

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

EVALUATION DU PATRIMOINE ARCHITECTURAL DU XX^e SIECLE
EN BETON EN ALGERIE - REGION CENTRE

Par

Ismail ZEMIR

Devant le jury composé de :

Belkacem MENADI	Prof.	U. Saad Dahleb-Blida1	Président
Othmane BOUKENDAKDJI	Prof.	U. Médéa	Examineur
Mohamed BENTCHIKOU	M.C.A.	U. Médéa	Examineur
Mouloud ABDESSEMED	M.C.A.	U. Saad Dahleb-Blida1	Examineur
Farid DEBIEB	Prof.	U. Médéa	Directeur de thèse
Said KENAI	Prof.	U. Saad Dahleb-Blida1	Co-directeur de thèse

Blida, 2021

ملخص

في نهاية القرن التاسع عشر ظهرت أولى الإنشاءات الخرسانية في الجزائر عندما تم استبدال الجير المائي بالأسمنت البورتلاندي. تم إدخال قضبان فولاذية في الخرسانة من أجل تعويض قوة الشد المنخفضة، مما أدى إلى ظهور الخرسانة المسلحة. تم ظهور النظريات الأولى للحسابات الثابتة في عام 1930 ومع التقدم المنجزات في القرن العشرين أصبحت الخرسانة المسلحة هي المادة الرئيسية المستخدمة في البناء، اقتصادية ومقاومة للحريق. و مع ذلك أظهرت المادة بعض العيوب: شقوق، شظايا، تفكك، تآكل. لذلك يبدو من الضروري الالتفات للوضع الحالي للتراث الخرساني الجزائري.

الهدف من هذا العمل هو تحديد العيوب التي تؤثر على المادة الخرسانية والعوامل المؤثرة على الإطار المبني في المنطقة الوسطى للجزائر. لقد تم إجراء تشخيصا للخرسانة والخرسانة المسلحة لحالات متنوعة من أجل تقييم حالة التدهور في الإطار المبني. في هذا السياق و بالنظر إلى حجم العيوب فان إستراتيجية تدخل عاجل لإعادة التأهيلكالتعزيز أو الإصلاح بادت ضرورية من أجل تحسين المواد الخرسانية على المدى الطويل وبالتالي الحفاظ على تراثنا ونقله إلى أجيال المستقبل.

قادنا هذا البحث لدراسة تجريبية بغية تحقيق هدفنا. من اجل ذلك قمنا بتنفيذ بروتوكول تجريبي يهدف إلى صناعة مركب جديد يساهم في تعزيز الخرسانة العادية للهياكل القديمة بخرسانة جديدة ذاتية الرص مصنوعة من ألياف الحديد. أظهرت النتائج أن إدراج الألياف المعدنية في الخرسانة ذاتية الرص يساعد على تحسين خواصها الميكانيكية وممانتها مما يؤدي إلى تحسين الخواص نفسها في المركب المقوى الجديد للخرسانة العادية.تؤدي نسبة إدراج حجم الألياف المعدنية البالغة 0.5% و 0.8% مع النوعين (F1 و F2) والنوع F3 على التوالي إلى السيولة المثلى لخرسانة ذاتية الرص المصنوعة من الألياف. تم تحسين قوة الضغط والشد لمركب المقوى الجديد للخرسانة العادية ويمكن أن يحقق مكاسب بنسبة 18% و 25% على التوالي. يبدو أن الألياف المعدنية ذات الكسر الحجمي 0.5% هي أفضل تركيبة موصى بها لتقوية الخرسانة العادية

الكلمات المفتاحية : الخرسانة ، العيوب، التشخيص ، التدهور ، التعزيز، الخرسانة ذاتية الرص،الألياف

المعدنية.

RESUME

C'est vers la fin du XIX^e siècle qu'apparaissent les premières constructions en béton en Algérie lorsque la chaux hydraulique est remplacée par le ciment Portland. Des barres d'acier sont introduites dans le béton afin de compenser sa faible résistance à la traction, donnant ainsi naissance au béton armé. Les premières théories des calculs statiques apparaissent en 1930 et les progrès réalisés au XX^e siècle ont fait du béton armé, le principal matériau de construction utilisé aujourd'hui, économique et résistant au feu. Cependant ce matériau a montré ses limites: fissures, épaufrures, désintégration, corrosion. D'où il paraît donc nécessaire de s'inquiéter de l'état actuel du patrimoine architectural en béton en Algérie.

L'objectif de ce travail est de cerner au plus juste les pathologies qui affectent le matériau béton et les facteurs d'influence sur le cadre bâti de la région centre de l'Algérie. Un diagnostic béton et béton armé des cas d'études a été réalisé, afin d'évaluer l'état de dégradation dans lequel se trouve ce cadre bâti. Dans ce contexte, au vu de l'ampleur des désordres, une stratégie d'interventions urgentes, telles que des opérations de réhabilitation par renforcement ou réparation sont nécessaires, afin d'améliorer la pérennité du matériau béton dans le temps et par conséquent préserver notre patrimoine pour le transmettre aux générations futures.

