.

Le **climat Algérien** est intermédiaire entre le climat tempéré humide et le climat désertique. Il est caractérisé par une pluviométrie régissant le régime des eaux souterraines et superficielles caractérisé par deux saisons pluvieuses (une, dominante en automne, une secondaire au printemps). Le climat est caractérisé également par des précipitations irrégulières à l'échelle journalière, annuelle et interannuelle, et une sécheresse estivale forte, (tableau II.5).

II.1.3/ Données climatiques

Pour mettre en évidence ces conditions climatiques, un relevé des maxima et minima annuels de la température relevé par l'Office National de Météorologie (ONM), touchant l'ensemble du pays est donné dans les tableaux II.1, II.2 et II.3 ci-après.

Tableaux II.1, II.2 et II.3 : Températures maximum et minimum exprimées en (°C) relevées dans différentes zones.

Zone côtière :

Tab II.1	Annaba	Skikda	Jijel	Mostaganem	Ténès	Oran	Beni-saf
T° min	1,4	3,9	2,3	-0,3	5,6	-0,4	4,8
T° max	43,0	42,4	41,9	41,2	38,1	39,6	35,8

Les hauts plateaux :

Tab II.2	Batna	M'sila	Saïda	Tiaret	Sétif	khenchla	Oum elb
T° min	-6,6	-2,2	-2,9	-5,0	-4,1	-4,3	-5,1
T° max	40,9	44,1	42,0	40,6	38,5	39,9	41,2

Le Sahara :

Tab II.3	Adrar	Biskra	El oued	Touggourt	Ouargla	Illizi	Tindouf
T° min	-0,4	1,2	0,2	-0,7	-0,5	-0,8	1,5
T° max	48,4	46,3	47,3	47,2	48,2	45,9	46,7

On distingue d'après ces données que les températures d'hiver sont clémentes sur la côte, avec un été relativement chaud. Pour la région des hauts plateaux, l'hiver est nettement froid avec un risque de gel modéré, alors que l'été est aussi chaud. Au Sahara, le froid est moins intense que sur les hauts plateaux, mais les températures de l'été sont très élevées. Il est utile de signaler que l'humidité est très présente sur la partie nord à proximité de la mer. Elle diminue au fur et à mesure que l'on s'éloigne vers l'intérieur. Tous ces facteurs peuvent compromettre la durabilité des ouvrages si des précautions ne sont pas prises.

Le tableau II.4 et II.5, représente respectivement la durée d'ensoleillement mensuel se rapportant à l'année exprimée en nombre d'heures par jour et la pluviométrie moyenne des différentes régions d'Algérie. Le rayonnement solaire est assez important sur l'ensemble des régions du pays avec une intensité remarquable pour le Sahara.

Tableau II. 4 : Durée d'ensoleillement mensuel exprimée en heures/jour, [1].

	janv.	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout	sept	oct.	nov.	déc.
Annaba	5.3	6.2	7.3	8.1	9.3	10.4	11.4	10.5	7.9	7.0	5.3	4.6
Sétif	6.0	7.4	7.7	8.9	9.8	11.0	11.4	10.2	8.9	7.8	6.4	5.8
El oued	7.6	8.8	9.1	9.8	10.1	11.2	11.4	10.9	9.0	8.8	7.7	7.6

Tableau II.5 : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) des différentes régions d'Algérie, [2]

Région	Ouest (mm)	Centre (mm)	Est (mm)
Littoral	400	700	900
Atlas tellien	600	700-100	800-1400
Hautes plaines	250	250	400
Atlas saharien	150	200	300-400
Sahara	20-150	20-150	20-150

II.2/ Préservation du béton de l'action du climat

Les conditions climatiques peuvent jouer un rôle néfaste vis à vis de la durabilité des bétons, Les principaux effets à prendre en considération sont :

La chaleur intense et le gradient de température très présents en été avec une forte accentuation pour les régions situées dans la zone Sud du pays d'où le risque de fissuration et des variations dimensionnelles et le risque de formation de **l'ettringite différée**.

Le froid en hiver en particulier dans les hauts plateaux où le risque de **gel modéré** est présent, [10].

II.2.1/ Effets du climat sur la durabilité du béton

Effets de la température

L'élévation de la température ambiante ($> 25\text{ °C}$) peut influencer à 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), [15].
- Elévation de la température du mélange avec accélération des cinétiques de prise et de durcissement.

Ces effets peuvent être atténués, par exemple, par l'emploi d'un **retardateur de prise**, ou par l'application des dispositions prévues lors du bétonnage par temps chaud, sans oublier la compensation de l'eau d'évaporation pendant le transport.

Les fortes baisses de température ambiantes ($\ominus < 5\text{ °C}$) ont des effets inverses :

- Les refroidissements variables des constituants (eau, adjuvants, éléments fins, gravillons), selon leurs modes respectifs de dosage, entraînent des perturbations importantes dans les réactions avec les adjuvants;
- Le refroidissement ralentit globalement les réactions de prise.

Ces effets peuvent être corrigés en travaillant sur le matériau à la fabrication par :

- Une meilleure protection thermique des stockages des divers constituants, une éventuelle baisse des dosages en adjuvants (superplastifiants) et en eau efficace, après vérification en laboratoire,
- Et, si nécessaire, l'application des dispositions prévues lors de bétonnages par temps froids.

Impacts sur les matériaux réactifs

Selon leurs modes de stockage, les constituants du béton sont plus ou moins exposés aux variations de température ambiante, [15].

- La température du ciment stocké dans un silo fermé évoluera d'autant moins que sa quantité sera élevée,

- Les granulats évolueront davantage s'ils ne sont pas abrités,
- Les variations de la température de l'eau du réseau peuvent être importantes, mais ne sont pas brutales. Cependant, des écarts de quelques degrés de température de cette eau peuvent avoir des conséquences majeures sur la défloculation des éléments fins (cas d'emploi de superplastifiants),
- Les adjuvants sont normalement stockés dans des locaux calorifugés et, donc, moins soumis aux aléas de température. A contrario, dans le cas où les adjuvants sont stockés en petites quantités dans des fûts ou dans des locaux non protégés, les variations de température sont très sensibles et, dans de nombreux cas, l'adjuvant peut perdre toute efficacité, [5].

Impacts sur la rhéologie initiale

L'action de la température est importante sur le comportement rhéologique du béton. À ce jour, le problème reste complexe et doit être traité en amont, en laboratoire, car la multiplicité des facteurs ne permet pas un traitement sur site. De plus, les simulations en laboratoire autorisent un examen rapide des multiples variations possibles, [15].

- Les effets des variations de température de chaque constituant sont liés à leur dosage et à leur nature.
- Les conséquences n'évoluent pas nécessairement de façon progressive avec la température.
- L'action de certains adjuvants (superplastifiants) peut devenir sélective en fonction des températures différentes des constituants riches en éléments fins (ciments, additions, sables fillérisés, ajouts en poudre, ...).
- Dans le cas d'emploi de superplastifiants ou de réducteurs d'eau, les températures élevées peuvent provoquer :
 - Une fluidification immédiate un peu plus élevée, mais qui s'atténue brutalement avec le temps.
 - Une évaporation sensible pendant le transport, provoquant ainsi une chute du rapport E/C.
 - La perte d'eau générée par cette évaporation engendre des difficultés au coulage par gravité, peut rendre impossible le pompage, et perturber les conditions de serrage;
 - Le béton étant alors insuffisamment compacté, ses caractéristiques de durabilité et mécaniques sont fortement compromises.
- Dans le cas d'emploi de superplastifiants ou de réducteurs d'eau, les températures basses peuvent provoquer :
 - Une inhibition de la défloculation des éléments fins;
 - Une apparition de ressuage générant, à son tour, une ségrégation dommageable pour les caractéristiques mécaniques et pour la durabilité,
 - Une perte de pompabilité, [15].

Une grande partie du pays est exposé à un climat chaud, (sud Algérien notamment). Cependant, l'intensité du climat chaud est variable selon les régions concernées. Ainsi, si pour la bande littorale la chaleur est modérée, celle-ci est moyenne sur les hauts plateaux et forte dans les régions du Sud du pays.

II.3/ Dommages dus aux contraintes mécaniques

II.3.1/ Effet du séisme

Parmi les dommages mécaniques qui touchent la durabilité des ouvrages en béton et béton armé en Algérie, les tremblements de terre. Les nombreux séismes survenus à travers plusieurs régions du pays attestent de l'ampleur du phénomène (zones à forte sismicité). Par ailleurs, le risque est d'autant plus élevé que la plupart des villes, où se concentre la plus grande partie du parc bâti se situent dans les régions les plus exposées, [1 et 6].

Le séisme est un facteur qui a une forte influence sur la durabilité des ouvrages en provoquant des fissures et microfissures ce qui va faciliter la pénétration des agents agressifs et par conséquent contribuer à la dégradation des structures, [12].



Figure II.2 - Bâtiments effondrés lors du séisme de Boumerdès 2003, [12].

II.3.1.1/ La construction parasismique

La construction parasismique est un domaine complexe. Il demande de prendre en compte une somme de facteurs à gérer simultanément : l'historique du lieu, le ou les types de séismes, la destination finale de l'ouvrage à projeter et à exécuter, la nature des sols, la typologie de la construction, le choix des matériaux, le parti architectural... etc. Construire « parasismique » suppose tout d'abord le respect des règles de conception, de calcul et d'exécution propres aux situations non sismiques. L'expérience montre que les ouvrages, lorsqu'ils sont de conception saine et que les règles normales de construction sont appliquées correctement, ont des chances non négligeables de supporter convenablement des secousses d'intensité modérée. Ce constat ne doit pas faire oublier le respect des lois et de la réglementation en vigueur dans de nombreuses régions du territoire Algérien.

De même, les règles parasismiques se révèlent inefficaces en cas de non-respect des règles normales de construction. Construire parasismique ne demande pas qu'une simple application des règles et des normes en vigueur. Une bonne construction parasismique repose sur une bonne conception, [18]. Une maison bien calculée mais mal conçue (mauvais choix architectural, mauvais emplacement, etc...) ou mal entretenue connaît un plus grand risque de destruction important en cas de séisme.

Rappelons que l'application des règles, comme des normes parasismiques, nécessite l'intervention et la collaboration dès les premières esquisses d'un architecte et / ou d'un ingénieur.

L'objectif est de sensibiliser les divers acteurs de la construction à l'importance des considérations parasismiques (cas fréquent en Algérie et nombreuses régions sont touchées par les séismes). Et de permettre d'appréhender les mesures qui doivent être adoptées afin d'éviter des désastres.

Une construction parasismique est basée sur 5 piliers indissociables :

a - Choix du site :

Une onde sismique peut être amplifiée sous l'action d'effets de site ou par l'interaction entre le sol et le bâtiment.

Tout d'abord, l'amplification des oscillations du sol se produit essentiellement :

- Sur les reliefs et en haut d'une rupture de pente ;
- A la limite entre des sols rocheux et des sols mous.

Les effets induits peuvent provoquer la perte de toute construction, parasismique ou non. Il s'agit principalement de :

- La liquéfaction des sables (perte de la capacité portante des sables gorgés d'eau qui provoquent le basculement et l'enfoncement des constructions) ;
- Le glissement de terrain : sur les versants, les glissements provoqués par les séismes ne sont pas rares et entraînent la perte totale des ouvrages concernés ;
- Les éboulements rocheux : ils sont fréquents dans les régions montagneuses. Les constructions peuvent alors être partiellement ou totalement détruites. Ce danger ne peut être apprécié que par un spécialiste, [17].

De plus, lorsque la fréquence de résonance propre au bâtiment est proche de celle du sol, les bâtiments amplifient à leur tour les mouvements sismiques transmis par le sol. Ils deviennent alors très importants et destructeurs : on parle de résonance entre le sol et le bâtiment. Ainsi on observe que, sur sol meuble, les ouvrages « flexibles » (hauts par exemple) souffrent particulièrement. Par contre, les constructions rigides sont davantage sollicitées sur les sols fermes ou sur rocher.

b - Une conception architecturale parasismique

Implantation judicieuse sur site : sur un terrain instable, sur une faille ou sur un terrain sujet au glissement de terrain, même la meilleure construction parasismique ne survivra pas à une secousse.

Architecture favorisant un bon comportement adapté au séisme : le comportement d'un bâtiment est influencé par sa forme. Certaines configurations amplifient considérablement les sollicitations dues aux secousses et donc créent de mauvaises conditions de résistance.

c - Un respect des règles parasismiques

Dispositions constructives parasismiques : selon le type de leur système porteur (de leur structure), deux bâtiments d'aspect identique, sur un même sol, auront un comportement très différent, [12].

Dimensionnement « au séisme » : les règles de calculs de structure doivent être respectées. En particulier, le choix de la méthode de modélisation ou de calcul (statique ou dynamique) est primordial.

d - Une exécution de qualité

Matériaux de bonne qualité : Les propriétés des divers matériaux favorisent plus ou moins la résistance des éléments constructifs aux tremblements de terre, ainsi que la dissipation de l'énergie communiquée lors des secousses.

Travaux exécutés dans les règles de l'art : Les assemblages et les liaisons entre les divers éléments sont les principaux points faibles des structures. La dégradation de leur résistance et de leur rigidité conduit rapidement à la ruine de la construction. La conception des assemblages nécessite donc un soin tout particulier.

II.3.1.2/ Les stratégies de renforcement parasismiques

Pour réhabiliter une structure afin de la rendre parasismique, différentes stratégies de renforcement sont proposées, [17].

On peut chercher à :

- Limiter l'action sismique sur la construction (en optant, par exemple, pour une isolation sismique) ;
- Augmenter la résistance mécanique de l'ouvrage (en augmentant, par exemple, la capacité portante de la structure) ;

On peut également combiner ces différentes approches.

Celle qu'on adoptera sera un compromis entre le coût de la réhabilitation et le degré de dommages que vous considérez comme acceptable.

Développons ces deux stratégies :

a - Réduire le niveau sismique

On peut réduire la vulnérabilité au séisme d'une construction en diminuant sa masse et les accélérations qu'elle subit (ces deux facteurs influencent directement la charge sismique).

Les deux grandeurs peuvent être minimisées grâce à différents procédés qui peuvent se révéler lourds. Cette démarche est donc à adopter en cas de réhabilitation lourde.

La réduction des masses est obtenue en remplaçant les planchers, la charpente, la couverture...etc. autrement dit, opter alors pour des structures plus légères.

Ces travaux sont lourds et nécessitent le conseil et l'intervention d'un professionnel du bâtiment.

La résonance d'une construction avec le sol est responsable des dégâts les plus importants pouvant aller jusqu'à l'effondrement. Les déplacements sont susceptibles d'être amplifiés de façon considérable. Les méthodes de prévention les plus simples sont, également, de diminuer la masse de l'habitation, voire d'accroître sa rigidité (ajout d'éléments verticaux de contreventements* type murs en maçonnerie, voiles en béton etc.). L'acier précontraint et le béton armé peuvent également être utilisés.

La limitation de la torsion* est une démarche qui devrait être systématiquement mise en œuvre, d'autant que ce phénomène est un facteur important de la vulnérabilité. Il s'agit alors de faire coïncider le centre de gravité de la structure avec son centre de rigidité (soit d'avoir une répartition symétrique des éléments assurant la rigidité de la construction). Il peut être, là encore, nécessaire de rajouter des contreventements.

L'entrechoquement se produit entre deux bâtiments mitoyens ou entre deux blocs d'un même bâtiment (garage et maison individuelle) séparés par un joint sismique de trop faible largeur. Les solutions permettant de prévenir ce phénomène sont radicalement opposées. On peut, soit supprimer ce joint en injectant de la résine qui assurera un couplage entre les deux constructions, soit augmenter sa largeur. La première méthode est souvent plus facile à mettre en œuvre.

Contreventement : Dispositif assurant la stabilité d'un bâtiment, d'une ossature, et s'opposant à la déformation, au déversement ou au renversement des constructions sous l'action des forces horizontales.

Torsion : Sollicitation qui tend à faire tourner les sections droites autour d'un axe longitudinal, dit " axe de torsion "

b - Augmenter la résistance mécanique de la structure

Cette démarche nécessite deux approches parallèles et indissociables. On doit conférer à l'habitation une meilleure résistance mécanique, mais également supprimer ou redistribuer les zones « faibles », comme les rez-de-chaussée sur pilotis, les ailes, les cages d'escalier en façade de bâtiment... etc.

Cette stratégie de renforcement est la plus traditionnelle et la plus fréquente lors de la réhabilitation parasismique d'une construction. Pour conférer une meilleure résistance mécanique à la structure, on peut faire appel aux opérations suivantes :

- Redimensionner, remplacer ou consolider les éléments structuraux,
- Ancrer efficacement (chaînage indispensable),
- Créer un nouveau système de contreventement,
- Renforcer la liaison avec les fondations,
- Traiter le sol d'assise.

Pour des raisons économiques, on peut limiter le renforcement à une partie des éléments porteurs. Mais leur répartition doit être homogène. Un renforcement local déplace la faiblesse sur les éléments voisins non renforcés. Il est nécessaire de conserver une vue d'ensemble de la structure et de la distribution des éléments rigides. Votre architecte vous y aidera.

Les zones faibles ; même lorsqu'elles sont renforcées, restent faibles. Il est intéressant et avantageux de les supprimer ou de les déplacer afin que leur distribution soit homogène.

Eclairons cette démarche, [17], au travers de trois exemples qu'on peut fréquemment rencontrer, en particulier dans une structure :

- Un rez-de-chaussée sur pilotis, ou largement ouvert constitue un point faible. Un renforcement des poteaux améliorera la situation mais ne résoudra pas le problème. Pour y remédier, on peut, par exemple, ajouter un contreventement en façade ou opter pour une façade légère aux niveaux supérieurs.
- Les cages d'escaliers situées en façade d'une construction constituent une zone faible.

Les trémies* sont «mal positionnées », car elles affaiblissent les planchers. Afin de pallier cet inconvénient, on peut les supprimer en optant pour des escaliers extérieurs ou déplacer les cages d'escaliers vers le milieu du bâtiment.

- Les dalles en porte-à-faux (balcons, auvents...) sont très vulnérables. Le risque d'effondrement est grand. Au-delà de leur renforcement, il vous est conseillé de supprimer les porte-à-faux, en faisant porter les dalles par des voiles ou autres structures latérales ou de faire porter les balcons par des poutres en porte-à-faux, qui seront moins vulnérables qu'une dalle.

Trémie : Ouverture de forme circulaire, carrée, rectangulaire ou autre, ménagée dans un plancher pour établir des communications verticales entre les différents étages d'une construction

II.3.1.3/ Les techniques de renforcement

L'ultime étape est le choix des techniques de renforcement. Il peut s'agir d'un renforcement de la structure ou du sol d'assise. En pratique, les professionnels du bâtiment recommandent souvent de cumuler les deux.

Elles peuvent être classées en différentes catégories :

- Renforcement par addition de nouveaux éléments de construction,
- Amélioration de la résistance de la section transversale des éléments constructifs (augmentation de la section d'enrobage, renforcement de l'armature... etc.),
- Renforcement par confinement (cas des cheminées et de certains poteaux),
- Renforcement par précontrainte,
- Réalisation d'ancrages efficaces (planchers dans les chaînages, équipements lourds etc.),
- Réparation (injection dans les fissures, remplacement de béton et d'armatures détériorés... etc.),
- Traitement du sol d'assise visant à augmenter sa portance, prévenir les tassements, supprimer la possibilité de liquéfaction, prévenir les mouvements de terrain.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels de coût, de rapidité de mise en œuvre et de durabilité, [17].

II.3.2/ Le tassement

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et de l'état du sol et des charges appliquées. Ces charges sont limitées par les conditions de stabilité qu'il faut respecter lors de la conception des ouvrages. En pratique, les fondations superficielles de bâtiments sont construites sur des sols relativement résistants et subissent des déformations faibles ce n'est pas le cas pour plusieurs constructions en Algérie, [11], que l'on peut habituellement estimer par un calcul linéaire. Les déformations les plus importantes sont celles des massifs d'argiles molles saturées, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années). Dans ce cas, on utilise une loi de déformabilité non linéaire pour évaluer l'amplitude finale du tassement et des déformations horizontales, et l'évolution du tassement au cours du temps est analysée en tenant compte de l'effet de la perméabilité limitée du sol sur la vitesse de déformation (consolidation) et de la viscosité du sol (fluage).

II.4/ Influence des facteurs environnementaux

En Algérie, les agents agressifs les plus fréquents sont les sels de chlorures, provenant des embruns marins présents sur toute la bande littorale du fait de la proximité de la mer Méditerranée, le dioxyde de carbone CO_2 dans l'atmosphère provenant des émissions de gaz, ces deux agents peuvent provoquer, [10], les pathologies suivantes :

➤ La corrosion des armatures

Les produits de la corrosion étant expansifs ils provoqueront dans un premier temps la fissuration du béton de peau puis son éclatement. Deux autres effets nuisibles pour la sécurité de l'ouvrage se produisent : la perte de section utile combinée à la perte d'adhérence.

Action de la carbonatation :

La carbonatation entraîne des modifications notables dans la structure du matériau. Le dioxyde de carbone CO_2 qui pénètre dans le béton se dissout dans l'eau qu'il contient et réagit avec l'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$, sous forme de portlandite, ou les silicates de calcium hydratés, pour former du carbonate de calcium CaCO_3 . Ce phénomène est appelé carbonatation et il entraîne une diminution du pH de la solution interstitielle. Lorsque le front de carbonatation atteint les armatures celles-ci sont dépassées. La couche de passivation n'étant stable qu'en milieu basique, la corrosion des armatures peut débuter. Insistons sur le fait que la carbonatation n'altère pas forcément les propriétés mécaniques et de transfert du béton— il semble même qu'elle les améliore dans certains cas. En fait elle met en danger uniquement les armatures si elles sont atteintes par le front de carbonatation.