Cette recherche a conduit à la nécessité d'une étude expérimentale pour répondre à notre objectif. Pour ce faire, nous avons procédé à un protocole expérimental qui consiste au renforcement du béton ordinaire des structures anciennes à l'aide d'un béton autoplaçant à base de fibres métalliques. Les résultats montrent que l'inclusion de la fibre métallique (FM) dans le béton autoplaçant (BAP) contribue à améliorer les propriétés mécaniques du BAPF et du nouveau composite renforcé de béton ordinaire (BOR). Un rapport volumique (F_v) de 0,5% et de 0,8% conduit à une fluidité optimale du BAPF respectivement avec les fibres de types (F1 et F2) et de type F3. La résistance à la compression et à la traction du nouveau composite BOR sont améliorées et peuvent atteindre un gain de 18% et de 25% respectivement. La fibre métallique 2 avec une fraction volumique de 0,5% semble être la meilleure combinaison recommandée pour le renforcement des bétons ordinaires (BOR).

Mots clés : Béton, Pathologie, Diagnostic, Dégradation, Renforcement, BAP, Fibre métallique.

ABSTRACT

It was only towards the end of the 19th century that the first concrete constructions appeared in Algeria. When Portland cement replaced hydraulic lime and steel bars were added to the concrete so as to correct its low tensile strength and this gave birth to what we call reinforced concrete. The first static calculation theories which started in 1930 and were developed during the 20th century made the reinforced concrete the main material used in building today because it is economic and resistant to fire yet , it has many drawbacks like cracks, spalling, decomposition and corrosion. Therefore, it is necessary to worry about the current state of the architectural heritage in Algeria.

The objective of this work is to identify as accurately as possible the pathologies which affect the concrete material and the influencing factors on the built environment of the central region of Algeria. Concrete and reinforced concrete diagnosis of a variety of case studies was carried out in order to assess the state of degradation of this built environment. In this context, and in view of the extent of the disorders, a strategy of urgent interventions, such as: rehabilitation operations, reinforcement or repair are necessary in order to improve the durability of the concrete material over time and space. And consequently preserve our heritage to pass it on to future generations.

In order to achieve this objective, this research project showed the need for an experimental study resulting in an experimental protocol carried out for the manufacture of a new composite to reinforce concrete old structures using a new fiber based self-compacting concrete (SCC). The results show that the inclusion of steel fibers in the SCC has largely improved its mechanical properties and durability and therefore also those of the new composite. A volume ratio (VF) of 0.5% and 0.8% leads to optimum fluidity of the FSCC respectively with fibers of types (F1 and F2) and of type F3. The compressive and tensile strength of the new (ROC) composite are improved and can achieve a gain of respectively 18% and 25%. The metal fiber 2 with a volume fraction of 0.5% seems to be the best combination recommended for the reinforcement of ordinary concrete (ROC).

Keywords: Concrete, pathologie, Diagnosis, Degradation, Reinforcement, SCC, Steel fiber.

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je remercie ALLAH le Miséricordieux de m'avoir donné la force et la patience à achever ce travail. Sans l'aide de mon Dieu, je n'aurai pas pu terminer cette thèse...

Je remercie vivement Monsieur le Professeur Debieb Farid, directeur de thèse, de m'avoir accueilli au sein de son laboratoire et qui m'a dirigé tout au long de ce travail de recherche, avec beaucoup de compétence, d'enthousiasme et de disponibilité. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Ce travail n'aurait pu se finaliser sans la contribution de mon Co-directeur de thèse, Pr. Kenai Said, Département de génie civil, Université de Blida1. Ses commentaires, ses critiques et ses questions sont autant d'encouragements à poursuivre ce travail. Il m'a fait bénéficier de ses compétences et conseils, il restera pour moi une référence scientifique.

Monsieur le Professeur Menadi Belkacem m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance. Qu'il trouve ici l'assurance de mes sentiments respectueux.

Je remercie Monsieur le Professeur Boukendakdji Othmane et Dr Bentchikou Mohamed ainsi que Dr Abdessemed Mouloud d'avoir accepté d'examiner cette étude et de participer au jury de soutenance.

J'adresse mes vifs remerciements au Centre de Diagnostic et d'Expertise (CDE), Hussein-Dey Alger et au Bureau d'études en ingénierie de construction (Afr Conseils, Chéraga), d'avoir ouvrir leurs archives pour mener à bien la recherche de diagnostic.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Monsieur Kadri El-Hadj, Professeur à l'Université de Cergy Pontoise et Pr. Luc Courard, LMC, Département ArGEnCo, Université de Liège, Belgique, pour leurs aide, leurs gentillesse et disponibilité. Ils m'ont fait bénéficier de leurs compétences et conseils avisés.

Enfin, mes sentiments vont à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse.