La vitesse du front de carbonatation dépend de la perméabilité au gaz du béton car le CO_2 pénètre par la porosité du béton mais également de la teneur en humidité du béton. Une humidité relative de 50% est favorable aux réactions, [16].

Action des ions chlorures

Les ions chlorures vont se propager dans le réseau poreux du béton d'enrobage véhiculés par l'eau. S'ils atteignent les armatures en quantité suffisante, appelée concentration critique, les aciers vont alors être dépassivés et la corrosion va débuter en présence de dioxygène puis se propager.

Une concentration critique est donc nécessaire pour que la dépassivation débute. Ce taux limite est fonction du ratio entre les ions chlorures et les ions hydroxydes présents dans la solution interstitielle et du traitement de surface des armatures. Des approches utilisées pour établir ces prévisions reposent sur des modèles simples de prévision, déterministes, ou sur des modèles faisant appel à des notions de fiabilité, incluant le plus souvent un modèle de coût de cycle de vie. On peut alors prédire l'évolution dans le temps des indicateurs de durabilité et les comparer à des valeurs seuils. Tous ces modèles ont besoin de données de référence, qualifiant :

- (a) La géométrie et l'état de l'ouvrage au moment de l'inspection ;
- (b) Les propriétés qui en conditionneront l'évolution, [16].

➤ **Gonflement due à la présence de sulfates**

L'eau de mer est chargée en ions sulfates. Ces ions ne sont pas passifs vis à vis de la matrice cimentaire.

Les modes d'action des sulfates dans le béton sont complexes, nombreux, et pas tous encore identifiés. Cependant la formation de certains composés chimiques a permis d'expliquer le gonflement résultant de la pénétration des ions sulfates. Les sulfates, véhiculés par l'eau, en pénétrant dans le béton véhiculés par l'eau vont réagir chimiquement avec la matrice cimentaire pour former de nouveaux hydrates qui sont expansifs, ce gonflement entraînant des tensions au sein du béton, tensions engendrant de la fissuration.

Trois types de composés peuvent se former en fonction entre autre de la concentration en sulfate de l'eau, du pH environnant, et de la température: l'ettringite le gypse et la thaumasite.

L'ettringite secondaire :

La formation d'ettringite est fréquemment associée à la description des attaques sulfatiques. Elle se forme à partir de C_3A non hydraté quand le béton a déjà durci. elle peut générer de l'expansion. Le caractère expansif ou non de l'ettringite, lié à sa façon de cristalliser, dépend de la composition de la solution, et en particulier de sa teneur en chaux CaO donc du pH, [16].

Le gypse

Le gypse peut résulter de la dissolution de l'ettringite, dans des solutions relativement pauvres en hydroxyde de calcium quand le pH devient inférieur à 11,5-12. Les dommages causés peuvent être de deux types : l'écaillage et le gonflement du béton. Pour évaluer les conséquences de la seule formation de gypse, il était nécessaire d'empêcher la formation d'ettringite, en utilisant des liants sans C_3A . On remarque que l'absence de C_3A ou d'ettringite par exemple, n'exclue pas l'occurrence d'une attaque sulfatique celle-ci étant due à la formation de gypse.

- **La présence de sulfates dans les sols pour les régions du Sud** : On constate la présence de sels dans le sol sous forme de **sulfates** qui constituent un facteur agressif qui attaque le béton au contact des fondations.

Ces facteurs environnementaux sont aussi liés à la pollution plus ou moins importante de l'air, de l'eau et des sols en contact localement avec l'ouvrage.

II.5/ Qualité du béton et durabilité

Le béton, résultat d'un processus de fabrication et de mise en œuvre, apparaît 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 comprise comme l'aptitude de ce matériau à satisfaire les besoins exprimés ou implicites de chaque intervenant, (tableau II.6), que ceux-ci soient d'ordres techniques, économiques, esthétiques ou écologiques.

La qualité requise finale est la traduction de tous ces besoins (qualité d'usage) sous forme d'exigences techniques contractuelles ou complémentaires, ces dernières pouvant être exprimées en exigences de résultats (spécifications) ou en exigence de moyens (prescriptions) ; l'ensemble des spécifications et des prescriptions constitue les stipulations du marché, [14 et 4].

En Algérie, il y a lieu de signaler que les études menées sur les chantiers par différents organismes, [7, 8 et 9] afin 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 dans sa mise en œuvre :

A partir de différentes études, il ressort :

- Des défaillances (formulation....etc.) qui ont des conséquences sur les performances 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 II.6 : Définition des rôles des intervenants suivant les types de bétons, [14].

Type de béton	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.
Béton à composition prescrite BCP	Définition des données de base suivant la norme NF EN206-1 et des données complémentaires.	Contrôle de conformité de la composition prescrite du béton.	Si 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.		

II.6/ Exemple d'expertises

L'expertise des ouvrages en béton armé dans la région de **Biskra** a montré que la mauvaise durabilité des structures en béton est due aux multiples facteurs d'influence qui diffèrent selon le type d'ouvrage et son milieu environnant.

L'objectif de ce travail est d'arriver à rassembler les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton armé dans la région étudiée, et faire apparaître leurs fréquences.

II.6.1/ Les facteurs influant sur la dégradation des ouvrages dans la région de Biskra

II.6.1.1/ Codification

Code 1 : Les facteurs liés à la nature des matériaux.

Code 2 : Les facteurs liés à la mise en œuvre.

Code 3 : Les facteurs liés à la conception.

Code 4 : Les facteurs liés au climat et à l'environnement.

Code 5 : Les facteurs liés aux conditions d'exploitation.

Code 6 : Les facteurs liés au manque d'entretien.

II.6.2.2/ Données et résultats obtenus

A / Les ouvrages à usage d'habitation

Tableau II.7 : Ouvrages dégradés à usage d'habitation dans la région de Biskra, [11].

Ouvrage	Année de réalisation	R+n	Année de dégradation	Cause principale de dégradation	Facteurs d'influence sur la dégradation
90 logements à Biskra	1975	R+2	1994	Corrosion	-Mauvaise qualité de béton.
114 logements à Biskra (cité Izdihar)	1978	R+3	1995		-Sol agressif.
130 logements à Sidi Okba	1990	R+2 et R+1	1997		-Défauts de conception (étanchéité)
100 logements à Zeriba	1989	R+4	1993	Tassement de sol	-Absence d'entretien
20 logements à El Kantara	2000	R+1	2003		-Sol agressif



Figure II.3 - Corrosion accélérée des amorces poteaux, [11].



Figure II.4 - Fissures à l'extérieur dues au tassement différentiel, [11].

L'histogramme ci-dessous met en évidence la prépondérance de trois facteurs (manque d'entretien 30%, mise en œuvre 25% et climat et l'environnement 20%), les autres interviennent mais assez peu.

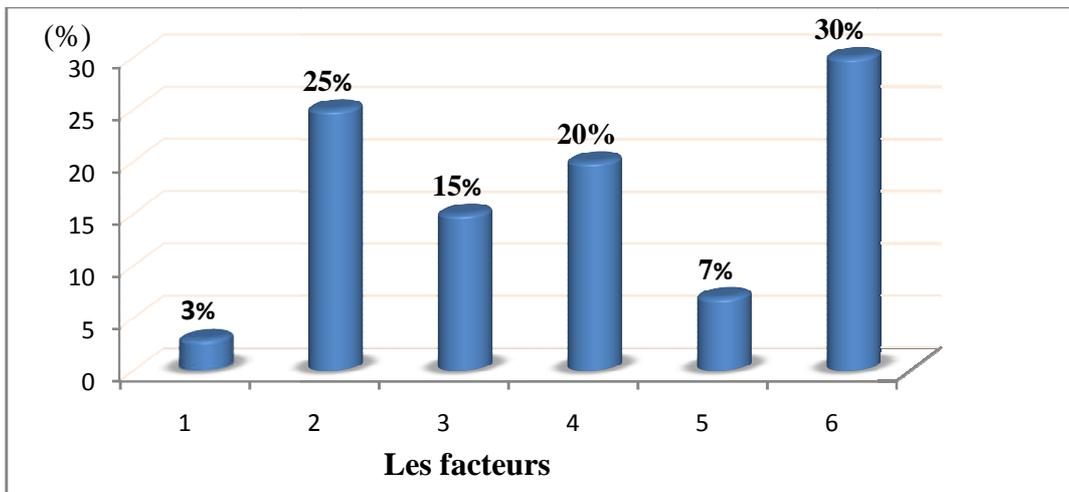


Figure II.5 - Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages d'habitation

B / Ouvrages publics**Tableau II.8 :** Ouvrages publics dégradés dans la région de Biskra, [11].

Ouvrage	Année de réalisation	R+n	Année de dégradation	Cause principale de la dégradation	Facteurs d'influence sur la dégradation
Lycée M. Bedjaoui à Al Alia	1985	R+1 et RDC	1994	Corrosion	-Mauvaise qualité du béton. -Mauvaise conception. -Sol agressif -Absence d'entretien.
CEM Khaoula la ville de Biskra	1978	R+1	2000	Tassement de sol	-Sol agressif -Absence d'entretien
Brigade de gendarmerie a Zeribet El Oued	1989	R+2	1993		
Groupe scolaire à Beb El- Darb	2000	R+1	2000	Dégradation générale	-Mauvaise qualité de béton -Défauts de mise en œuvre et de conception
Mosquée el Ghaid Maidha	Années 70	RDC	1989	Corrosion	-Mauvaise qualité de béton -Défauts de conception et absence d'entretien

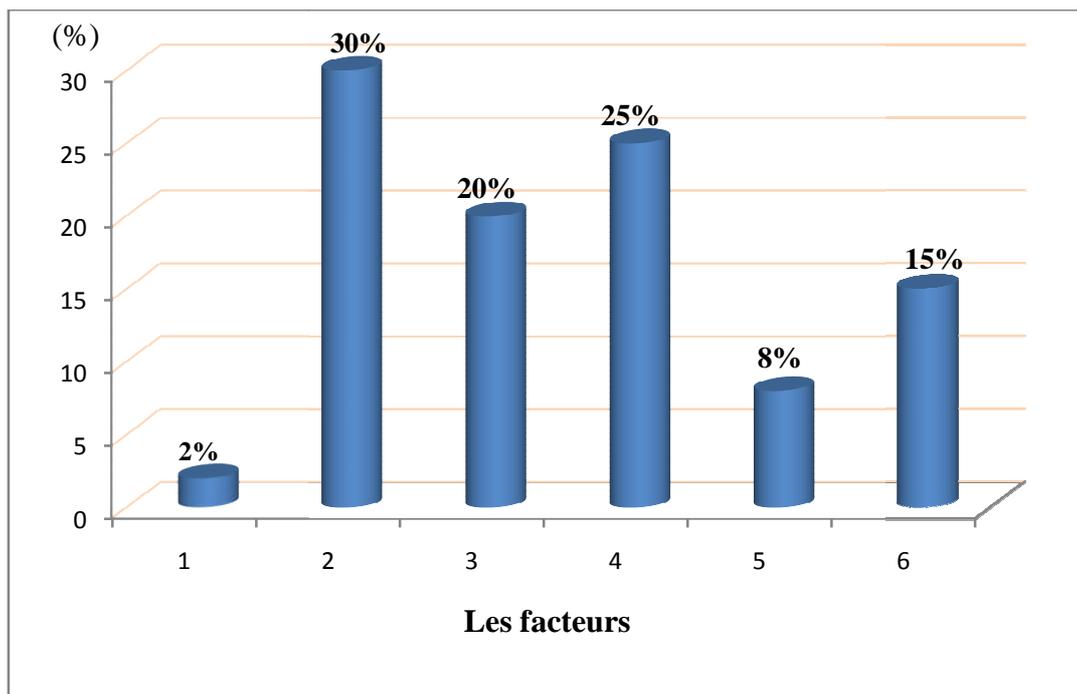


Figure II.6 : Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages publics.

Dans les ouvrages publics, On constate d'après l'histogramme ci-dessus, la prépondérance de quatre facteurs (manque d'entretien 15%, mise en œuvre 30%, climat et l'environnement 25% et la conception 20%), la natures des matériaux et les conditions d'exploitation interviennent mais assez peu.

C/ Les Ponts

Le nombre de ponts sur les routes nationales de la wilaya de Biskra est très important, **79** ponts, y compris les dalots de longueur supérieure à 4 m. Le nombre des ponts dégradés selon le rapport des visites d'inspections détaillées faites par le CTTP (contrôle technique des travaux publics) en 1993 est de **22** ponts. Il est évident qu'actuellement, le nombre est supérieur, et que les dégradations relevées sont plus graves surtout pour ceux qui présentaient des fissures légères et qui n'ont pas été réparés.

II.7/ Conclusion

Suivant les études et les expertises munies par différents chercheurs et organismes spécialisés en la matière, on peut conclure que les principaux facteurs qui influent sur la durabilité du béton et des ouvrages en béton et béton armé en **Algérie**, sont essentiellement liés à :

La qualité des matériaux

Les quelques études entreprises ont mis en évidence des lacunes et des manquements qui ont des conséquences sur les performances du béton, et par voie de conséquence sur sa durabilité, notamment à moyen et à long terme. 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.

Climat et environnement

La zone maritime, qui génère des embruns marins et une importante humidité relative sur l'ensemble de la bande côtière qui constitue le littoral, la zone chaude et semi-aride concerne principalement la région des hauts plateaux, puis celle qui couvre le Sahara correspondant à un climat très sec avec des températures élevées notamment en été. Pour ce climat, la prédominance de la chaleur caractérisée par un fort gradient thermique est à relever dans l'ensemble.

Concernant l'environnement, il y a lieu de relever la présence des **chlorures** sur tout le littoral, la **carbonatation** dans les zones urbaines et industrielles, ce qui va engendrer le phénomène de la **corrosion des armatures** ainsi que l'existence de **sulfates** dans les sols dans les régions du sud en particulier.

L'action sismique

A tous ces facteurs cités agissant sur la durabilité s'ajoute, les agressions des secousses sismiques au nord du pays, qui provoque des fissures et des microfissures due aux vibrations, ce qui facilite la pénétration des agents agressifs.

Il est utile de signaler d'autres facteurs de dégradation tels :

- Mauvaise conception
- Absence d'entretien

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE POUR LE CHAPITRE II

- [1] : **K. EL HASSAR, M. KROUBI, A. SACI** ONM « Zonage climatique pour la réglementation thermique des bâtiments » / CNERIB /2004
- [2] : Études d'expertises et élaboration des D.A.O. de réhabilitation de vingt-cinq (25) ouvrages d'art. Document réalisé par : LCTP Hussein dey juin 2004
- [3] : ACC «Dosage et contrôle des mélanges de bétons » Association Canadienne du Ciment Canada 2004. p. 227 et 231 EB 101 07T.
- [4] : Fiches techniques CIMBETON G11-10-2006 « Fabrication et mise en œuvre ».
- [5] : « Bétonnage en climat chaud » Lafarges Ciments.
- [6] : « Règlement Parasismique Algérien »version 1988 / CGS.
- [7] : **F. KHARCH S. BOUTAMINE** « Etude critique de bétons fabriqués dans les chantiers Algériens » / USTHB, 1994.
- [8] : **H. BATATA, M. IDIR** : « Qualité des bétons produits dans la région du centre » / CNERIB, 1996.
- [9] : **Y.BENNA ; S. AIT SAID** : Contrôle de la qualité de la construction » CNERIB 2002
- [10]: **S. AIT SAID .Y. BENNA AH. BENOUA** : Projet de recherche sur la durabilité, intitulé de la phase « identification et analyse des facteurs influant sur la durabilité des bétons en Algérie », CNERIB, octobre 2006.
- [11] : **S. HAOUARI, A. GUETTALA** : « Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton arme dans la région de Biskra », juin 2005, pp.109-116.
- [12] : **VICTOR DAVIDOVIC**, Rapport de mission, Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003.
- [13]: **S. BEDJOU Y. BENNA M. BOUSRI A. BRARA S** ; Projet de recherche sur la durabilité, intitulé de la phase « Localisation des armatures corrodées dans une structure et moyens de traitement», CNERIB mai 2006.
- [14] : **Jean-Marie GEOFFRAY** : Qualité du béton : Essais, contrôles et vérifications, édition science de l'ingénieur.
- [15] : **Jean-Marie GEOFFRAY** : Béton hydraulique – Mise en œuvre, Rhéologie et maturité des bétons ; science de l'ingénieur.
- [16] : **Stéphanie BONNET et Abdelhafid KHELIDJ** : La durée de vie des ouvrages en béton armé situés sur la façade atlantique Report N°2-1 « Concrète in marine environment ».
- [17] : **RENAUT FAVRE, JEAN PAUL JACCOUD ET OLIVIER BURDET**, Traité de génie civil, dimensionnement des structures en béton. Volume 8.
- [18] : **PIERINO LESTUZZ**, séismes et constructions, éléments pour non spécialistes.

Chapitre III

Approche performantielle de la durabilité du béton

Introduction

Actuellement, dans les pays avancés (USA, UE...etc.), des travaux importants sont consacrés au développement de nouvelles approches de la durabilité, afin d'accroître la durée de vie des structures en béton armé en faisant appel à des techniques les moins chères que possible, avec l'utilisation croissante de formules de béton complexes, incorporant par exemple des additions hydrauliques ou pouzzolaniques, une approche performantielle semble particulièrement bien appropriée.

De telles approches ont été développées par plusieurs chercheurs et organismes. Elles sont toutes basées sur des propriétés fondamentales des matériaux, des **indicateurs de durabilité** et sur la spécification de critères performantiels adéquats relativement à ces indicateurs. Elles font intervenir également des modèles prédictifs.

L'objectif est de concevoir des bétons susceptibles de protéger les ouvrages en béton armé contre une dégradation donnée (par exemple la corrosion des armatures ou l'alcali réaction....etc.) ; pour une durée de vie fixée et dans des conditions environnementales données (par exemple celle des ouvrages maritimes.....etc.).

Les **indicateurs de durabilité** sont choisis sur la base, d'une part de leur pertinence théorique dans la quantification et la prévision de la durabilité (par exemple propriétés de transport impliquées dans les équations fondamentales), et d'autre part, de leur aptitude à être déterminés de façon fiable et facile, au moyen de méthodes de laboratoire bien définies et reproductibles.

Nous proposons dans ce chapitre une synthèse générale de cette démarche avec une adaptation au contexte de l'Algérie.

III.1/ Contexte, intérêt et objectifs d'une approche performantielle

III.1.1/ Situation actuelle : Gestion du parc d'ouvrages

A l'heure actuelle, les opérations de surveillance des ouvrages ne font pas de détection préventive du risque de corrosion.

Cette dernière est donc découverte lorsqu'elle se manifeste au grand jour. Des réparations lourdes, délicates et coûteuses sont souvent nécessaires, alors qu'un entretien préventif aurait pu les éviter. Leur fréquence est, de plus, néfaste du point de vue de la réputation et de l'image des constructions en béton armé. En outre, de nouveaux désordres peuvent apparaître à proximité des réparations effectuées quelques années auparavant.

De plus, les enseignements que l'on peut tirer de l'observation des ouvrages existants dégradés ne sont pas complètement transposables aux ouvrages nouvellement construits en raison des modifications de la réglementation, des différences de conception, ainsi que de l'évolution des matériaux, des méthodes de construction et également des agents agressifs (nature, fréquence, zones concernées...). En effet et comme évoqué précédemment, entre le moment où un ouvrage est construit et le moment où des désordres dus à la corrosion des armatures ou à l'alcali-réaction sont constatés visuellement, il peut s'écouler plusieurs dizaines d'années, [52].

III.1.2/ Évolution des projets d'ouvrages, intérêt d'une approche performantielle

Les constatations (chapitre I) illustrent l'intérêt d'une approche performantielle, au-moins dans le cadre de la prévention de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction et d'autres processus de dégradation, où les règles portent essentiellement sur le résultat à atteindre et laissent la liberté des moyens, dans une recherche de qualité croissante et afin de concevoir des structures durables.

En effet, les formules de béton évoluent, avec par exemple l'utilisation de plus en plus fréquente de bétons à hautes performances (BHP) et de bétons autoplaçants (BAP), ou plus généralement le recours à des constituants non traditionnels tels que les superplastifiants ou les sous-produits de l'industrie tels que les additions minérales. Ceci résulte d'un souci croissant d'augmenter les performances à moindre coût, tout en préservant l'environnement. Les types d'ouvrages évoluent également, de même que les durées de vie spécifiées par rapport à la durée de vie de l'ordre de **50 ans** classiquement exigée, [52].

III.1.3/ L'approche performantielle, avantages et contraintes

Cette nouvelle tendance de conception des ouvrages sur la base d'une approche performantielle nécessite de prendre en compte, dès la phase de conception, le comportement à long terme et de pouvoir spécifier, notamment pour les projets importants, des critères performantiels sûrs et objectifs en matière de **durabilité**.

La phase de conception est en effet capitale : c'est à ce stade que l'on peut agir au maximum sur le niveau de durabilité, en vue de limiter les dépenses de maintenance et d'entretien futurs. Il est en effet toujours plus facile et moins coûteux d'optimiser la

formule du béton, plutôt que de mettre en œuvre des moyens lourds et souvent d'efficacité aléatoire lors de la construction ou lors des phases de réparation. Les critères performantiels doivent être adaptés aux nouvelles exigences de **durée de vie**, aux nouvelles méthodes de formulation des bétons et aux procédés de fabrication (préfabrication, par exemple), mais aussi, au-delà de la technique, d'une manière générale, aux objectifs économiques, environnementaux et sociaux spécifiques à chaque ouvrage, quelle qu'en soit l'importance.

L'approche performantielle de la durabilité doit être appliquée pour la construction, mais également pour la gestion (ultérieure) des ouvrages, [52].

III.1.4/ Nouvelle approche performantielle et prédictive de la durabilité

Cette approche a été développée pour la prévention de la corrosion des armatures et des dégradations générées par l'alcali-réaction, en se plaçant au niveau du matériau béton, dans le cadre du groupe de travail de l'association Française de Génie Civil (AFGC) : Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité. Ce groupe rassemblait une vingtaine d'experts des laboratoires publics et privés, des entreprises et des organismes techniques, ainsi que des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre. Le travail réalisé a donné lieu à la publication d'un document de référence, [13].

Cette nouvelle approche de la durabilité offre à l'ingénieur (et au concepteur en général) une « boîte à outils », c'est-à-dire une méthodologie complète, pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité. Elle fournit des réponses pratiques, applicables dès maintenant sans attendre de nouveaux progrès scientifiques. Elle est basée sur des paramètres simples, mais particulièrement pertinents pour quantifier les phénomènes et pour utiliser des outils prédictifs.

III.1.5/ Etapes de la démarche performantielle

La démarche performantielle se déroule en général de la manière suivante

- Définition de la catégorie de l'ouvrage en déterminant son importance économique et stratégique, en particulier en sélectionnant la **durée de vie exigée**,
- Définition des conditions environnementales incluant par exemple le type d'agressivité, les variations de l'humidité, ... etc
- Définition des risques de dégradation : corrosion des armatures, alcali réaction, ...
- Choix des indicateurs de durabilité et des caractéristiques du matériau en fonction des caractéristiques de l'ouvrage, de son environnement et des dispositions constructives ;
- Sélection des spécifications relatives aux indicateurs de durabilité en fonction de l'importance de l'ouvrage, du type d'environnement, de la durée de vie exigée et des dispositions constructives ;

- Réalisation des essais de laboratoire sur béton suivant un mode opératoire bien déterminés, sur des éprouvettes conservées dans des conditions précises et pendant une durée préconisée;
- Choix d'un modèle prédictif de durée de vie où les indicateurs de durabilité paraissent comme des données d'entrée, [51].

III.2 / Durée de vie, définitions

La durabilité sous-entend un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau et sa mise en œuvre.

Il faut entendre par durée de vie, la durée de service sans précaution initiale particulière (telle que protection cathodique, par exemple), sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure. Elle correspond donc à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique (propreté des parements).

III.3/ Indicateurs de durabilité et autres paramètres

III.3.1/ Définition des indicateurs de durabilité

Il s'agit de paramètres relatifs au matériau constitutif, (béton), qui apparaissent comme fondamentaux pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure vis-à-vis d'un ou de plusieurs processus de dégradation. Ils interviennent par exemple dans les équations régissant les phénomènes et figurent parmi les données d'entrée des modèles de prédiction de la durée de vie. Cette première condition permet d'assurer leur pertinence théorique. Une seconde condition doit en outre être vérifiée : ces paramètres doivent être facilement quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur éprouvettes ou sur prélèvements, selon des modes opératoires bien définis et validés. Les méthodes d'essai doivent de plus présenter une reproductibilité, une précision, une simplicité et une rapidité adéquates.

Deux catégories d'indicateurs sont à distinguer, [13 et 52]. La première est celle des indicateurs de durabilité **généraux**, qui sont valables pour différents types de dégradation (corrosion des armatures, alcali-réaction...etc.). La deuxième catégorie est celle des indicateurs **spécifiques** relatifs à un processus de dégradation donné, par exemple l'alcali-réaction ou le gel.

En outre, la détermination directe de certains indicateurs de durabilité généraux pourra être remplacée par celle d'indicateurs de **substitution**.

III.3.2/ Indicateurs de durabilité généraux sélectionnés

Les indicateurs de durabilité généraux que l'on peut sélectionner selon les critères explicités ci-dessus, sont les suivants

- Porosité accessible à l'eau;
- Coefficient de diffusion (apparent ou effectif) des ions chlorure;

- Perméabilité aux gaz;
- Perméabilité à l'eau liquide;
- Teneur en portlandite Ca(OH)_2 (initiale, dans le cas d'un matériau carbonatable).

Ce panel **d'indicateurs** de durabilité généraux constitue un ensemble de paramètres non redondants. Néanmoins, la détermination de l'ensemble de ces paramètres n'est pas systématiquement nécessaire.

Dans cette liste, les paramètres à déterminer effectivement dépendront des dégradations prévisibles, de l'environnement, du cas pratique étudié...etc. Ceci est illustré par les paramètres impliqués dans les spécifications selon le cas considéré ou encore par ceux requis par les modèles prédictifs.

III.3.3/ Indicateurs de durabilité spécifiques, sélection et justification

Selon le processus de dégradation considéré, il peut s'avérer nécessaire de compléter le panel d'indicateurs généraux par des **indicateurs spécifiques** à ce processus à titre d'exemple, pour la prévention des dégradations dues **au gel**, les caractéristiques du réseau de bulles d'air (en particulier le facteur d'espacement : demi-distance entre deux bulles voisines) semblent être un indicateur spécifique pertinent, [10 et 29]. En effet, ces caractéristiques peuvent se révéler au moins aussi importantes que les caractéristiques du réseau poreux, vis-à-vis du gel, selon le type de béton considéré et la quantité d'air entraîné. Dans le cas de la prévention des dégradations dues à **l'alcali-réaction**, les indicateurs spécifiques, [13], concernent deux échelles d'observation.

• Indicateurs chimiques microscopiques (relatifs aux constituants du béton)

Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique), pour l'évaluation de la réactivité des granulats et la concentration en alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$) actifs de la solution interstitielle (où $[\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}] = [\text{Na}_2\text{O}] + 0,658 [\text{K}_2\text{O}]$). Le rôle primordial des alcalins actifs, c'est-à-dire ceux dosés dans le filtrat d'une attaque sélective, dans le développement d'une alcali-réaction a en effet été démontré. Le moyen le plus simple d'accéder à cet indicateur est d'effectuer un bilan des alcalins.

On notera que le recours à cet indicateur n'est nécessaire que dans le cas de granulats peu réactifs (PR), [13].

• Indicateur global et macroscopique (relatif au béton durci)

Déformations de gonflement d'éprouvettes en béton (« essai de performance » d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali réaction, faisant l'objet de la norme NF P 18-454. Cet indicateur est requis seulement dans certains cas.

III.3.4 / Indicateurs de substitution, fonctions et sélection

La nouvelle approche de la durabilité ayant pour vocation de rester très souple et modulable afin de s'adapter aux besoins de chaque utilisateur, il peut être envisagé de remplacer la détermination directe de certains des indicateurs de durabilité généraux par celle d'indicateurs de substitution. Ce pourra notamment être le cas pour des paramètres plus faciles à déterminer ou tout au moins accessibles par des méthodes d'essai pratiquées plus couramment dans certains laboratoires, ou bien pour des paramètres plus adaptés au problème posé ou aux modèles mis en œuvre, ou encore lorsque des méthodes fournissant des données complémentaires aux indicateurs généraux sont requises, [52].

Les **indicateurs de substitution** pourront soit être utilisés directement (notamment pour un simple classement de bétons, sous réserve qu'un système de classement soit disponible), soit permettre via des méthodes indirectes d'accéder aux indicateurs de durabilité généraux proposés.

On peut classer parmi les indicateurs de substitution, les paramètres suivants :

- Porosité accessible au mercure;
- Résistivité électrique;
- Quantité d'électricité mesurée selon l'essai AASHTO (Norme ASTM C 1202);
- Coefficient de diffusion du CO₂ (ou de l'O₂) dans les matériaux carbonatés;
- Coefficient de diffusion de l'eau tritiée;
- Coefficient d'absorption capillaire ou sorptivité.

III.3.5/ Caractéristiques de base, définition et sélection

Il existe des paramètres qui, même s'ils ne sont pas directement liés à la notion de durabilité et ne constituent par exemple pas des données d'entrée pour les modèles de prédiction de la durée de vie, n'en demeurent pas moins des paramètres indispensables à une bonne caractérisation du matériau et à l'évaluation de sa qualité. Dans l'approche proposée, ces paramètres porteront à la dénomination de caractéristiques de base.

Il semble judicieux de préconiser la détermination systématique de ces **caractéristiques de base** pour toute étude de durabilité.

Ainsi, la résistance caractéristique (ou moyenne) à la compression devra être déterminée (conformément aux normes en vigueur) à l'échéance de 28 jours pour toutes les formules, et également à 90 jours dans certains cas (en présence de quantités importantes de laitiers et/ou d'additions pouzzolaniques, par exemple).

III.3.6/ Paramètres complémentaires, définition

Suivant le problème considéré, outre les caractéristiques de base et les indicateurs de durabilité précédemment définis, la détermination de paramètres complémentaires peut s'avérer nécessaire. La détermination de ces paramètres complémentaires peut ainsi être requise lorsque la méthode choisie pour l'évaluation de certains indicateurs est indirecte, ou lorsque ces paramètres figurent parmi les données d'entrée d'un modèle prédictif que

l'on souhaite mettre en œuvre, ou encore, de façon plus générale, pour aider à l'interprétation (par exemple, confirmation d'une tendance), voire à la prévision de la durabilité.

Le nombre de paramètres complémentaires à déterminer dépendra du problème posé, notamment des spécificités de la formule de béton, de la catégorie de l'ouvrage et de son environnement, de la durée de vie exigée par le maître d'ouvrage et de ses exigences particulières.

Exemple: Il peut devenir indispensable de quantifier plusieurs paramètres complémentaires dans le cas d'un ouvrage spécial avec un niveau d'exigence élevé (durée de vie supérieure à **120 ans**).

En tout état de cause, les paramètres complémentaires à déterminer seront fonction des moyens (dispositifs d'essais), du temps et du budget disponibles.

III.4/ Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux

III.4.1/ Importance de la porosité accessible à l'eau

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. Elle est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Ce paramètre est plutôt bien corrélé avec la résistance moyenne à la compression : quand la porosité diminue [du fait de la diminution du rapport eau sur ciment (E/C), de l'ajout d'ultrafines...], la résistance augmente. De plus, la porosité accessible à l'eau reste toutefois un paramètre global, pas toujours suffisamment discriminant.

III.4.2/ Importance des propriétés de transport

La dépassivation des armatures, et de là un éventuel démarrage de leur corrosion, est initiée lorsque le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure a traversé le béton d'enrobage et atteint le premier lit d'armatures. Ceci signifie que les propriétés de transport du béton (**perméabilité et coefficient de diffusion**) vont jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité des ouvrages. Dans le cas de la corrosion des armatures, le transport de l'eau, du dioxyde de carbone, de l'oxygène et, éventuellement, des ions chlorure s'ils sont présents entrent en jeu.

De façon plus générale, la durabilité est très souvent liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. En outre, tout mécanisme de dégradation, même interne au béton, fait intervenir un processus de transport en phase gazeuse ou en phase liquide, au moins de molécules d'eau et le cas échéant d'ions, tels que par exemple, alcalins, calcium et silicates dans le cas de l'alcali-réaction.

Ainsi, leur rôle majeur dans tout processus physico-chimique à l'origine de dégradations justifie, d'un point de vue théorique, d'inclure des propriétés de transport dans la palette d'indicateurs sélectionnés, comme l'illustrent les paragraphes suivants.

III.4.2.1/ Coefficients de diffusion des ions chlorures

III.4.2.1.1/ Processus de diffusion

La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces (molécules ou ions) soumises à un gradient de potentiel chimique (concentration, dans le cas des ions). La cinétique de diffusion dépend de la dimension des molécules ou des ions diffusants. À l'échelle macroscopique, le coefficient de diffusion est fonction de la porosité totale et peut également être influencé par la fissuration. Si la fissuration est peu intense, on constate que l'influence sur la diffusion reste limitée.

En présence d'une microfissuration uniformément répartie et traversante, le coefficient de diffusion subit une évolution significative, mais qui reste faible par comparaison avec la perméabilité qui peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur.

De nombreuses espèces chimiques potentiellement agressives pour le béton ou les armatures pénètrent dans le béton et/ou transitent dans sa phase liquide interstitielle par diffusion. Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, au démarrage de la réaction, les différents ions impliqués sont présents sur les sites réactionnels. Cependant, au fur et à mesure de leur consommation, le renouvellement de ces ions sur les sites nécessite un apport par diffusion au sein de la solution interstitielle. La détermination d'un coefficient de diffusion est donc de première importance. De même, en conditions saturées, quand la concentration en ions chlorure est plus élevée dans le milieu environnant que dans le béton, le gradient de concentration induit une pénétration et la progression de ces ions par diffusion dans la phase liquide interstitielle du béton. Comme évoqué précédemment, ces ions ont un impact direct sur la corrosion des armatures.

De plus, la détermination du coefficient de diffusion des ions chlorure fait l'objet de modes opératoires. Il apparaît donc judicieux de sélectionner le coefficient de diffusion des ions chlorure pour quantifier l'aptitude à la diffusion ionique du béton.

III.4.2.1.2/ Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure

Si l'on néglige les interactions électriques entre les chlorures et les autres ions présents, le processus de diffusion est décrit par la première loi de **Fick** : si les ions se déplacent suivant une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène, le flux massique J (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$), représentant la quantité d'ions se déplaçant à travers une unité de surface de béton pendant une seconde, est donné par :

$$J_x = -D_{eff} \frac{\partial C_f}{\partial x} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

D_{eff} : le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure dans le matériau (en $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$).

C_f : la concentration en chlorures « libres », c'est-à-dire solubles dans l'eau, de la solution interstitielle (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$), à la profondeur x et au temps t .

Le coefficient de diffusion effectif est fonction non seulement du matériau (composition, âge, degré de saturation, état de carbonatation, fissuration...), mais également des conditions environnementales (concentration en chlorures, température,...). Des relations empiriques $D_{\text{eff}} = f(T, [C_f]...)$ ont été proposées dans la littérature.

III.4.2.1.3 / Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure

En tenant compte de la loi de conservation de la masse, on obtient la seconde loi de Fick, qui s'écrit, lorsque le coefficient de diffusion effectif est constant, de la façon suivante :

$$\frac{\partial C_f}{\partial t} = D_{\text{app}} \frac{\partial^2 C_f}{\partial x^2} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

Avec : D_{app} : Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure dans le matériau ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)
C'est cette équation ci-dessus qui est généralement utilisée pour décrire la pénétration des chlorures par diffusion dans le béton saturé en régime non stationnaire, [9 et 42].

III.4.2.1.4/ Relation entre coefficients de diffusion effectif et apparent des ions chlorure

Les deux coefficients de diffusion D_{eff} et D_{app} sont liés par la formule ci-dessous, faisant intervenir notamment la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice $m_b = f(c_f)$ et la porosité du matériau :

$$D_{\text{app}} = \frac{D_{\text{eff}}}{\phi + \rho \cdot \partial m_b / \partial C_f} \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

Avec :

Φ : La porosité du matériau accessible aux chlorures (en $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$),

m_b : La masse de chlorures liés à la matrice par unité de masse de solide sec (en $\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1}$),

ρ : La masse volumique apparente du matériau à l'état sec (en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$), la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice (appelée capacité de fixation ou encore coefficient de partage).

Dans l'hypothèse où la capacité de fixation k_d est constante, celle-ci peut être évaluée de façon simple à partir des paramètres de formulation, [22]. Dans le cas général, l'isotherme n'étant pas linéaire, k_d n'est pas constante. La capacité de fixation peut alors être obtenue expérimentalement selon les méthodes proposées, ou encore par calcul à partir des paramètres de formulation, [34 et 35], où le calcul est basé sur une isotherme de Langmuir).

III.4.2.2/ Perméabilité aux gaz et aux liquides

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale (i.e. selon la loi de Darcy). La vitesse de filtration V (en $m \cdot s^{-1}$) d'un fluide régie par la loi de Darcy s'écrit, en négligeant les effets de gravité et les effets dynamiques, selon :

$$V = - \frac{K}{\eta} k_r(S) \nabla P \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

V : le gradient de pression auquel est soumis l'échantillon de matériau,

$k_r(s)$: la perméabilité relative au fluide (qui est fonction du taux de saturation en eau liquide s),

η : la viscosité dynamique du fluide,

K : la perméabilité intrinsèque du matériau qui est théoriquement indépendante des phases saturantes.

La perméabilité apparente ($K \cdot k_r(S)/\eta$) dépend donc des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau (distribution des volumes poreux, connectivité...) et également de l'état hydrique de l'éprouvette ou de la structure considérée. Ainsi par exemple, la perméabilité aux gaz d'une éprouvette de béton augmente quand le taux de saturation en eau moyen diminue, [1, 42, 59 et 83].

La perméabilité dépend également de l'état de (micro)fissuration, bien que la corrélation entre ces deux paramètres ne soit pas clairement établie. Le degré de connectivité, l'ouverture, ainsi que la rugosité des lèvres de la fissure interviennent, comme le montrent les résultats d'essais reportés dans la littérature (où la fissuration est provoquée volontairement par un chargement mécanique, [31, 32, 39 et 47]). Lorsqu'un matériau est fissuré, ce sont les fissures qui contrôlent l'écoulement du gaz sous gradient de pression totale. La perméabilité peut alors augmenter de plusieurs ordres de grandeur par rapport à celle du matériau non fissuré.

Toutefois, l'influence des fissures ne devient prépondérante devant celle du taux de saturation que lorsque les fissures sont suffisamment ouvertes ($> 10\mu m$).

Lorsque les transferts de fluide dans le béton sont susceptibles d'avoir lieu sous forme gazeuse et liquide, il est important de quantifier à la fois la perméabilité apparente aux gaz et celle aux liquides (notamment à l'eau).

III.4.2.3/ Synthèse

La perméabilité (apparente ou intrinsèque) et le coefficient de diffusion des chlorures (effectif ou apparent) apparaissent donc comme des paramètres fondamentaux dans les lois théoriques qui régissent les transferts de fluide dans les bétons.

De plus, ces paramètres sont accessibles expérimentalement à partir d'essais de laboratoire, par des méthodes bien précises.

Au titre de la pertinence théorique dans la quantification et la prévision de la durabilité du béton, et au titre de l'accessibilité expérimentale, il est donc justifié de qualifier ces paramètres d'indicateurs de durabilité.

III.4.3/ Pertinence de la teneur en portlandite Ca(OH)_2

La portlandite est très sensible aux agressions chimiques (en particulier aux attaques acides qui provoquent une lixiviation) à cause de sa forte solubilité ($S = 1,36 \times 10^{-2} \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1}$ à $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$). La portlandite a dans ce cas un rôle négatif.

De même, le rôle du calcium est unanimement reconnu dans la formation des produits d'alcali-réaction. Sans ion calcium, la dissolution de la silice n'entraîne pas de désordre. Plus précisément, les cristaux de portlandite présents dans la pâte de ciment durcie interviennent dans l'alcali-réaction comme une réserve en ions calcium, permettant de réapprovisionner la solution (par dissolution) au fur et à mesure de la consommation des ions calcium par la précipitation des produits d'alcali-réaction.

La nocivité de ces produits est en grande partie imputable au calcium. Dans le cas de l'alcali-réaction, la portlandite a donc un rôle négatif. À ce titre, la teneur en portlandite est un indicateur important pour la prévision de la durabilité d'un béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. On notera toutefois qu'il peut se former des silicates de calcium hydratés (C-S-H) ou des silicates doubles de calcium et de potassium hydratés (C-K-S-H) qui ne soient pas expansifs en présence de calcium. De plus, il s'avère que les gels des « pop-outs » essentiellement alcalins sont expansifs, [25].

Le pH élevé de la solution interstitielle du béton ($\text{pH} \approx 13,5$) est dû à la présence d'ions OH^- provenant des bases alcalines NaOH et surtout KOH, et de la portlandite. En effet, la portlandite est capable de tamponner la solution interstitielle à un pH de 12,5 jusqu'à dissolution complète. La réserve basique que constituent les cristaux de portlandite est donc primordiale pour assurer et maintenir la passivation des armatures au cours du temps. À ce titre, la teneur en portlandite a un rôle positif et est un indicateur de durabilité important vis-à-vis de la protection des armatures. La teneur initiale en portlandite est une donnée d'entrée de la plupart des modèles de carbonatation du béton. On notera que la teneur en portlandite d'un matériau sain est directement liée au type de ciment utilisé. Outre vis-à-vis de la durabilité à long terme, cet indicateur joue également un rôle important au jeune âge, il est par exemple linéairement lié au degré d'hydratation et aux déformations endogènes.

III.5/ Justification du choix des indicateurs de substitution

III.5.1/ Porosité accessible au mercure

Il peut être intéressant de mesurer la porosité par intrusion de mercure car cette dernière technique donne, outre la porosité, accès aux paramètres complémentaires très utiles que sont les caractéristiques de la structure poreuse telles que la distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores ou encore le diamètre des pores critique. La porosimétrie par intrusion de mercure constitue donc l'un des principaux outils d'investigation de la structure poreuse des bétons.

III.5.2/ Résistivité électrique

Dans un béton saturé en eau, le courant électrique se propage essentiellement via l'espace poreux saturé. En l'absence de carbonatation et de chlorures, l'influence de la composition chimique de la solution interstitielle sur la résistivité électrique reste faible, si la solution reste alcaline. En effet, aux fortes valeurs de pH, la résistivité de la solution interstitielle se situe dans la fourchette 0,3 à 1,0 $\Omega \cdot m$. Cette valeur est très faible comparativement à celle d'un béton saturé par cette même solution, qui, après plusieurs jours d'hydratation, atteint plusieurs $\Omega \cdot m$. Le paramètre prépondérant est donc la connectivité du réseau poreux.

La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de caractériser de façon indirecte la connectivité du réseau poreux d'un milieu saturé. En outre, plus la porosité est élevée, plus la résistivité est faible, du fait d'une plus grande fraction volumique de pores occupée par la phase liquide interstitielle. La résistivité électrique caractérise donc également le volume des pores. La résistivité d'un béton saturé en eau est dépendante de la présence de carbonatation ou de chlorures. En effet, quand le béton se carbonate, la solution interstitielle est beaucoup plus diluée et la résistivité de celle-ci peut augmenter significativement. A contrario, dans un béton contaminé par les chlorures, la présence de ces ions abaisse la résistivité de la solution par rapport à des valeurs typiques de milieu alcalin.

La résistivité électrique d'un béton sain, saturé en eau, est inversement proportionnelle au coefficient de diffusion effectif des chlorures.

La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de déterminer le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure sans mesure directe de ce dernier.

On peut mesurer la résistivité électrique sur n'importe quel type d'éprouvette (cylindres ou cubes), par exemple sur des éprouvettes identiques à celles utilisées pour la mesure de la résistance mécanique à la compression. Les éprouvettes doivent être saturées en eau.

La mesure consiste à disposer deux électrodes sur les faces parallèles de l'échantillon avec des éponges humides pour faciliter le contact électrode-béton, [23]. On applique alors une différence de potentiel électrique et on mesure le courant induit. La résistivité électrique est calculée par la loi **d'Ohm**.

$$\rho = \frac{E}{I} * \frac{A}{L} \dots\dots\dots(III.5)$$

où E : Différence de potentiel électrique,
 I : Intensité du courant,
 A : Section transversale des électrodes,
 L : Distance entre électrodes ou hauteur de l'échantillon.

Il est possible également d'accéder à la perméabilité aux liquides en appliquant la relation de Katz-Thompson, via le diamètre des pores critique et le facteur de formation qui peut s'exprimer soit comme un rapport de résistivités électriques, soit comme un rapport de coefficients de diffusion, [24].

Par ailleurs, des modèles prédictifs ont été développés sur la base de ce paramètre (voir le modèle développé par Andrade et al [6], dont le paramètre d'entrée principal est la résistivité électrique).

La résistivité électrique est calculée à partir de la **loi d'Ohm**. La mesure est très simple et peut se pratiquer en laboratoire sur n'importe quel type d'éprouvettes (saturées en eau), à l'aide d'un courant continu ou alternatif. Il s'agit d'une mesure semi-destructive qui peut être réalisée en temps réel dès le jeune âge. Elle peut donc permettre de caractériser en continu le processus d'hydratation ou encore d'évaluer l'évolution de la résistivité électrique en fonction de l'âge ou du degré d'hydratation.

III.5.3/ Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO

La mesure de la quantité d'électricité selon l'essai AASHTO (Norme ASTM C 1202) est encore beaucoup pratiquée aujourd'hui pour évaluer l'aptitude d'un béton à se laisser pénétrer par les chlorures.

Un système de classes existe, permettant un classement « qualitatif » des formules de béton (Norme ASTM C 1202). Cet essai peut donc éventuellement être utilisé à la place de la détermination d'un coefficient de diffusion des chlorures, lorsque seule une information qualitative (dans un but comparatif) est recherchée. On notera toutefois que même dans ces conditions, la signification et l'interprétation du résultat de l'essai, et donc l'utilité du résultat, peuvent être sujets à caution.

III.5.4/ Coefficient de diffusion du CO₂ dans les matériaux carbonatés

Le coefficient de diffusion du CO₂ (dans un matériau carbonaté) est très pertinent d'un point de vue théorique, car il apparaît dans les équations décrivant le processus de carbonatation en milieu poreux non saturé. Pour la prévention de la corrosion induite par la carbonatation, et en particulier pour les modèles prédictifs de carbonatation, ce paramètre peut donc être utilisé préférentiellement au coefficient de diffusion des chlorures.

Cependant, bien que des dispositifs de mesure du coefficient de diffusion du CO₂, sur matériaux carbonatés, aient été mis au point dans différents laboratoires, il n'existe pas

encore de méthode de mesure validée sur béton durci de ce paramètre. Ce dernier ne peut donc être retenu qu'en tant qu'indicateur de substitution.

III.5.5/ Coefficient de diffusion de l'eau tritiée

Selon le problème à traiter et afin d'obtenir une bonne adéquation processus physico-chimiques/matériau/méthode d'essai, d'autres espèces que les ions chlorure peuvent être choisies dans l'objectif de quantifier l'aptitude à la diffusion. Ainsi, dans le cas des bétons à ultra-hautes performances fibrés (BFUP), c'est le coefficient de diffusion de l'eau tritiée (Sous forme chimiquement pure, l'eau tritiée est une forme d'eau dans laquelle les atomes d'hydrogène ont été remplacés par du tritium), qui devra être déterminé, [2].

III.5.6/ Coefficient d'absorption capillaire ou sorptivité

D'un point de vue théorique, le coefficient d'absorption capillaire (ou encore la sorptivité) est pertinent, car l'absorption capillaire est le principal processus contrôlant la vitesse de pénétration de l'eau (contenant éventuellement des ions chlorures, sulfates...) en conditions partiellement saturées. De plus, les expériences sont très simples à réaliser, [3]. Cependant, le coefficient issu des expériences fait intervenir des mécanismes physico-chimiques complexes, rendant l'interprétation difficile (le coefficient d'absorption capillaire n'est pas une « pure » propriété de transport).

L'information qu'il apporte sur le matériau peut apparaître redondante avec celle fournie par le panel d'indicateurs de durabilité généraux sélectionnés, [10], et moins facilement utilisable d'un point de vue quantitatif et prédictif.

III.6/ Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux

III.6.1/ Remarques préliminaires

Les méthodes de mesure directes disponibles pour quantifier les **indicateurs de durabilité généraux** et les indicateurs spécifiques à l'alcali-réaction, ainsi que les essais utilisables pour quantifier des paramètres permettant d'accéder indirectement aux indicateurs de durabilité généraux, sont synthétisés dans le tableau III.1, avec leur précision et les délais d'obtention des résultats.

Les méthodes qui vont être décrites ici sont pour la plupart relatives à des essais de laboratoire conventionnels dont les conditions peuvent paraître éloignées de la réalité in situ. Cependant, ces méthodes ont l'avantage de se référer à des essais praticables par la majorité des laboratoires, dans des conditions bien définies et sur lesquels il existe un consensus à l'heure actuelle en France et dans d'autres pays. Ces méthodes permettent de quantifier les paramètres de manière aussi fiable, répétable et reproductible que possible avec les moyens actuellement disponibles.

Tableau III.1 – Méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes, d'après, [13].

Paramètre à déterminer	Méthode	Délai ⁽¹⁾	Durée totale de l'essai ⁽²⁾	Précision de la mesure ⁽³⁾
Indicateurs de durabilité généraux				
Porosité accessible à l'eau (%)	Pesée hydrostatique	15 jours	3,5 mois	1,5 %
Coefficient apparent ou effectif de diffusion des chlorures ($m^2 \cdot s^{-1}$)	Migration en régime stationnaire	15 jours	4 mois	15 % de la valeur moyenne
	Migration en régime non stationnaire	1 semaine	3,5 mois	15 % de la valeur moyenne
	Diffusion en régime non stationnaire	3 mois	6 mois	15 % de la valeur moyenne
Perméabilité apparente aux gaz (m^2)	CEMBUREAU	45 jours	4,5 mois	30 %
Perméabilité à l'eau liquide (m^2)	Perméamètre à eau sous pression	15 jours	3,5 mois	1 ordre de grandeur
Teneur en Ca(OH)₂ (% massique)	ATD	1 semaine	3,5 mois	1,5 %
	Analyse chimique	1 semaine	3,5 mois	2 %
Paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes				
Caractéristiques de la structure poreuse	Mesures par intrusion de mercure	15 jours	3,5 mois	1,5 %
Résistivité électrique ($\Omega \cdot m$)	Méthode proposée dans [6]	1 semaine	3,5 mois	10 % de la valeur moyenne
Isothermes de sorption de vapeur d'eau	Méthode des solutions salines saturées	6 mois	9 mois	10 % de la valeur moyenne
Isothermes d'interaction matrice-chlorures	Par exemple, test d'immersion	2 mois	5 mois	10 % de la valeur moyenne
<p>(1) Ce délai peut varier dans une marge de quelques jours en fonction du matériau testé.</p> <p>(2) Incluant la durée de cure (3 mois).</p> <p>(3) La précision dépend de l'essai considéré et éventuellement de la formule de béton. Les valeurs indiquées sont basées sur les résultats de campagnes inter-laboratoires et d'essais de répétitivité menés sur des éprouvettes de laboratoire. Ces valeurs sont susceptibles d'évoluer en fonction des avancées des groupes travaillant spécifiquement sur le sujet.</p>				

III.6.2/ Porosité accessible à l'eau

Parmi les méthodes à disposition, la détermination de la **porosité accessible à l'eau** par pesée hydrostatique est une mesure simple et praticable sur une large variété de matériaux. Elle présente de plus l'avantage d'être largement connue et de longue date. On dispose donc d'éléments sur sa reproductibilité. Ces critères contribuent à justifier la sélection de la porosité accessible à l'eau parmi les indicateurs de durabilité. De plus, cette méthode étant certainement la plus simple parmi toutes celles permettant d'accéder aux différents indicateurs de durabilité, les spécifications proposées sont préférentiellement basées sur la porosité à l'eau.

Les mesures sont réalisables selon le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM : détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau, [3]. L'essai comprend les étapes suivantes : saturation en eau sous vide, pesée hydrostatique et étuvage à $T = 105 \pm 5$ °C jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %.

Il est possible également de déterminer le profil de porosité accessible à l'eau d'une éprouvette, et a fortiori la valeur moyenne sur l'ensemble de l'éprouvette, par des mesures de gammadensimétrie, [14]. Le principe et le mode opératoire de cet essai semi-destructif sont décrits, ainsi que sa méthode de calcul est explicitée, [49 et 11].

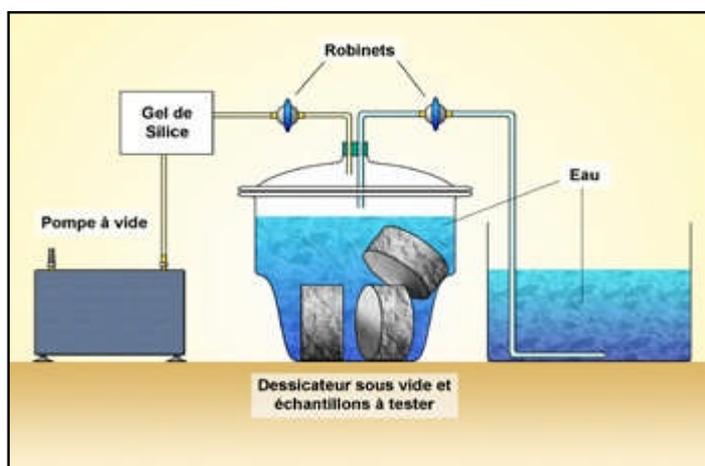


Figure. III.1 : Essai de porosité accessible à l'eau, [3].

III.6.3/ Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées)

III.6.3.1/ Remarques préliminaires

Dans de nombreux cas réels, les chlorures pénètrent dans le béton alors que celui-ci n'est pas saturé. Cependant, les méthodes existant à la date de rédaction de cet article pour déterminer un coefficient de diffusion des chlorures en laboratoire en conditions partiellement saturées, [21], sont trop peu répandues pour pouvoir être proposées dans le cadre de l'approche décrite ici. Il faut donc plutôt se tourner vers des méthodes en conditions saturées pour déterminer un coefficient de diffusion des chlorures.

En conditions saturées, le coefficient de diffusion des chlorures peut être déterminé à partir d'un essai de diffusion naturelle ou de migration sous champ électrique, en régime stationnaire ou non stationnaire. Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de mesure appliquée unanimement par l'ensemble de la communauté scientifique pour déterminer ce coefficient. Plusieurs techniques expérimentales et méthodes de calcul existent et elles ont chacune leurs « adeptes ».

Il est primordial de distinguer si la méthode appliquée (essai + calcul) conduit à un coefficient de diffusion effectif D_{eff} ou apparent D_{app} . En outre, il est important de préciser que les résultats obtenus avec les différentes méthodes sont très dépendants des conditions d'essai (composition chimique de la solution diffusante, temps de contact...). Il faut de ce fait être attentif à la signification des résultats d'une mesure avant de les utiliser pour l'évaluation de la durabilité et en particulier pour des calculs de prédiction, sinon il peut en résulter des erreurs importantes.

Lorsque ces précautions sont respectées, on constate une bonne cohérence entre les différentes méthodes, comme illustré dans les références [5 et 9], pour différents bétons.

III.6.3.2/ Essais de diffusion

■ Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion en régime stationnaire, en appliquant la première loi de **Fick**. Il est à préciser que ces essais sont particulièrement longs et deviennent donc impraticables avec des matériaux peu poreux.

■ Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion en régime non stationnaire en appliquant la seconde loi de Fick pour l'analyse des profils obtenus expérimentalement.

■ Il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre si l'on a quantifié en plus la porosité du matériau et les interactions chlorures-matrice, par exemple à partir de la détermination expérimentale de l'isotherme d'interaction.

III.6.3.3/ Essais de migration sous champ électrique

Les essais de migration sous champ électrique présentent l'avantage d'être plus rapides que les essais de diffusion. Différentes techniques expérimentales et méthodes sont présentées en détails avec leurs avantages respectifs dans la référence, [13].

■ Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être déterminé directement à partir d'un essai de migration sous champ électrique en régime stationnaire. Le coefficient de diffusion peut être calculé soit à partir de la solution de la cellule aval initialement exempte de chlorures (par dosages des chlorures, [5 et 11], ou par mesure de la conductivité électrique, [17]), soit à partir de la solution de la cellule amont (par dosages des chlorures [46]).

■ Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de migration en régime non stationnaire. La méthode proposée par Tang & Nilsson, [43], en 1992 est la plus appliquée.

Elle a depuis, fait l'objet d'un mode opératoire standardisé dans les pays nordiques. L'essai est très rapide et répétable, [45].

Le coefficient de diffusion apparent peut également être obtenu à partir d'un essai de migration en régime stationnaire, lorsque les mesures sont effectuées dans la cellule aval (titrages ou conductivité).

La méthode consiste à identifier le temps T_{lag} , associé à l'intersection de la droite de tendance correspondant au régime stationnaire avec l'axe des temps [5, 9 et 17].

■ De même que dans le cas de la diffusion, il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre, [9], si l'on a quantifié en plus la porosité et les interactions chlorures-matrice, ou en utilisant des formules théoriques ou empiriques prenant en compte ou non les interactions, [15, 17, 20 et 44]. Il est à noter que les interactions intervenant au cours d'un essai de diffusion, d'une part, et d'un essai de migration, d'autre part, seront a priori différentes.

III.6.4/ Perméabilité aux gaz

III.6.4.1/ Méthodes de mesure disponibles

La perméabilité aux gaz des bétons durcis peut être mesurée en laboratoire (sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages) après un séchage préalable en appliquant soit une charge constante, c'est-à-dire un gradient de pression constant (appareillage CEMBUREAU, [27]), soit une charge variable [37 et 50]. La mesure au perméamètre à charge constante a fait l'objet de recommandations de la part de l'AFPC-AFREM, sous l'intitulé « Essai de perméabilité aux gaz du béton durci » [3]. C'est donc cet essai qui sera décrit ici.

La description étant volontairement brève, le lecteur pourra trouver des informations complémentaires et des exemples, [3 et 11].



Figure III.2 : Mesure de la perméabilité au gaz k selon la méthode CEMBUREAU, [3].

III.6.4.2/ Mesure au perméamètre à charge constante (CEMBUREAU)

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette en béton à un gradient de pression constant de gaz. La perméabilité (en m^2) est alors déterminée à partir de la mesure du flux (débit massique) de gaz traversant l'éprouvette en régime permanent, en appliquant la **loi de Darcy**.

Le résultat direct de la mesure est une perméabilité apparente, car il dépend de la nature du fluide et de la pression appliquée. Le gaz le plus couramment utilisé pour la mesure est l'oxygène, mais l'essai peut également être pratiqué avec tout autre gaz inerte vis-à-vis du béton tel que l'azote ou l'air sec (suivant l'alimentation en gaz choisie au niveau du dispositif expérimental).

Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de réaliser l'essai à une surpression P relative = 0,1 MPa.

Toutefois, si l'on souhaite déterminer la perméabilité intrinsèque du matériau, c'est-à-dire une perméabilité indépendante de la pression du gaz, il est nécessaire de réaliser des mesures à différentes pressions, afin de pouvoir effectuer le calcul [37, 38 et 48]. L'appareil CEMBUREAU permet de réaliser des essais à une P relative comprise entre 0,1 et 0,5 MPa. On peut par ailleurs accéder directement à la perméabilité intrinsèque par une technique différente de l'appareil CEMBUREAU, la technique d'impulsion de pression, y compris pour des matériaux faiblement perméables.

Avec l'appareil CEMBUREAU, il est possible de déterminer la perméabilité aux gaz sur une large gamme de bétons allant des matériaux très poreux de résistance moyenne 20-25 MPa ($K_{\text{gaz}} \approx 10^{-15} m^2$), jusqu'aux bétons à très hautes performances contenant des fumées

de silice, de résistance moyenne 120 MPa ($K_{\text{gaz}} \approx 10^{-19} \text{ m}^2$). Il est donc envisageable de comparer et de classer des formules de béton très différentes sur la base de ces mesures.

III.6.4.3/ Pré-conditionnement des éprouvettes

Préalablement à la mesure de la perméabilité aux gaz par l'appareil CEMBUREAU, il est nécessaire d'une part, de sécher au moins partiellement l'éprouvette destinée à la mesure afin que le gaz puisse percoler à travers cette éprouvette et, d'autre part, de connaître le taux de saturation en eau moyen, ou mieux, la répartition de la teneur en eau, de l'éprouvette, correspondant à la perméabilité mesurée.

Il est possible de sécher les échantillons sous vide, [23], par lyophilisation [28], ou encore par étuvage, [3].

III.6.5/ Perméabilité à l'eau liquide

III.6.5.1/ Mesure directe dans le cas des bétons perméables

Dans le cas des bétons perméables et très perméables, la perméabilité à l'eau liquide peut être déterminée expérimentalement à partir d'un essai de perméabilité de l'eau sous pression. La mesure consiste à saturer en eau une éprouvette, à appliquer une pression d'eau progressivement croissante par paliers sur l'une de ses faces et à mesurer la quantité d'eau ayant traversé l'éprouvette (lorsque le flux est constant) en fonction de la valeur et de la durée des différents paliers. On notera que différents dispositifs expérimentaux existent et qu'aucun mode opératoire recommandé par l'ensemble de la communauté scientifique n'a pour l'instant été publié. On peut toutefois se baser pour réaliser l'essai sur des modalités proches de celles définies par la norme NF P 18-855 relative aux produits spéciaux pour constructions en béton.

III.6.5.2/ Méthodes applicables dans le cas des bétons faiblement perméables

Dans le cas des bétons faiblement et très faiblement perméables (bétons ordinaires de bonne qualité et bétons à hautes et à très hautes performances), la mesure directe de la perméabilité à l'eau liquide avec un perméamètre courant, telle que décrite précédemment, est délicate et difficile à effectuer. En effet, tout d'abord la saturation préalable de l'éprouvette peut s'avérer difficile et une forte pression d'eau liquide est nécessaire pour obtenir des débits mesurables. De plus, pour les bétons très compacts, la valeur escomptée pour la perméabilité à l'eau liquide peut être inférieure à 10^{-21} m^2 . Or les perméamètres courants permettent d'exercer des différences de pression allant seulement jusqu'à 10 MPa. De ce fait, pour un ordre de grandeur de 10^{-21} m^2 de la perméabilité, une épaisseur d'éprouvette de l'ordre de 5 cm et une saturation complète, la loi de Darcy prévoit une vitesse de filtration de l'ordre du cm/an.

En conséquence, si l'on souhaite mesurer la perméabilité à l'eau liquide de bétons faiblement perméables de façon purement expérimentale (mesure du flux d'eau traversant l'éprouvette sous gradient de pression d'eau, il est nécessaire d'adapter le dispositif expérimental et éventuellement la méthode d'essai. Des techniques spécifiques ont donc

été développées actuellement pour mesurer la perméabilité à l'eau liquide de ces bétons. Des exemples sont mentionnés dans la référence, [13].

Il existe également des méthodes basées sur la mesure de la profondeur de pénétration d'eau sous pression, mais où l'échantillon n'est pas préalablement saturé, qui permettent de quantifier le transport sous gradient de pression, mais pas la perméabilité à proprement parler.

Il est également possible pour déterminer la perméabilité à l'eau liquide d'avoir recours à une méthode indirecte, combinant modèle et expérience, telle que celle décrite dans la référence [19], ou encore de déduire ce paramètre à partir d'autres indicateurs de durabilité ou paramètres complémentaires (tel que le diamètre des pores critique) à l'aide de la relation de Katz-Thompson, développée à l'origine pour les roches sédimentaires et basée sur la théorie de la percolation, [24]. Des exemples de calcul avec la relation de Katz-Thompson, pour des matériaux à base de ciment, figurent dans les références, [7 et 8].

III.6.6/ Teneur en portlandite Ca(OH)_2

La teneur en portlandite Ca(OH)_2 peut être mesurée par thermogravimétrie (ATG). Cette technique consiste à suivre en continu les pertes de masse d'un échantillon lors d'une montée en température linéaire, depuis la température ambiante et jusqu'à 1 100 °C.

Le départ de l'eau de constitution de la portlandite se produit entre 400 et 550 °C. Cet essai fait l'objet d'un mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées, [11]. La littérature témoigne de la fiabilité et de la précision de cette méthode, [33].

Il est à noter que la thermogravimétrie permet en outre la quantification des paramètres complémentaires degré d'hydratation et teneur en ciment, ainsi que de la teneur en CaCO_3 . Cette méthode permet donc, dans ce dernier cas, d'accéder à un témoin de durée de vie très utile à la prédiction de la carbonatation du béton.

Dans le cas où la quantité d'anhydres résiduels est faible, la teneur en portlandite Ca(OH)_2 peut être mesurée par analyse chimique.

La teneur en portlandite peut également être estimée sur la base du dosage en ciment, du rapport E/C et de la teneur en additions minérales de la formule de béton. Une formule de calcul ainsi qu'un mode opératoire sont proposés, [13].

III.7/ Conclusion

Le panel des indicateurs de durabilité sélectionné, assorti des méthodes d'essai requises pour déterminer ces indicateurs en laboratoire dans des conditions bien définies, constitue l'élément de base de la « boîte à outils » destinée à l'ingénieur et au concepteur.

III.8/ Classes et spécifications relatives aux indicateurs de durabilité

III.8.1/ Classes relatives aux indicateurs de durabilité

III.8.1.1/ Système de classes proposé relativement aux indicateurs de durabilité généraux

Pour chaque **indicateur de durabilité**, des classes de durabilité « potentielle » vis-à-vis de la corrosion des armatures initiée par la carbonatation ou par les chlorures peuvent être définies. Le tableau III.2 présente le système de classes (durabilité « potentielle » de très faible à très élevée) établi relativement aux indicateurs de durabilité généraux sur la base des travaux du groupe AFGC. On notera que des classes ont également été proposées relativement aux indicateurs de durabilité de substitution, porosité accessible au mercure et résistivité électrique, [13].

Les bornes des classes relatives à la teneur en portlandite Ca(OH)_2 indiquées dans le tableau III.2 correspondent à des formules simples. Ces valeurs sont susceptibles de variations notables selon la valeur des autres indicateurs (perméabilité, coefficient de diffusion...).

Ainsi, malgré une teneur en portlandite faible, voire très faible, les BHP et BTHP ont généralement une durabilité « potentielle » élevée ou très élevée vis-à-vis de la corrosion des armatures, [13].

Les classes proposées dans le tableau III.2 sont applicables pour des mesures réalisées en laboratoire à $T^0 = 20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$, selon les méthodes décrites dans ce chapitre, sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant **90 jours** au plus après le coulage et avant le démarrage des essais (moyennes sur au moins 3 éprouvettes).

Exemple :

En se référant au tableau II.2, si la valeur de l'essai de porosité accessible à l'eau est inférieure à 16%, on dira que la durabilité potentielle de la formulation de béton testé est **très faible (TF)**;

Si par contre elle est comprise entre 6 et 9% on dit que sa durabilité potentielle est **très élevée (TE)**.

Tableau III.2 – Durabilité « potentielle » vis-à-vis de la corrosion des armatures : classes et valeurs limites (indicatives) relatives aux indicateurs de durabilité généraux ⁽¹⁾.

Indicateurs de durabilité généraux	Classes et valeurs limites				
	Durabilité potentielle				
	T. faible (TF)	Faible (F)	Moyenne (M)	Élevée (E)	T. élevée (TE)
Porosité accessible à l'eau P_{eau}(en %)	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
Coefficient de diffusion effectif des chlorures D_{eff} (en $10^{-12} m^2 \cdot s^{-1}$)	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
Coefficient de diffusion apparent des chlorures (mesuré par essai de migration) $D_{app (Mig)}$(en $10^{-12} m^2 \cdot s^{-1}$)	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
Coefficient de diffusion apparent des chlorures (mesuré par essai de diffusion) $D_{app (dif)}$(en $10^{-12} m^2 \cdot s^{-1}$)				< 5	
Perméabilité apparente aux gaz ⁽²⁾ K_{app} (gaz)..... (en $10^{-18} m^2$)	> 1 000	300 à 1 000	100 à 300	10 à 100	< 10
Perméabilité à l'eau liquide (à P max, par mesure directe du flux, après saturation) k_{liq} (en $10^{-18} m^2$)	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
Teneur en $Ca(OH)_2$ ⁽³⁾(% massique par rapport au ciment)	< 10	10 à 13	13 à 20	20 à 25	≥ 25

(1) Les valeurs indiquées correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites sur des éprouvettes conservées préalablement dans l'eau. Ces valeurs sont valables pour des bétons âgés de 3 mois au plus.

(2) Mesurée avec un perméamètre à charge constante à $P_{entrée} = 0,2$ MPa et après étuvage à $T = 105$ °C (taux de saturation $S = 0$).

(3) Pour des formules simples (par exemple sans additions pouzzolaniques).

Tableau III. 2' : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives à la teneur en portlandite Ca(OH)_2 pour des formules simples.

Durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures →	Classes et valeurs limites				
	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en Ca(OH)_2 (% massique par rapport au ciment)	< 10	10 - 13	13 - 20	20 - 25	≥ 25
Durabilité potentielle vis-à-vis de l'alcali-réaction →	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevé
Teneur en Ca(OH)_2 (% massique par rapport au ciment)	≥ 20	12 - 20	8 - 12	5 - 8	< 5

Les valeurs indiquées correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans la référence, [13], sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage. Les valeurs indiquées sont susceptibles de variations notables selon la valeur des autres indicateurs (perméabilité, coefficient de diffusion, ...).

III.8.1.2/ Méthodologie d'évaluation de la durabilité « potentielle » d'un béton armé donné

Pour évaluer la durabilité « potentielle » d'un béton armé donné, il s'agira de comparer les valeurs des indicateurs de durabilité qui auront été quantifiés pour ce béton, avec les classes et les valeurs limites proposées dans le tableau III.2, tel qu'illustré en figure III.3 (**processus N° 1**). La quantification des indicateurs s'effectuera soit expérimentalement, sur des éprouvettes fabriquées en laboratoire et dans les conditions requises par les protocoles d'essai, soit en se reportant à une base de données dans le cas où la formule a déjà fait l'objet d'études.

Ceci constitue une première utilisation très simple des indicateurs de durabilité. Cette évaluation peut permettre au concepteur ou au maître d'œuvre de « dégrossir » un problème et d'évaluer une durabilité a priori ne dépendant que du matériau constitutif de l'ouvrage (béton).

Exemple : On pourra ainsi sur la base des classes proposées, comparer la durabilité potentielle de différents bétons et classer ces bétons, dans le but de faire une sélection ou d'optimiser la formule selon des critères fixés a priori.

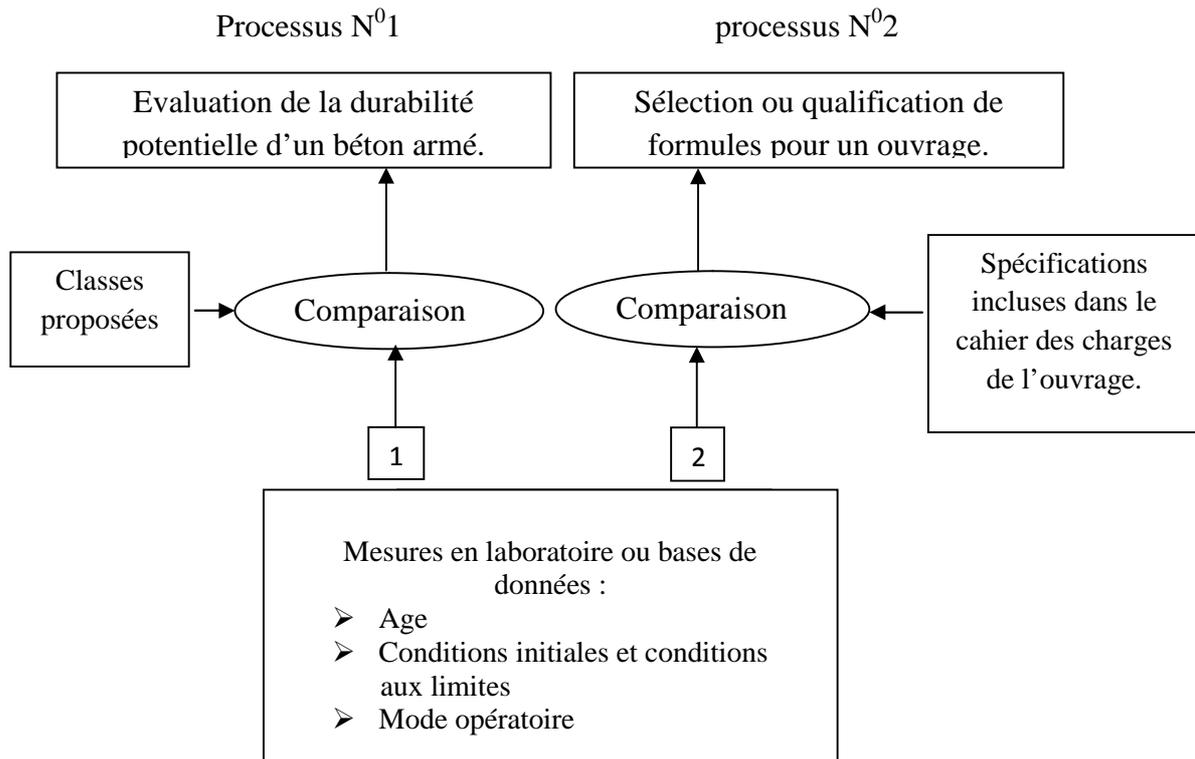


Figure III.3 : Mise en œuvre de l'approche performantielle développée sur la base d'indicateurs de durabilité, [55].

Comme nous venons de le voir, il est possible d'évaluer la durabilité « potentielle », sur la base du tableau III.2, selon chaque indicateur de durabilité quantifié.

Le tableau III.3, rassemblant les résultats obtenus sur une série de bétons testés à l'âge de 90 jours, illustre que dans l'ensemble, les qualifications fournies par différents indicateurs sont cohérentes, mais que dans certains cas la qualification peut varier suivant le paramètre considéré, mettant en évidence le caractère complémentaire des indicateurs sélectionnés.

Par exemple, la perméabilité et le coefficient de diffusion caractérisent des processus physiques différents. Il est donc également intéressant d'évaluer la durabilité « potentielle » au moyen d'une appréciation globale, résultant de celles relatives à chaque indicateur de durabilité choisi et pondérées en fonction des données du problème (dégradations envisageables, conditions environnementales, ...). Ceci est illustré dans le tableau III.3, où une pondération identique a été choisie pour chaque indicateur.

Tableau III.3 – Valeurs moyennes des indicateurs de durabilité, déterminées sur des éprouvettes de béton conservées dans l'eau en laboratoire pendant 90 jours.

Bétons (classés selon $R_{m,28}$)	$E/C^{(2)}$	$E/liant$	$R_{m,28}$ (MPa)	P_{eau} (%)	$K_{app(gaz)}$ ($S=0$) (en $10^{-18}m^2$)	$D_{ns(mig)}^{(3)}$ ou $D_{ns(dif)}^{(4)}$ (en $10^{-12}m^2 \cdot s^{-1}$)	Durabilité «potentielle» globale
M25	0,84	0,84	25,1	14,9 (F)	632 (F)	37,6 (3) (F)	Faible (F)
CFA	0,74	0,48	28,9	13,7 (M)	173 (M)	2,1 (4) (E)	Moyenne (M)
B32	0,44	0,44	46,5	11,8 (E)	217 (M)	8,6 (4) (M)	Moyenne (M)
BO	0,49	0,49	49,5	12,4 (M)	245 (M)	7,8 (3) (M)	Moyenne (M)
B60	0,34	0,34	68,8	10,1 (E)	196 (M)	1,2 (4) (E)	Élevée (E)
B80-S	0,35	0,32	76,9	10,5 (E)	67 (E)	1,2 (3) (E)	Élevée (E)
B80-C	0,64	0,37	87,0	8,1 (TE)	242 (M)	2,0 (3) (E)	Élevée (E)
B80-SN	0,30	0,28	91,9	9,3 (E)	30 (TE)	0,68 (4) (E)	Élevée (E)

(1) Porosité accessible à l'eau (P_{eau}):
Perméabilité apparente aux gaz ($K_{app(gaz)}$) à taux de saturation $S=0$.
Coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré en régime non stationnaire par essai de migration ($D_{ns(Mig)}$) ou de diffusion ($D_{ns(dif)}$).

(2) E/C rapport eau sur ciment.

Durabilité « potentielle » (F, M, E, TE) selon chaque indicateur et durabilité « potentielle » globale avec pondération identique pour chaque indicateur⁽¹⁾, [55].

III.8.2/ Spécifications en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée

III.8.2.1/ Objectif

Dans le cadre de la sélection ou de la qualification d'une formule de béton pour un ouvrage donné, les critères à prescrire (valeurs limites pour les indicateurs de durabilité) devront dépendre des conditions spécifiques de l'ouvrage (notamment son environnement) et des exigences du binôme concepteur-utilisateur (notamment en termes de performances et de durée de vie). La décision finale sera basée sur un compromis (optimisation) entre la durabilité de l'ouvrage et son coût de réalisation. Pour cette raison, la réalisation d'études de conception spécifiques à l'ouvrage considéré est fortement recommandée.

Afin d'aider le concepteur dans cette démarche, des spécifications types pour le matériau constitutif béton peuvent être proposées pour différents types d'environnement et différentes valeurs de durée de vie visée.

Pour les spécifications proposées ici, les types d'environnement choisis sont basés sur les classes d'exposition de la norme NF EN 206-1 et des Eurocodes, avec l'objectif d'être plus synthétique et de ne prendre en compte que ceux concernés par la dégradation considérée (tableau III.4, pour la corrosion des armatures, et tableau III.5 pour l'alcali-réaction).

La correspondance avec les classes de l'EN 206-1 et des Eurocodes figure également dans le tableau III.4 (pour les classes autres que XF1 à XF4 et XA1 à XA3, qui ne concernent pas la corrosion des armatures) et dans le tableau III.5 (pour les classes autres que XA1 à XA3, qui ne concernent pas l'alcali-réaction), avec ses restrictions. Les durées de vie choisies correspondent aux valeurs les plus fréquemment rencontrées dans les projets d'ouvrages.

La norme EN 206-1 définit des classes d'exposition en fonction de l'environnement. Six grandes classes sont ainsi considérées :

- X0 : Aucun risque de corrosion, ni d'attaque,
- XC1 à XC4 : Corrosion induite par carbonatation, le risque étant croissant de 1 à 4,
- XD1 à XD3 : Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine,
- XS1 à XS3 : Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer,
- XF1 à XF4 : Gel-dégel avec ou sans sels de déverglaçage,
- XA1 à XA3 : Attaques chimiques.

Tableau III.4 – Types d’environnement influençant la corrosion des armatures.

Processus initiateur	N°	Type d’environnement	Classes d’exposition correspondantes
Carbonatation	1	<ul style="list-style-type: none"> • Sec et très sec (HR < 65 %) • Humide en permanence (y compris immersion en eau douce) 	X0 et XC1 (limités au climat sec)
	2	Humide, rarement sec (HR > 80 %)	XC2
	3	Humidité modérée (65 < HR < 80 %)	XC3
	4	Périodes d’humidité alternant avec des périodes sèches sans chlorure (sels de déverglaçage, embruns...)	XC4
Pénétration des chlorures	5	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage, mais pas en contact direct avec l’eau de mer. 5.1 : [Cl⁻] faible : concentration en chlorures libres à la surface $C_s \leq 10 \text{ g.L}^{-1}$ 5.2 : [Cl⁻] forte : concentration en chlorures libres à la surface $C_s \geq 100 \text{ g.L}^{-1}$	XD1 et XD3 (1)
	6	Immersion dans l’eau contenant des chlorures	XS2 et XD2
	7	Zone de marnage	XS3

(1) Dans le cas XD3, les cycles de gel-dégel peuvent constituer un facteur aggravant pour le «béton d’enrobage » et de là pour la corrosion des armatures. Dans ce dernier cas, la classe XD3 correspondra au type d’environnement 5.2, ou éventuellement au type d’environnement 7.

Tableau III.5 – Types d’environnement influençant l’alcali-réaction

N°	Type d’environnement	Classes d’exposition correspondantes de l’EN 206-1 ou des Eurocodes
1	<ul style="list-style-type: none"> • Sec et très sec. • Humidité modérée avec peu d’alternances. 	X0 et XC1 (limités au climat sec)
2	Périodes d’humidité alternant avec des périodes sèches.	X0 XC1, XC3, XC4 XD1, XD3, XS1, XS3XF1, XF3
3	Immersion en eau douce ou de mer ou fortes doses de sels de déverglaçage.	X0 XC1, XC2, XD2, XS2, XS3

III.8.2.2 / Spécifications types pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures

Les tableaux III.6 et III.7 synthétisent respectivement les spécifications types proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures induite par la carbonatation et par les chlorures. Ces spécifications sont basées sur les classes proposées et sur les enrobages minimaux imposés par les règlements européens.

Ces critères ont été établis sur la base des données expérimentales précédemment évoquées et ont été vérifiés par des simulations numériques effectuées à l'aide de modèles empiriques (approche déterministe ou probabiliste) et physiques, [13]. Ils correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant **3 mois** au plus après le coulage.

Les spécifications types proposées se présentent sous la forme d'un tableau croisé : pour chaque niveau d'exigence (par exemple, durée de vie) et pour chaque type d'environnement, un panel d'indicateurs doit être quantifié et des critères doivent être satisfaits.

Ces spécifications constituent un minimum indispensable. On remarquera toutefois qu'il n'est pas nécessaire de déterminer systématiquement tout le panel des indicateurs identifiés. Le nombre requis va de 1 à 4 selon le cas considéré (tableaux III.6 et III.7). En effet, quand le niveau d'exigence et l'agressivité du milieu environnant augmentent, le nombre d'indicateurs à contrôler croît également et les critères deviennent plus sévères. Pour les niveaux d'exigence 1 et 2, les spécifications relatives à la durabilité se réduisent à la vérification d'une simple valeur de porosité.

Le principe de l'approche proposée est d'offrir un cadre et une méthodologie rigoureuse pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité, tout en laissant néanmoins plus de liberté au concepteur.

Il est par conséquent parfaitement envisageable d'adapter les critères proposés. Par exemple, des critères moins restrictifs peuvent être fixés dans le cas où un enrobage supérieur à la valeur réglementaire est choisi. A l'inverse, un critère supplémentaire peut être ajouté si nécessaire (sur la base des classes et des valeurs limites indiquées dans le tableau III.2), pour plus de sécurité, selon les spécificités du problème à traiter et en fonction du budget alloué à l'étude. De même, les limites peuvent être redéfinies pour des bétons particuliers du fait de leurs constituants (granulats légers, par exemple) ou de leur processus de fabrication (démoulage immédiat, par exemple).

On notera pour finir que les valeurs indiquées dans les spécifications types proposées pourront encore évoluer en fonction du retour d'expérience et du développement de méthodes ou de modèles plus précis.

Tableau III.6 – Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures initiée par la **carbonatation**, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à **30 mm** ⁽¹⁾ [55].

	Type d'environnement			
	1	2	3	4
Durée de vie exigée <i>Catégorie d'ouvrage</i> Niveau d'exigence	Sec et très sec (HR < 65 %) ou humide en permanence	Humide (HR > 80 %)	Modérément humide (65 < HR < 80 %)	Cycles fréquents d'humidification -séchage
≤ 30 ans Niveau 1	$P_{\text{eau}} < 16$	$P_{\text{eau}} < 16$	$P_{\text{eau}} < 15$	$P_{\text{eau}} < 16$
de 30 à 50 ans <i>Bâtiment</i> Niveau 2	$P_{\text{eau}} < 16$	$P_{\text{eau}} < 16$	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 14$
de 50 à 100 ans <i>Bâtiment et ouvrages de</i> <i>génie civil</i> Niveau 3	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 12$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 100$	$P_{\text{eau}} < 12$ $k_{\text{liq}} < 0,1$
de 100 à 120 ans <i>Grands ouvrages</i> Niveau 4	$P_{\text{eau}} < 12$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 100$	$P_{\text{eau}} < 12$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 100$	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 10$	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$
> 120 ans <i>Ouvrages dits</i> <i>exceptionnels</i> Niveau 5	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 10$	$P_{\text{eau}} < 9$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 9$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app}}(\text{mig}) < 1$ $K_{\text{app}}(\text{gaz}) < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$

(1) P_{eau} est donnée en %.

$D_{\text{app}}(\text{mig})$ est donné en $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$.

$K_{\text{app}}(\text{gaz})$ (à taux de saturation $S = 0$ et à $P_{\text{entrée}} = 0,2 \text{ MPa}$) ; k_{liq} sont données en 10^{-18} m^2 .

Les valeurs correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans ce chapitre sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois au plus après le coulage.

Tableau III.7 – Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures initiée par les **chlorures**, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à **50 mm** ⁽¹⁾, [13].

Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / Niveau d'exigence ↓	Type d'environnement			
	5		6	7
	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage.		Immersion dans l'eau contenant des chlorures.	Zone de marnage.
5.1 [Cl ⁻] faible	5.2 [Cl ⁻] forte			
< 30 ans Niveau 1	$P_{\text{eau}} < 16$	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 15$	$P_{\text{eau}} < 14$
de 30 à 50 ans <i>Bâtiment</i> Niveau 2	$P_{\text{eau}} < 15$	$P_{\text{eau}} < 11$	$P_{\text{eau}} < 13$	$P_{\text{eau}} < 11$
de 50 à 100 ans <i>Bâtiment et ouvrages de génie civil</i> Niveau 3	$P_{\text{eau}} < 14$	$P_{\text{eau}} < 11$ $D_{\text{app(mig)}} < 2$ $k_{\text{liq}} < 0,1$	$P_{\text{eau}} < 13$ $D_{\text{app(mig)}} < 7$	$P_{\text{eau}} < 11$ $D_{\text{app(mig)}} < 3$ $k_{\text{liq}} < 0,1$
de 100 à 120 ans <i>Grands ouvrages</i> Niveau 4	$P_{\text{eau}} < 12$ $D_{\text{app(mig)}} < 20$ $k_{\text{liq}} < 0,1$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 1$ $K_{\text{app(gaz)}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 12$ $D_{\text{app(mig)}} < 5$	$P_{\text{eau}} < 10$ $D_{\text{app(mig)}} < 2$ $K_{\text{app(gaz)}} < 100$ $k_{\text{liq}} < 0,05$
> 120 ans <i>Ouvrages dits exceptionnels</i> Niveau 5	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 10$ $K_{\text{app(gaz)}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 1$ $K_{\text{app(gaz)}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 1$	$P_{\text{eau}} < 9$ $D_{\text{app(mig)}} < 1$ $K_{\text{app(gaz)}} < 10$ $k_{\text{liq}} < 0,01$

(1) P_{eau} est donnée en %.

$D_{\text{app(mig)}}$ est donné en $(10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1})$

$K_{\text{app(gaz)}}$ (à taux de saturation $S = 0$ et à $P_{\text{entrée}} = 0,2 \text{ MPa}$) et k_{liq} sont données en 10^{-18} m^2 .

Les valeurs correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes déjà décrites sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois au plus après le coulage.

III.8.2.3 / Spécifications types pour la durabilité vis-à-vis de l'alcali réaction

La quantification des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction a pour objectif de faire la prédiction lors de la phase de conception ou pendant l'expertise d'un ouvrage existant pour se prononcer sur sa durabilité résiduelle.

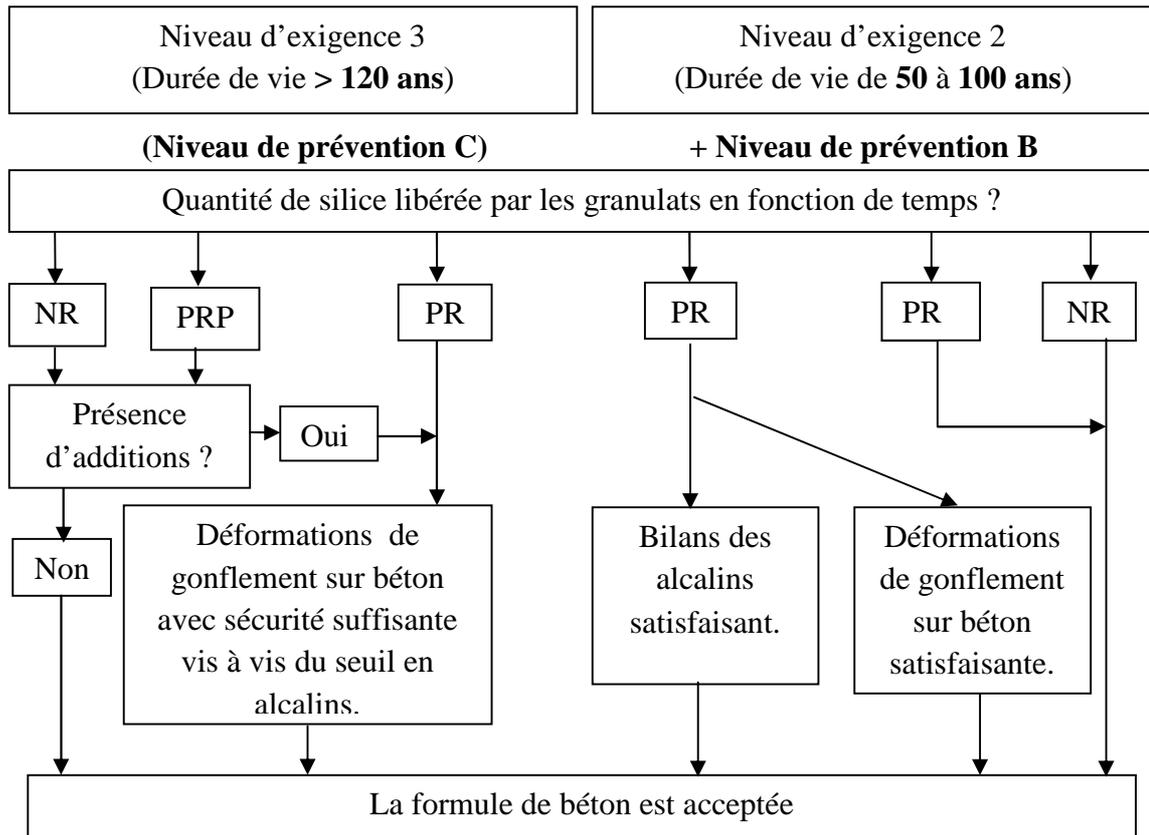
La démarche préventive définie au niveau du document des recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction (LCPC 1994), [4], repose sur la détermination du niveau de prévention en fonction de la catégorie de l'ouvrage et de l'environnement auquel l'ouvrage est exposé. Les niveaux de prévention A, B et C sont reliés à des durées de vie et donc à des niveaux d'exigences en termes de spécifications vis-à-vis de la durabilité.

Il est à signaler que plus le niveau de prévention sera élevé plus la durée de vie exigée sera augmentée (Tableau III. 8).

Tableau III.8 - Niveau de prévention en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée.

Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / Niveau d'exigence	Type d'environnement		
	Sec ou modérément humide	Cycles d'humid-séchage	Immersion ou présence de sels
De 5 à 50 ans <i>Ouvrages provisoires + produits préfabriqués</i> Niveau 1 (risque faible ou acceptable)	A	A	A
de 50 à 100 ans <i>La plupart des bâtiments et ouvrages de génie civil.</i> niveau 2 (risque peu tolérable).	A	B	B
>120 ans <i>Ouvrages dits exceptionnels</i> Niveau 3 (risque inacceptable)	C	C	C

Pour le niveau de prévention A, qui correspond au niveau de prévention le plus faible et par conséquent à la durée de vie exigée la moins importante, aucune spécification supplémentaire aux recommandations LCPC 1994 n'est requise vis-à-vis de la durabilité. Par contre, pour les niveaux de prévention B et C interviennent des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali réaction notamment la qualification des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction conformément aux normes NF P18-594, [9], N et NF P18-545, [8] et les recommandations du LCPC 1994, [4].



NR : Non réactif

PR : Potentiellement réactif

PRP : Potentiellement réactif à effet de pessimum

Figure III.4 : Organigramme d'utilisation des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction : sélection ou qualification d'une formule de béton pour un ouvrage donné, [55].

III.8.2.4/ Méthodologie de sélection ou de qualification de formules de béton pour un ouvrage donné

Pour sélectionner ou qualifier une formule de béton en vue de la construction d'un ouvrage, on vérifiera que l'ensemble des spécifications incluses dans le cahier des charges de l'ouvrage, établies selon les recommandations faites par exemple (notamment les spécifications types proposées), sont respectées, tel qu'illustré en figure III.3, (processus 2). Cette vérification s'effectuera en mesurant, sur des éprouvettes fabriquées en laboratoire et dans les conditions requises par les protocoles d'essai, les différents indicateurs de durabilité apparaissant dans les spécifications.

III.9/ Prédiction de la durée de vie d'un ouvrage neuf ou existant

III.9.1/ Introduction

La nouvelle approche de la durabilité peut également être utilisée sous un aspect plus quantitatif à des fins de prédiction de la durée de vie d'un ouvrage neuf en phase de conception, ou de diagnostic et de prédiction de la durée de vie résiduelle d'ouvrages existants (éventuellement dégradés).

La démarche proposée pour la prédiction de la durabilité s'articule dans ce cas autour de trois outils essentiels : les indicateurs de durabilité, le(s) modèle(s) prédictif(s) et les témoins de durée de vie. (Figure III.5).

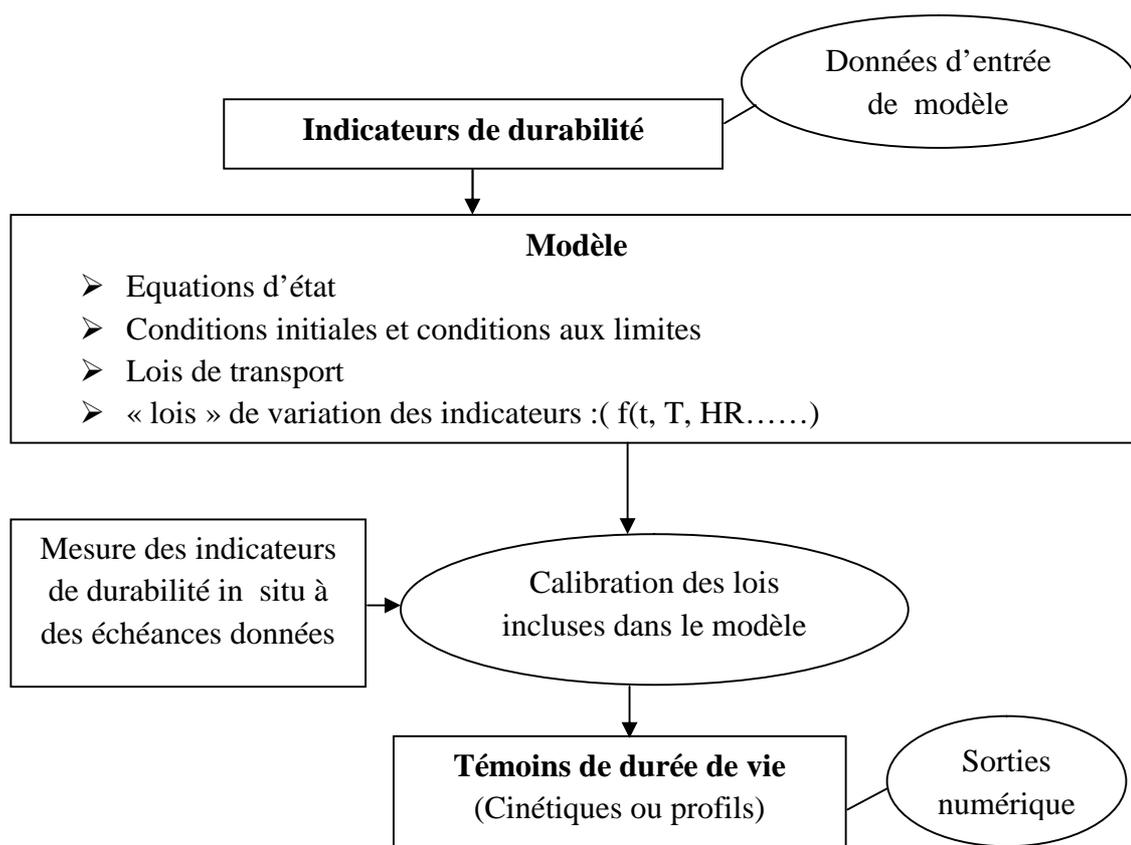


Figure III.5 : Mise en œuvre de l'approche développée pour la prédiction de la durée de vie : connexions entre les trois outils fondamentaux (indicateurs de durabilité, modèle(s) prédictif(s) et témoins de durée de vie), rôle central du modèle, [55].

III.9.2/ Témoins de durée de vie, définitions dans le cas de la corrosion des armatures

Les modèles prédictifs doivent permettre, à partir des données d'entrée que constituent les indicateurs de durabilité, de fournir en tant que « sorties » des valeurs numériques pour les témoins de durée de vie. Dans le cas de la corrosion des armatures, les « témoins » de durée de vie sont définis par :

- **Environnement sans chlorure** : profondeur de carbonatation (c'est-à-dire zone où $\text{pH} \leq 9$) et évolution en fonction du temps (cinétique), ou évolution du profil de teneur en CaCO_3 (ou de Ca(OH)_2 résiduelle) en fonction du temps,
- **En présence de chlorures** : Profondeur de pénétration des chlorures (c'est-à-dire zone où $[\text{Cl}^-]_{\text{libres}} \geq [\text{Cl}^-]_{\text{libres}}_{\text{crit}}$ et évolution en fonction du temps (cinétique), ou évolution du profil de $[\text{Cl}^-]_{\text{libres}}$ en fonction du temps.

On notera que $[\text{Cl}^-]_{\text{libres}}_{\text{crit}}$ dépend en fait de $[\text{OH}^-]$. Ce dernier paramètre est difficile à déterminer directement dans un béton. On peut toutefois estimer sa valeur à partir de la teneur en alcalins du ciment, de la teneur en ciment du béton et du volume poreux du béton. On prend classiquement un rapport $[\text{Cl}^-] / [\text{OH}^-]$ compris entre **0,6** et **1**. Ceci conduit généralement à $[\text{Cl}^-]_{\text{libres}}_{\text{crit}}$ de l'ordre de **0,4 %** par rapport à la masse de ciment, pour un béton non carbonaté, soit 6,7 g par litre de solution interstitielle.

III.9.3/ Témoins de durée de vie et méthodes de mesure et exemples dans le cas de la corrosion des armatures

III.9.3.1/ Évolution de la profondeur de carbonatation en fonction du temps

Lorsque seule est requise la détermination de l'avancement du « front » de carbonatation ($\text{pH} \approx 9$), l'utilisation d'un indicateur coloré pour évaluer la profondeur de carbonatation est envisageable, que ce soit en laboratoire ou sur ouvrage. L'indicateur le mieux adapté est la phénolphthaléine dont le pH de virage de la couleur rose à incolore se situe aux environs de 9 (la coloration rose indique la zone non carbonatée, figure III.6a). La phymolphthaléine peut également être utilisée. La mesure s'effectue sur une fracture fraîche de béton. L'AFPC-AFREM a publié en 1998, [3], des recommandations pour la mesure de la profondeur de béton carbonaté à des échéances données par phénolphthaléine.

Exemple: l'avancement du front de carbonatation en fonction du temps (cinétique), au cours d'un essai accéléré réalisé en laboratoire (profondeur de carbonatation mesurée par phénolphthaléine aux échéances de 7, 14 et 28 jours, selon les recommandations de l'AFPC-AFREM) sur les bétons M25, CFA et BO âgés de 90 jours, est présenté en figure III.6b.

III.9.3.2/ Évolution de la profondeur de pénétration des chlorures en fonction du temps

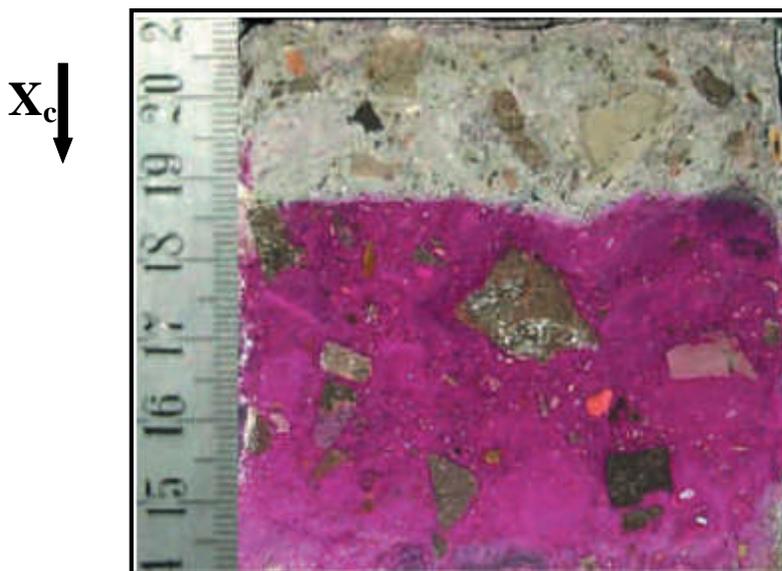
Lorsque seule est requise la détermination de l'avancement du « Front » de pénétration des chlorures $[\text{Cl}^-]_{\text{libres}} \approx [\text{Cl}^-]_{\text{libres}}_{\text{crit}}$, la profondeur de pénétration des chlorures correspondant à la concentration critique peut être estimée par colorimétrie. Deux méthodes peuvent notamment être appliquées

- La pulvérisation d'un réactif, le nitrate d'argent AgNO_3 , et éventuellement d'un révélateur, le chromate de potassium K_2CrO_4 , [11 et 12], (figure III.7a).

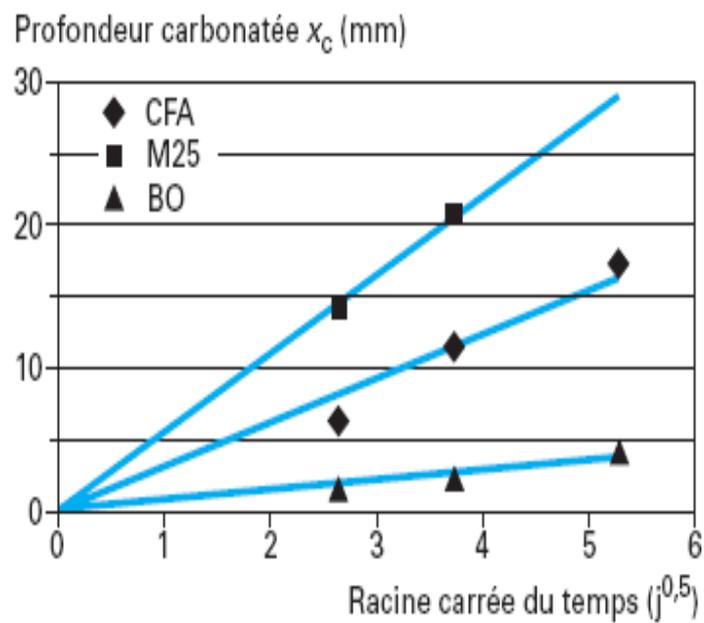
— La pulvérisation de fluorescéine et de nitrate d'argent 0,1 N, selon la méthode de Collepari, [18]. En effet, il a été montré que ces deux méthodes donnaient des résultats analogues et que la concentration en chlorures libres correspondant au seuil de détection de ces méthodes était du même ordre que la concentration critique couramment considérée, [12]. On notera toutefois que les méthodes colorimétriques associées aux chlorures fournissent des résultats moins précis que celle associée à la carbonatation.

Exemple: l'avancement du front de pénétration des chlorures en fonction du temps (cinétique), au cours d'un essai de diffusion en régime non stationnaire réalisé en laboratoire (solution diffusante : $\text{NaCl} = 30 \text{ g} \cdot \text{l}^{-1}$ et $\text{NaOH} = 0,1 \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1}$) sur les bétons M25, CFA et BO âgés de 90 jours, est présenté en figure III.7b. La profondeur de pénétration a été mesurée par colorimétrie ($\text{AgNO}_3 + \text{K}_2\text{CrO}_4$) sur CFA et par la méthode des profils sur M25 et BO.

M25, BO, CFA : (Voir tableau III.3 page 72)



(a)



(b)

Figure III.6 - Témoin de durée de vie relatif à la corrosion des armatures, Cinétique de carbonatation, [55].

a : illustration de la méthode d'évaluation de la profondeur carbonatée X_c à l'aide d'un indicateur coloré (phénolphtaléine).

b : Profondeur carbonatée X_c mesurée en fonction de temps par phénolphtaléine au cours d'un essai accéléré sur 3 bétons.

III.9.3.3/ Évolution du profil de carbonatation en fonction du temps

Dans le cas où la détermination du profil de Ca(OH)_2 résiduelle et/ou de CaCO_3 de néoformation est requise, on pourra utiliser par exemple l'analyse thermogravimétrique, ou le dosage volumétrique du CO_2 [40], ou encore les mesures gammadensimétriques qui sont semi-destructives, [49].

III.9.3.4/ Évolution du profil de concentration en chlorures « libres » en fonction du temps

Dans le cas où la détermination de l'ensemble du profil de concentration en chlorures libres est requise, ce dernier peut être obtenu à l'aide du dosage des chlorures par analyse chimique à partir de prélèvements (de poudre par forage à différentes profondeurs, [3], ou par « grignotage » [11], ou encore par sciage sous alcool ou à sec puis broyage). En outre, l'avancement du « front » de pénétration des chlorures peut également être évalué dans ce cas, sans avoir recours à des mesures supplémentaires de colorimétrie, en déterminant la profondeur correspondant à la concentration critique à partir des profils obtenus à différentes échéances [12], comme illustré en figure III.7b.

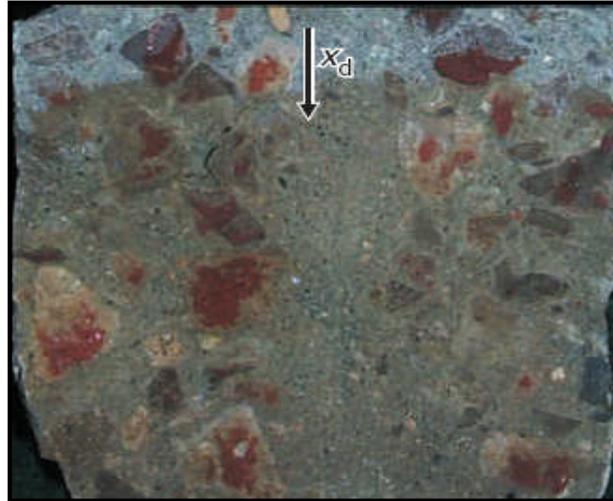
III.9.4/ Modèles prédictifs

III.9.4.1/ Rôle et caractéristiques requises

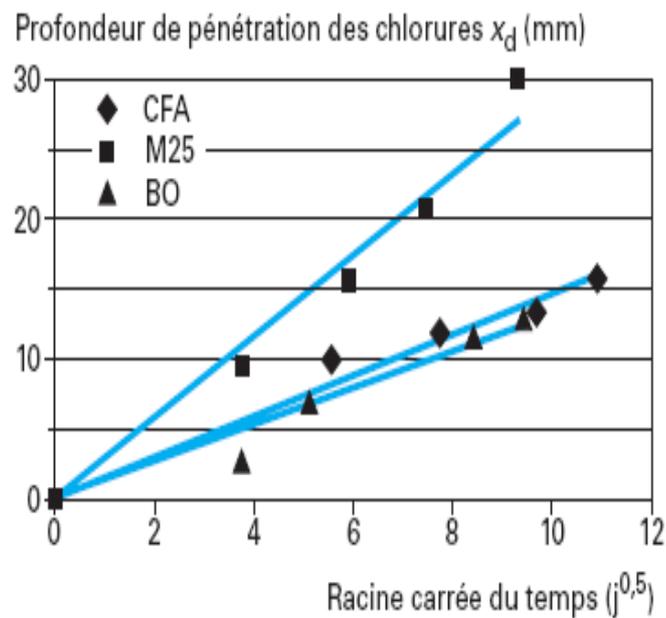
Dans le cadre de la nouvelle approche de la durabilité, les modèles prédictifs permettent d'accéder aux témoins de durée de vie (sorties numériques de ces modèles) à partir des indicateurs de durabilité (données d'entrée de ces modèles). Le modèle tient donc ici un rôle central. Les modèles prédictifs pourront être utilisés soit en phase de conception d'un ouvrage, soit lors du suivi d'un ouvrage existant, afin de réévaluer la prédiction initiale en prenant en compte le vieillissement du matériau *in situ* ou de calculer la durabilité résiduelle.

Différents types de modèle existent. Les principaux critères de sélection des modèles à recommander parmi le grand nombre à disposition sont les suivants :

- les modèles (et les hypothèses inhérentes) doivent être fondés physiquement ;
- les paramètres fondamentaux du modèle doivent être les indicateurs de durabilité sélectionnés (cohérence entre l'approche adoptée et celle du modèle) ;
- le modèle doit être aisément accessible, pour une mise en pratique facile de la méthode (disponibilité du modèle).



(a)



(b)

Figure III.7 - Témoin de durée de vie relatif à la corrosion des armatures : Cinétique de pénétration des chlorures, [55].

a : illustration de la méthode colorimétrique ($\text{AgNO}_3 + \text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) d'évaluation de la profondeur de pénétration des chlorures x_d sur le béton BO après 3 mois d'essai de diffusion.

b : Profondeur de pénétration des chlorures x_d en fonction de temps mesurée au cours d'un essai de diffusion par la méthode des profils et par colorimétrie.

En ce qui concerne la corrosion des armatures, il paraît suffisant de se restreindre à la période d'incubation (chapitre I étapes de la corrosion), dans la mesure où l'approche développée ici est consacrée au matériau constitutif béton, et que cette hypothèse va dans le sens de la sécurité.

Les principaux modèles de carbonatation, de pénétration des chlorures et d'alcali-réaction décrits dans la littérature ont été listés, classés suivant leurs caractéristiques et évalués dans la référence [13], précisant notamment les paramètres et les couplages pris en compte, les conditions initiales et les conditions aux limites, les sorties et le domaine de validité.

La tendance actuelle est aux modèles multi-échelles (du matériau à la structure, [30]). Pour la prédiction de la corrosion des armatures, la tendance est également au développement de modèles couplés, plus pertinents pour rendre compte des phénomènes de dégradation des bétons dans les ouvrages réels, [41]. Cependant, la plupart des modèles sélectionnés dans le cadre de l'approche présentée ici sont des modèles simples, relatifs à un seul processus de dégradation, dans un objectif de rapidité d'apprentissage et de facilité d'utilisation pour les ingénieurs futurs utilisateurs. On fait ainsi l'hypothèse que le processus décrit par le modèle est celui qui prédomine dans le cas pratique étudié. Les modèles doivent toutefois inclure si possible les couplages physico-chimiques (les interactions chlorures-matrice) et chimico-mécaniques dans le cas de l'alcali-réaction.

En ce qui concerne le couplage avec les transferts hydriques, celui-ci ne pourra être pris en compte que dans certains modèles. En effet, par exemple la plupart des modèles disponibles de pénétration des chlorures travaille en conditions saturées, car des conditions de saturation partielle, bien que plus fréquentes en environnement naturel, sont plus difficiles à prendre en compte et rendent les modèles plus lourds.

III.9.5/ Méthodologie de prédiction de la durée de vie. Exemples dans le cas de la corrosion des armatures

III.9.5.1/ Méthodologie de prédiction de la durée de vie

Il s'agit ici de confronter les valeurs des témoins de durée de vie, calculées à partir du ou des modèles prédictifs, aux caractéristiques de l'ouvrage, telles que l'enrobage dans le cas de la corrosion des armatures (figure III.8, processus N° 1).

La mesure des témoins de durée de vie, à partir de prélèvements sur un ouvrage existant (dégradé ou non) à des échéances données, par les méthodes déjà mentionnées, permet d'effectuer un diagnostic de cet ouvrage (figure III.8, processus N° 2).

La comparaison des valeurs des témoins de durée de vie mesurés sur l'ouvrage considéré avec les sorties numériques du modèle (témoins de durée de vie calculés) permet de valider le modèle (seconde phase de validation) et éventuellement de le recalibrer, puis d'évaluer la durabilité résiduelle de l'ouvrage (figure III.8, processus N° 3).

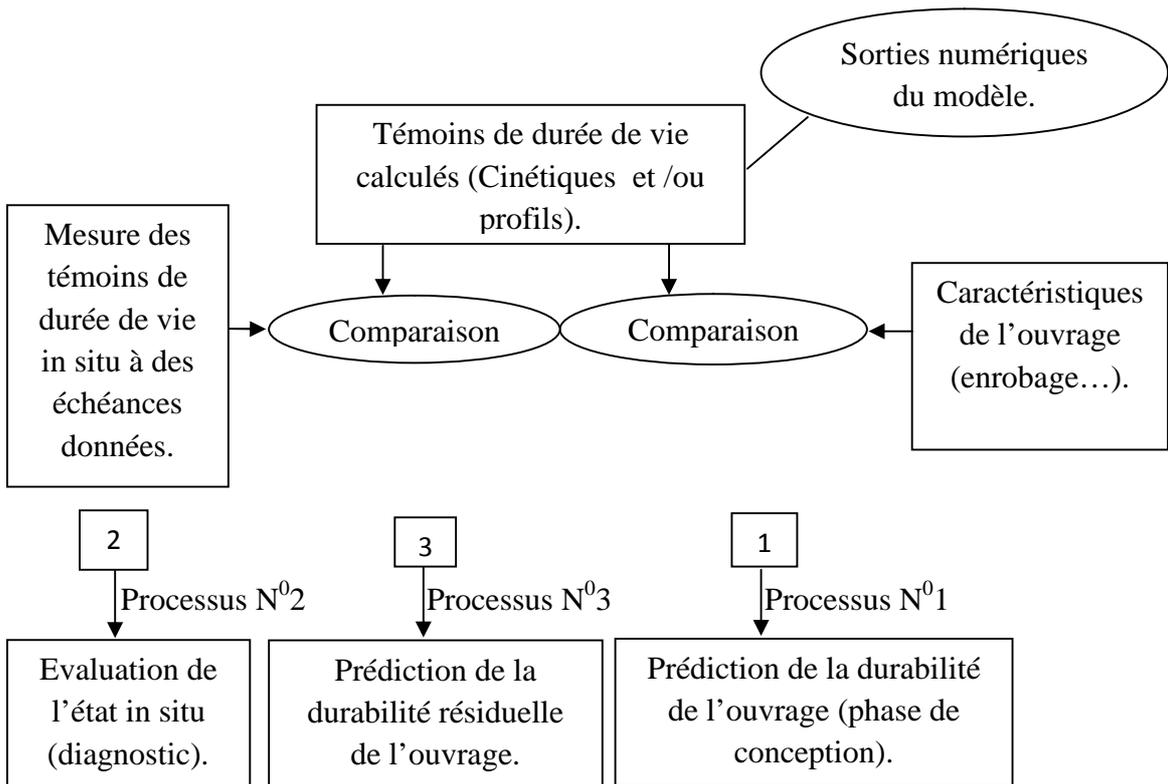


Figure III.8 - Mise en œuvre de l'approche prédictive développée sur la base d'indicateurs de durabilité. Rôle des témoins de durée de vie, [55].

III.10/ Application de l'approche performantielle

Nous présenterons dans ce qui suit un exemple d'application de l'approche performantielle développée par l'AFGC qui a été appliquée au **Maroc** pour l'étude d'un ouvrage maritime sis au large de l'océan Atlantique à Casablanca. Néanmoins, la partie prédictive n'a pas été abordée. Par ailleurs, Le travail consiste uniquement en la détermination de la formulation d'un béton pour un grand ouvrage classé en **niveau 4**, soit un ouvrage en zone de marnage et pour une durée de vie exigée de **100 à 120 ans**, [51].

III.10.1/ Déroulement de la démarche performantielle adoptée

La démarche adoptée a comporté les étapes suivantes :

III.10.1.1/ Détermination de la catégorie de l'ouvrage

Grand ouvrage de prestige, ayant un rôle stratégique important;

III.10.1.2/ Détermination des conditions d'exposition

L'environnement de l'ouvrage est un environnement marin (zone de marnage), où les bétons sont soumis à deux actions majeures qui sont la diffusion des ions chlorures et à la carbonatation.

III.10.1.3/ Exigence de la durée de vie

La durée de vie a été fixée par le maître d'ouvrage ; elle est de **100 à 120 ans** ;

III.10.1.4/ Choix des indicateurs de durabilité et des caractéristiques du matériau**Tableau III.9** : Indicateurs de durabilité et caractéristiques de base à mesurer, [51].

Indicateurs de durabilité	Type d'indicateur	Désignation des essais
Caractéristiques de base	mécaniques	R _c 90 jours (MPa)
	Béton frais	Slump (cm)
		Air occlus (%)
		densité
Indicateurs généraux	Durabilité	Coefficient de diffusion des ions chlore en régime non stationnaire (m ² .s ⁻¹)
		Porosité accessible à l'eau %
Perméabilité à l'oxygène (m ²)		
Indicateurs de substitution		Quantité d'électricité AASHTO (C)
		Absorption d'eau par capillarité (Kg/m ²)
		Résistivité (Ω.m)
Indicateurs relatif à l'alcali-réaction	Classification des granulats	Classes de réactivité par rapport à l'alcali-réaction

III.10.1.5/ Sélection des spécifications relatives aux indicateurs (Tableau III.9)

Les spécifications relatives à la diffusion des chlorures, exigée par le CPS, ont été complétées par d'autres essais. Les spécifications retenues pour ces essais sont tirées de la référence, [13].

Tableau III.10 : Spécification relatives aux indicateurs de durabilité retenus, [51].

Paramètres à mesurer	Méthodes	Spécifications (guide AFGC2004)	CPS
Coefficient de diffusion des ions chlorures en régime non stationnaire	NTB 492	$< 2.10^{-12} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$	$< 1,5.10^{-12} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$
Porosité accessible à l'eau	AFPC-AFREM	$< 10 \%$	-
Perméabilité à l'oxygène	Appareillage CEMBUREAU	$< 100 \text{ m}^2$	-
Perméabilité à l'eau	NF EN 12390-8	$\leq 0,05 \text{ m}^2$	-
Quantité d'électricité en (C)	ASTM C1202	Très faible pénétrabilité des chlorures	-
Teneur en silice	XRF	$< 4\%$	$< 4\%$

Les granulats utilisés pour la confection des bétons testés, sont qualifiés de non réactifs NR sur la base des résultats des analyses chimiques. Ces derniers ont montré que la teneur en silice est inférieure à la limite de 4% (Recommandations LCPC 1994 et P18-542). Par conséquent, les matériaux produits à partir de la formation carbonatée sont qualifiés de Non Réactifs vis à vis du risque d'alcali-réaction.

III.10.1.6/ Formulations et tests en laboratoire de béton satisfaisant les critères retenus

Les bétons étudiés sont de deux types ; un béton ordinaire et un BHP. Pour chaque type de béton **5 formules (F)** ont été testées.

Les matériaux utilisés pour la confection des deux types de béton présentent les caractéristiques suivantes :

- Les granulats utilisés proviennent d'une carrière de roche calcaire ;
- Les ciments utilisés sont : un ciment prise mer pour le béton ordinaire et un ciment prise mer à ajouts de cendres volantes pour le béton haute performance (BHP);
- La fumée de silice est utilisée comme ajout dans le béton étudié;
- L'eau de gâchage utilisée est l'eau du réseau urbain;
- L'adjuvant testé est un adjuvant de nouvelle génération.

Les exigences du CPS (cahier des prescriptions spéciales) sont les suivantes :

Béton ordinaire

1. Le rapport E/C doit être inférieur à 0,42
2. Un dosage en ciment compris entre 350 et 380

Béton de haute performance BHP

1. Le rapport E/C doit être inférieur 0,35;
2. Un dosage en ciment qui doit être compris entre 400 et 450 avec 15 % du poids de ciment est substitué par des cendres volantes et 5 % par de la fumée de silice.

Les dix compositions de béton testées sont présentées dans le tableau III.11

Tableau III.11 : Les différentes compositions des bétons testés, [51].

Constituant	Béton ordinaire					BHP				
	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10
Ciment (kg/m²) CPJ45 prise mer avec 5% de FS et 15% de CV	355	380	380	380	405	400	425	425	425	450
E/C	0,41					0,34				
E/L						0,35				
G/S	1,4	1,4	1,6	1,2	1,4	1,4	1,4	1,6	1,2	1,4

Résultats et interprétation

Les résultats expérimentaux obtenus sont consignés dans le tableau III.12

Tableau III.12 : Résultats des essais réalisés sur les bétons testés à 90 j, [51].

Essai	Béton ordinaire					BHP				
	F5	F1	F3	F2	F4	F6	F7	F8	F9	F10
Slump (cm)	5	13	17	19	22	18	18	18	18	22
Densité (t/m ³)	2,46	2,5	2,47	2,47	2,48	2,5	2,4	2,5	2,5	2,5
Air occlus (%)	1	0,7	0,8	0,7	0,9	0,9	0,8	1,2	1,0	0,9
R _c (MPa)	61	58	60	56	55	84	77	90	85	79
Coeff de diffusion des chlorures (10 ⁻¹² m ² /s)	10,7	8,4	8,3	12,0	8,6	0,6	1,0	0,5	0,6	0,8
Porosité accessible à l'eau (%)	11	10	11	11	10	8	8	8	7	9
Perméabilité aux chlorures ASHTO (C)	2397	2059	2361	1917	2209	160	261	168	172	231
Résistivité électrique (Ω.m)	275	357	270	233	380	1269	724	-	-	1018
Absorption capillaire (Kg/m ²)	4,2	3,9	3,3	-	2,9	1,6	1,6	0,1	1,0	1,3

Ces résultats montrent que les formules des bétons ordinaires n'ont pas respectées les critères sur les indicateurs de durabilité choisis. Les valeurs ainsi obtenues sont supérieures aux seuils exigés pour ce type d'ouvrage.

Les coefficients de diffusion sont de l'ordre de $8 \text{ à } 12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$;

Les valeurs de porosité sont de l'ordre de 11 % ;

Les quantités d'électricité sont comprises entre 2000 à 2400 C ces quantités nous permettent de classer les bétons étudiés en bétons perméables.

Par contre pour le béton BHP, les exigences sur les indicateurs ont été toutes respectés, avec :

Des coefficients de diffusion de l'ordre de $0,5 \text{ à } 1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ont été obtenus.

Des valeurs de porosité de l'ordre de 8 % ;

Des quantités d'électricité comprises entre 160 à 308 C. Ces quantités nous permettent de classer le béton étudié en béton très faiblement perméable.

Ces résultats montrent que pour des $E/C > 0,4$ et des dosages en ciment $< 380 \text{ kg/m}^3$, les indicateurs de durabilité choisis pour les ouvrages marins de durée > 100 ans ne sont pas respectés.

Le ciment utilisé pour la formulation du BHP est substitué en partie par des additions minérales qui sont les cendres volantes et la fumée de silice. L'utilisation de ces additions dans un béton présentant un rapport E/L de 0,35 a permis de diminuer le volume poreux en remplaçant les grands pores par des pores de dimensions plus faibles ce qui a permis d'améliorer les coefficients de transfert et, par conséquent, d'augmenter la durabilité du matériau.

Remarque

La manière dont cette approche a été appliquée est relativement incomplète du moment que la partie prédictive n'a pas été réalisée et que l'ouvrage devrait être divisé en plusieurs zones (pas seulement la zone de marnage) vue qu'il y a plusieurs parties (zone immergée sous l'eau ; zone aérée, zone de marnage...etc) dans la même structure.

III.11/ Adaptation de l'approche performantielle au contexte Algérien

Cette approche performantielle peut être favorablement appliquée et adaptée au contexte Algérien vu que les pathologies prises en considération (corrosion des armatures induite par la carbonatation et la pénétration des ions chlorures) sont très répandues dans notre pays compte tenu des conditions climatiques et environnementales, donc la maîtrise de ces pathologies et la mise en place de solutions innovantes permettant d'arrêter ou de ralentir ces dégradations revêtent un caractère d'urgence.

Cependant, elle demeure toujours incomplète par rapport au contexte Algérien, donc nous préconisons d'introduire ou de mettre au point d'autres critères de performance (indicateurs) par rapport à d'autres pathologies existantes en **Algérie** qui influent sur la durabilité des ouvrages à savoir :

A/ Attaques sulfatiques : surtout dans les sols du sud de l'Algérie, des recherches récentes, [51], préconisent les essais suivants :

- Indicateurs chimiques (constituants du béton)
 - Bilan des sulfates équivalents;
 - Nature des hydrates.
- Indicateur global et macroscopique (béton durci) : Stabilité dimensionnelle des éprouvettes de béton.

B/ La lixiviation

La lixiviation concerne tous les ouvrages immergés, et plus particulièrement ceux exposés à des eaux faiblement minéralisées ou acides: ouvrages hydrauliques, parois d'aéroréfrigérants de centrales électriques, conduites et réservoirs d'eaux usées ou pluviales par exemple.

B.1/ Essai de lixiviation à pH constant

L'essai consiste en l'immersion d'un échantillon de béton 80*30 mm dans une solution régulée à pH = 5,0 par ajout d'acide nitrique HNO₃ de concentration 0,5 mol/l, [53]. Deux dispositifs identiques ont été mis en place, afin de pouvoir étudier la répétabilité de l'essai, (figure III.9). La solution est renouvelée tous les 30 ml d'acide ajoutés et dosée pour déterminer sa concentration en ions calcium. L'évolution de la quantité d'acide ajoutée permet d'évaluer la quantité d'ions hydroxyde lixiviés.

Les quantités cumulées d'ions hydroxyde et calcium lixiviés permettent de déterminer les cinétiques de lixiviation.

A la fin de l'essai, l'épaisseur dégradée est mesurée à l'aide d'un indicateur pH (solution de phénolphaléine) sur l'échantillon fendu.

Trois indicateurs, [53], peuvent être tirés de cet essai de lixiviation à savoir

- Quantité totale de calcium lixivié,
- Épaisseur dégradée mesurée,
- Épaisseur dégradée équivalente.

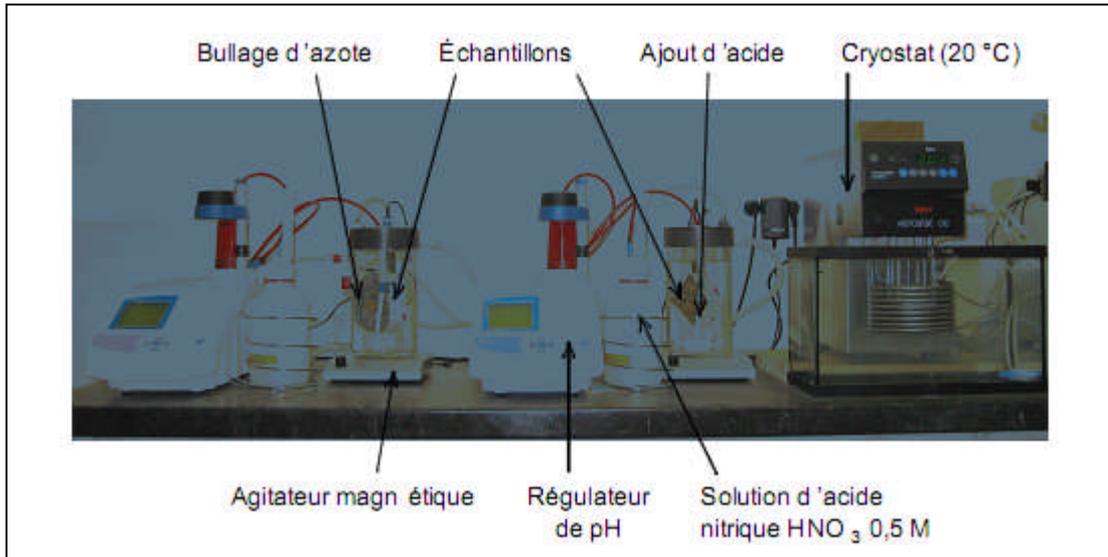


Figure III.9 : Essai de lixiviation à pH constant, [53].

C/ L'effet de la chaleur intense ainsi que le gradient de température

Les variations dimensionnelles des matériaux cimentaires sont à l'origine de fissures souvent préjudiciables. Elles sont dues principalement aux retraits et aux effets de la température, c'est le cas dans le **Sahara** où le mercure peut osciller d'un extrême à l'autre en l'espace de quelques heures seulement (au-delà de **50°C** le jour, au-dessous de **0°C** la nuit !) et doivent être prises en compte dès le début de solidification du matériau, c'est-à-dire dès sa prise.

Les études, [54], touchant ce facteur nous amène à préconiser les critères de performances (indicateurs) suivants :

- Mesure et évolution du coefficient de dilatation thermique, en $\mu\text{m}/\text{m}^{\circ}\text{C}$
- Mesure de retrait,
- Propagation de microfissures,
- Conductivité thermique en $\text{kcal}/\text{m}/\text{h}^{\circ}\text{C}$

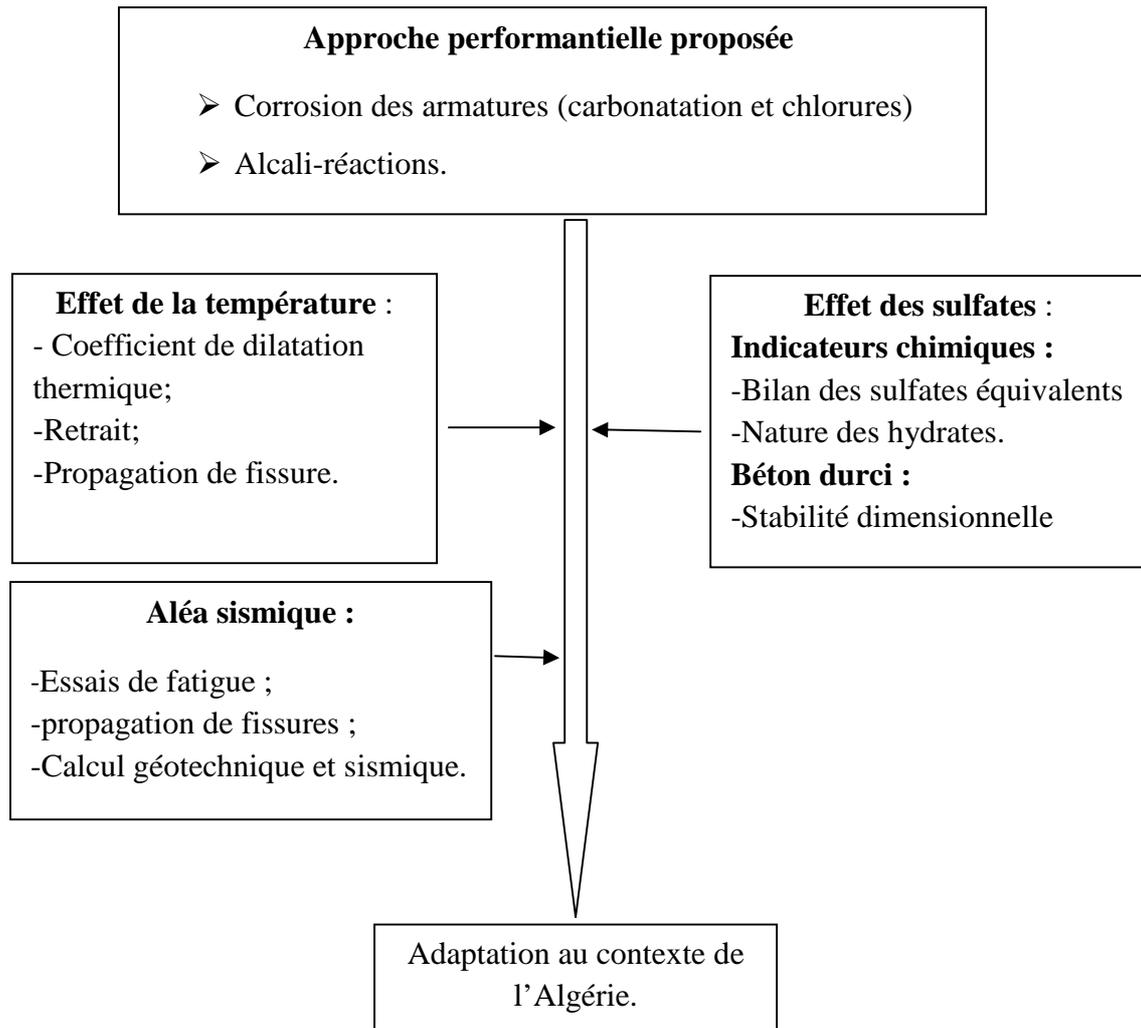


Figure III.10 - Adaptation de l'approche performantielle proposée au contexte de l'Algérie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES POUR LE CHAPITRE III

- [1]: **ABBAS (A.), CARCASSES (M.) et OLLIVIER (J.P.)**. – Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and structures*, vol. 32, pp 3-8 (1999).
- [2]: **Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations provisoires.** Documents Scientifiques et Techniques de l'Association Française de Génie Civil, AFGC, Bagnaux, 152 p., janv. 2002.
- [3]: **Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité.** Compte-rendu des Journées Techniques AFPC-AFREM « Durabilité des Bétons », Toulouse, France (LMDC, Toulouse, 1998), 11-12 déc. 1997.
- [4]: **ANDRADE (C.) et SANJUAN (M.A.)**. – Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests. *Advances in cement research*, vol. 6, no 23, pp 127-134 (1994).
- [5]: **ANDRADE (C.), CASTELLOTE (M.), ALONSO (C.) et GONZALEZ (C.)**. – Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I : Comparison between several methods of calculation. *Materials and structures*, vol. 33, pp 21-28, janv.- fév. 2000.
- [6]: **ANDRADE (C.), ALONSO (C.), ARTEAGA (A.) et TANNER (P.)**. – Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life. *L'industria italiana del cemento*, N° 764, pp 330-339, avril 2001.
- [7]: **BAROGHEL-BOUNY (V.)**. – Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons. *Méthodes, Analyse, Interprétations* (LCPC Publ., Paris), 468 p. (1994).
- [8]: **BAROGHEL-BOUNY (V.), AMMOUCHE (A.) et HORNAIN (H.)**. – Matrices cimentaires : analyse de la microstructure et propriétés de transfert, dans « Transferts dans les bétons et durabilité ». Numéro double spécial de la *Revue Française de Génie Civil* (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris), vol. 5, N° 2-3, pp 149-177 (2001).
- [9]: **BAROGHEL-BOUNY (V.), BELIN (P.), CASTELLOTE (M.), RAFAÏ (N.), ROUGEAU (P.) et YSSORCHE-CUBAYNES (M.P.)**. – Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part I : Comparison between various methods for assessing the chloride diffusion coefficient of concrete in saturated conditions, in *Proceedings of the 3rd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete »*, Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade and J. Kropp, RILEM, Cachan, 2002), 9-10 sept. 2002.
- [10]: **BAROGHEL-BOUNY (V.), ARNAUD (S.), HENRY (D.), CARCASSÈS (M.) et QUÉNARD (D.)**. – Vieillesse des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. III - Propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° 241, pp 13-59, nov.-déc. 2002.

[11] : BAROGHEL-BOUNY (V.), CHAUSSADENT (T.), CROQUETTE (G.), DIVET (L.), GAWSEWITCH (J.), GODIN (J.), HENRY (D.), PLATRET (G.) et VILLAIN (G.). – Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons – Méthodes de mesure et d'essais de laboratoire – Méthodes d'essai N° 58. Techniques et Méthodes des LPC, LCPC, 88 p., fév. 200

[12]: BAROGHEL-BOUNY (V.). – Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part II : Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters, in Proceedings of the 3rd RILEM Workshop « Testing and modelling chloride ingress into concrete », Madrid, Spain (Ed. by C. Andrade and J. Kropp, RILEM Publ., Cachan, 2002), 9-10 sept. 2002.

[13] : BAROGHEL-BOUNY (V.) et al. – Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction – État de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité. Documents Scientifiques et Techniques de l'Association Française de Génie Civil, AFGC, Bagneux, 252 p., juil. 2004.

[14]: BAROGHEL-BOUNY (V.), GAWSEWITCH (J.), BELIN (P.), OUNOUGHI (K.), ARNAUD (S.), OLIVIER (G.) et BISSONNETTE (B.). – Vieillesse des bétons en milieu naturel : une expérimentation pour le XXI^e siècle. IV – Résultats issus des prélèvements effectués sur les corps d'épreuve de différents sites aux premières échéances de mesure. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 249, pp 49-100, mars-avr. 2004.

[15] : BIGAS (J.P.), LAMBERT (F.) et OLLIVIER (J.P.). – Modélisation globale des interactions physico-chimiques régies par des isothermes non linéaires entre ions chlore emortier de ciment Portland. Materials and structures, vol. 29, pp 277-285 (1996).

[16] : CAPRA (B.) et SELIER (A.). – Modélisation multiéchelles des réactions alcali-granulats. Actes de la Journée Scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, ESPCI, Paris, France, 21 oct. 1999.

[17]: CASTELLOTE (M.), ANDRADE (C.) et ALONSO (C.). – Measurement of the steady and non-steady state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests. Cement and concrete research, vol. 31, N° 10, pp 1411-1420 (2001).

[18]: COLLEPARDI (M.). – Quick method to determine free and bound chlorides in concrete, in Proceedings of the 1st International RILEM Workshop « Chloride penetration into concrete », Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France (Ed. by L.O. Nilsson and J.P. Ollivier, RILEM Publ., Cachan, 1997), pp 10-16, 15-18 oct. 1995.

[19] : COUSSY (O.), BAROGHEL-BOUNY (V.), DANGLA (P.) et MAINGUY (M.). – Évaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage, dans « Transferts dans les bétons et durabilité ». Numéro double spécial de la Revue Française de Génie Civil, (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris), vol. 5, N° 2-3, pp 269-284 (2001).

- [20]: **COUSSY (O.) et EYMARD (R.)**. – Non-linear binding and the diffusion-migration test. *Transport in porous media*, vol. 53, pp 51-74 (2003).
- [21] : **DAIAN (J.F.) et MADJOU (N.)**. – Diffusion de sels dans les matériaux humides. Analyse des processus couplés et étude expérimentale, in « Transferts dans les bétons et durabilité ». Numéro double spécial de la *Revue Française de Génie Civil*, (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris), vol. 5, no 2-3, pp 331-355 (2001).
- [22] : **DELAGRAVE (A.)**. – Influence de la microstructure sur les mécanismes de pénétration des ions chlore. Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, Canada (1996).
- [23]: **DHIR (R.K.), SHAABAN (I.G.), CLAISSE (P.A.) et BYARS (E.A.)**. – Preconditioning in situ concrete for permeation testing. Part 1: Initial surface absorption. *Magazine of concrete research*, vol. 45, N° 163, pp 113-118 (1993).
- [24]: **GARBOCZI (E.J.)**. – Permeability, diffusivity and micro structural parameters: a critical review. *Cement and concrete research*, vol. 20, N°4, pp 591-601 (1990).
- [25]: **HORNAIN (H.), THURET (B.), GUEDON-DUBIEB (S.), LE ROUX (A.), LAPORTE (F.), PIGEON (M.) et MARTINEAU (F.)**. – Influence of aggregates and mineral additives on the composition of the pore solution, in *Proceedings of the 10th ICAARC*, Melbourne, Australia (Ed. by A. Shayan), pp 514-521, 18-23 août 1996.
- [26]: **JACOBS (F.)**. – Permeability to gas of partially saturated concrete. *Magazine of concrete research*, vol. 50, N°2, pp 115-121 (1998).
- [27]: **KOLLEK (J.J.)**. – The determination of the permeability of concrete to oxygen by the CEMBUREAU method – A recommendation. *Materials and structures*, vol. 22, pp 225-230 (1989).
- [28]: **KONECNY (L.) et NAQVI (S.J.)**. – The effect of different drying techniques on the pore size distribution of blended cement mortars. *Cement and concrete research*, vol. 23, N° 5, pp 1223-1228 (1993).
- [29] : **Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel – Guide technique**. *Techniques et Méthodes des LPC, LCPC*, Paris, 167 p., déc. 2003.
- [30] : **LI (K.) et COUSSY (O.)**. – Évaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcali-silice. *Revue Française de Génie Civil*, N°6, pp 835-851 (2002).
- [31] : **MASSAT (M.)**. – Caractérisation de la micro- fissuration, de la perméabilité et de la diffusion d'un béton : application au stockage des déchets radioactifs. Thèse de l'INSA de Toulouse, 148 p. (1991).
- [32]: **MEZIANI (H.) et SKOCZYLAS (N.)**. – An experimental study of the mechanical behavior of a mortar and of its permeability under deviatoric loading. *Materials and structures*, vol. 32, N° 220, pp 403-409, juil 1999.
- [33] : **MOUNANGA (P.)**. – Étude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retraits, propriétés thermophysiques. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes, 215 p., déc. 2003.

- [34]: **PAPADAKIS (V.G.)**. – Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. *Cement and concrete research*, vol. 30, pp 291-299 (2000).
- [35]: **PAPADAKIS (V.G.) et TSIMAS (S.)**. – Supplementary cementing materials in concrete. Part I : efficiency and design. *Cement and concrete research*, vol. 32, pp 1525-1532 (2002).
- [36]: **PARROTT (L.J.)**. – Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens. *Materials and structures*, vol. 27, pp 460-468 (1994).
- [37]: **PERRATON (D.), AÏTCIN (P.C.) et CARLES-GIBERGUES (A.)**. – Permeability, as seen by the researcher, in « High Performance concrete – From material to structure » (Ed. By Y. Malier, E. & F.N. Spon, Chapman & Hall, Cambridge, UK), pp 252-275 (1992).
- [38]: **PERRATON (D.), AÏTCIN (P.C.) et CARLES-GIBERGUES (A.)**. – Mesure de la perméabilité aux gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque – Partie I : Validation des concepts de Carman et de Klinkenberg dans le cas d'un BHP, et Partie II : Étude de l'influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas d'un BHP. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° 221, pp 69-87, juin 1999.
- [39]: **PICANDET (V.)**. – Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes, 229 p, déc. 2001.
- [40]: **RAFAÏ (N.), HORNAIN (H.), VILLAIN (G.), BAROGHEL-BOUNY (V.), PLATRET (G.) et CHAUSSADENT (T.)**. – Comparaison et validité des méthodes de mesure de la carbonatation. *Revue Française de Génie Civil*, vol. 6, N° 2, pp 251-274 (2002).
- [41]: Transferts dans les bétons et durabilité. Numéro double spécial de la *Revue Française de Génie Civil* (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris), vol. 5, N° 2-3 (2001).
- [42]: **SERGI (G.), YU (S.W.) et PAGE (C.L.)**. – Diffusion of chloride and hydroxyl ions in cementitious materials exposed to saline environment. *Magazine of concrete research*, vol. 44, N°158, pp 63-69.
- [43]: **TANG (L.) et NILSSON (L.O.)** – Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. *ACI materials journal*, vol. 89, N° 1, pp 49-53 (1992).
- [44]: **TANG (L.) et NILSSON (L.O.)** – Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. *Cement and concrete research*, vol. 23, pp 247-253 (1993).
- [45]: **TANG (L.) et SORENSEN (H.E.)**. – Precision of the Nordic test methods for measuring the chloride diffusion/migration coefficients of concrete. *Materials and structures*, vol. 34, pp 479-485 (2001).

- [46]: **TRUC (O.), OLLIVIER (J.P.) et CARCASSES (M.)**. – A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test. Cement and concrete research, vol. 30, pp 217-226 (2000).
- [47]: **TSUKAMOTO (M.) et WORNER (J.D.)**. – Permeability of cracked fiber-reinforced concrete. Darmstad Concrete, Ann. J. on concrete and concrete structures, vol. 6, pp 123-135 (1991).
- [48]: **VILLAIN (G.), BAROGHEL-BOUNY (V.), KOUNKOU (C.) et HUA (C.)**. – Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux desaturation des bétons, dans « Transferts dans les bétons et durabilité ». Numéro double spécial de la Revue Française de Génie Civil, (Ed. by V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris), vol. 5, no 2-3, pp 253-270 (2001).
- [49]: **VILLAIN (G.), THIERY (M.) et ROUSSEL (P.)**. –Détermination par gammadensimétrie de profils de séchage et de carbonatation dans les bétons. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 248, pp 49-71, janv.-fév.2004.
- [50]: **YSSORCHE (M.P.), BIGAS (J.P.) et OLLIVIER (J.P.)**. – Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un Perméamètre à charge variable. Materials and structures, vol. 28, pp 401-405 (1995).[86] APM 219 : Test method : Concrete testing, hardened concrete : electrical resistivity. 1st édition, may 1996.
- [51]: **L. KASSOUMI, M. AIT ELAAL, A. OUALI, R. ESSAMOUD, A. GHAFIRI** « Approche performantielle et prédictive du béton des ouvrages d'art sur la base d'indicateurs de durabilité » Département de Géologie, Faculté des sciences Ben M'sik, Université Hassan II – Mohammadia, Maroc.
- [52]: **VERONIQUE BAROGHEL-BOUNY** « Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes » édition de technique de l'ingénieur C 2 245
- [53]: **EMMANUEL ROZIERE, AHMED LOUKILI, RANA EL HACHEM** : « Indicateurs de performance de bétons exposés à la lixiviation et aux attaques sulfatiques externes » Rencontres Universitaires de Génie Civil. Nancy, 4 au 6 juin 2008.
- [54]: **M. SARKIS, J.-L. GRANJU, M. ARNAUD AND G. ESCADEILLAS** : « Coefficient de dilatation thermique d'un mortier frais (Coefficient of thermal dilation of a fresh mortar) ». Matériaux et Constructions, Vol. 3,5, August 2002, pp 415-420
- [55]: **VERONIQUE BAROGHEL -BOUNY** « Nouvelle approche de la durabilité du béton. Méthodologie et exemples » édition de technique de l'ingénieur C 2 246.

*Conclusion générale et
recommandations*

CONCLUSION GENERALE

La conception d'un ouvrage en béton ou en béton armé nécessite d'apprécier à priori l'ensemble des contraintes environnementales et les agressions potentielles qu'il aura à subir pendant toute sa durée de service, et de respecter et mettre en œuvre les recommandations en vigueur.

Ce travail nous a permis de sérier les facteurs à prendre en compte pour l'appréhension de la problématique de la **durabilité des bétons en Algérie**. Ces facteurs sont essentiellement le climat, l'environnement, les agressions chimiques ainsi que l'aléa sismique dans les régions à forte sismicité et de proposer par la suite une méthodologie générale, structurée en différentes étapes ou modules (processus).

Cette approche **novatrice** a le mérite de clarifier et d'introduire plus de rigueur scientifique dans l'évaluation de la durabilité des ouvrages en béton armé, tout en restant très souple (adaptable). Elle propose des critères performantiels sûrs et objectifs pour maîtriser la durabilité du béton armé et de ses constituants.

Il est désormais possible de fournir à l'ingénieur et au concepteur, fort démunis jusqu'à présent, une « méthodologie » pour l'évaluation et la prédiction de la durabilité, sur la base d'un petit nombre de propriétés du matériau béton. Ces propriétés ont une signification physique précise et sont facilement accessibles par des méthodes bien définies et validées.

Cette « méthodologie » inclut :

- **Les indicateurs de durabilité** (généraux, spécifiques ou de substitution) et des paramètres complémentaires optionnels, accompagnés des méthodes d'essais correspondantes et d'un système de classes (et de valeurs limites) directement utilisable pour l'évaluation de la durabilité « potentielle » et de là, pour la comparaison et le classement de différentes formules de béton.

- Des **spécifications types** par rapport à la corrosion des armatures et l'alcali-réaction relatives aux indicateurs de durabilité sélectionnés, en fonction de la durée de vie exigée pour la structure et de son type d'environnement. Ainsi, les « recommandations » proposées permettent de spécifier des durées de vie (par exemple 30, 50, 100, 120 ans ou plus) pour les ouvrages en béton, sur la base de 1, 2, 3 ou 4 grandeurs physiques mesurées ;

- Des modèle(s) prédictif(s);

- Des témoins de durée de vie accompagnés des méthodes d'essais correspondantes.

Cette « méthodologie » permet également d'apporter d'ores et déjà des solutions concrètes, fiables et à faible coût à divers problèmes, dans les deux situations suivantes :

La conception des bétons et des ouvrages (prévention) : Concevoir des bétons aptes à prémunir les ouvrages vis-à-vis d'une dégradation donnée, en fonction de la durée de vie exigée et du type d'environnement (lui-même fonction notamment de la température, de l'humidité relative et des espèces potentiellement agressives présentes).

La méthodologie proposée permet ainsi la qualification de formules de béton destinées à un ouvrage à construire. En outre, si les valeurs des indicateurs de durabilité sont introduites en tant que données d'entrée dans un modèle, il est possible de **prédire** la durée de vie de l'ouvrage ;

Le suivi des ouvrages existants : il s'agit ici d'évaluer l'état d'ouvrages existants, dégradés ou non, à une échéance donnée (diagnostic), et de prédire leur évolution future (durabilité résiduelle), dans le cadre notamment du contrôle opérationnel et de la gestion du parc d'ouvrages, et dans un objectif d'aide à la décision.

-Cette approche performantielle peut être favorablement appliquée dans le contexte Algérien vu que les pathologies prises en considération (corrosion des armatures induite par la carbonatation et la pénétration des ions chlorures) sont très fréquentes dans notre pays compte tenu des conditions climatiques et environnementales, donc la maîtrise de cette pathologie et la mise en place de solutions innovantes permettant d'arrêter ou de ralentir la corrosion des armatures revêtent un caractère d'urgence.

-En revanche, la deuxième pathologie prise en considération qui est l'alcali-réaction, même si ce type d'agression est rarement rencontré en Algérie, il a été jugé utile de la maintenir en raison de la gravité des dégâts causés par cette agression et de le prendre comme mesure de sécurité sur les granulas locaux employés.

-Cependant, l'incorporation de critères performantiels spécifiques est nécessaire afin de lutter contre d'autres pathologies existantes en Algérie et que cette approche n'a pas pris en compte tel que l'effet de la chaleur intense et l'influence des attaques sulfatiques ainsi que l'alea sismique qui provoque des fissures et microfissures ce qui facilite la pénétration des agents agressifs et par conséquent, compromettre la durabilité de l'ouvrage et remis en cause toutes les théories mentionnées par l'approche.

-Enfin, Il est important de souligner que ce type de démarche et les spécifications correspondantes, aussi élaborés, rigoureux et précis soient-t-ils, ne pourront porter leurs fruits que si les recommandations pour une mise en œuvre correcte du béton et le contrôle d'exécution sont appliqués avec la même rigueur.