TABLES DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

TABLES DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1: PATRIMOINE ARCHITECTURAL DU XXe SIECLE

1.1	Introduction	19
1.2	Historique du béton dans le monde	23
1.2.1	François Coignet (1814-1888)	25
1.2.2	Auguste Perret (1874-1954).....	26
1.3	Historique du béton armé dans le monde	27
1.3.1	Joseph Lambot – 1849	27
1.3.2	François Hennebique (1842-1921)	28
1.3.3	Développement théorique, calcul et normes sur le béton armé	29
1.3.4	Introduction des adjuvants	30
1.3.5	Technique de préfabrication	31
1.3.6	Formes architecturales	32
1.3.7	Béton fibré et béton de haute performance	32
1.4	Historique du béton et du béton armé en Algérie	33

1.4.1	Réalisation de François Hennebique (1842-1921) en Algérie.....	33
1.4.2	Réalisation Auguste Perret (1874-1954).....	35
1.4.3	Entreprise de Travaux Public GREGORI Marcellin	36
1.4.4	L'évolution de l'utilisation du béton et de ses constituants en Algérie	37
1.5	Patrimoine architectural	39
1.6	Convention UNESCO	40
1.7	Patrimoine en Algérie	41
1.8	Typologie	42
1.8.1	Les planchers à ossature en bois	42
1.8.2	Les planchers à ossature métallique.....	44
1.8.3	Les planchers en béton armé.....	45
1.8.4	Les murs.....	46
1.8.5	Poteaux-poutres	46
1.8.6	Fondations.....	47
1.9	Matériaux	48
1.10	Etat des lieux du Patrimoine, désordres et causes	49
1.10.1	Manque d'entretien	53
1.10.2	Corrosion par carbonatation.....	53
1.10.3	Corrosion par chlorures	59
1.10.4	Séismes	60
1.11	Nécessité de mise en place d'un guide technique de réhabilitation	62
1.12	Conclusion.....	63

CHAPITRE 2

DIAGNOSTIC, TECHNIQUES, MATERIAUX DE REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME

2.1	Introduction	65
2.2	Diagnostic des dégradations des ouvrages en béton armé	65

2.2.1	Investigations non destructives	66
2.2.2	Investigations destructives	71
2.3	Techniques de renforcement	75
2.3.1	Renforcement des fondations.....	75
2.3.2	Renforcement des planchers en bois.....	78
2.3.3	Renforcement des planchers métalliques.....	78
2.3.4	Renforcement des planchers en béton armé	78
2.3.5	Renforcement des murs	79
2.3.6	Techniques de renforcement par matériaux composites.....	80
2.4	Techniques de réparation	82
2.4.1	Le nettoyage.....	83
2.4.2	Le ragréage	84
2.4.3	Le béton et mortier projeté.....	85
2.4.4	Protection.....	86
2.4.5	Traitement de la corrosion	87
2.5	Norme Européenne EN 1504 sur le choix de réparation et de protection.....	88
2.6	Matériaux de réparation	90
2.7	Travaux ultérieurs sur les matériaux de réparation	91
2.7.1	BAP non fibré	92
2.7.2	BAP fibré	94
2.8	Conclusion.....	95

CHPITRE 3

ETUDES DE CAS PATHOLOGIQUES DANS LA REGION CENTRE DE L'ALGERIE

3.1	Introduction	96
3.2	Facteurs influant la dégradation des ouvrages	96
3.3	Cas des logements	98

3.3.1	Cas1 : Quatre bâtiments (A, B, C, et D) à Kolea, Tipaza	98
3.3.2	Cas 2 : Bâtisse Rais Hamidou, Alger.....	101
3.3.3	Cas 3 : Bâtiment colonial, Alger centre	103
3.3.4	Cas 4 : Blocs logements Ouzera, Médéa	105
3.3.5	Conclusion des cas pathologiques des logements d'habitation	107
3.4	Cas des équipements	107
3.4.1	Cas 1: Hotel Mazafran, Zeralda	107
3.4.2	Cas 2 : Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel	109
3.4.3	Cas 3 : Bloc Pédagogique, Bou Ismail, Tipaza.....	113
3.4.4	Cas 4 : Tribunes 01 et 02 du stade de Rouïba.....	116
3.4.5	Conclusion des cas pathologiques des équipements.....	118
3.5	Cas des ouvrages d'art	118
3.5.1	Cas1 : Pont sur Oued Mechaab.....	118
3.5.2	Cas 2 : Pont sur Oued Megoura	122
3.5.3	Cas 3 : Pont sur Oued Djmaa.....	125
3.5.4	Cas 4 : Pont sur Oued Zeghoua	127
3.5.5	Conclusion des cas pathologiques des ouvrages d'art	130
3.6	Les facteurs d'influence des dégradations des ouvrages d'habitation, équipement et ouvrages d'art.....	130
3.7	Conclusion.....	132

CHAPITRE 4

ETUDE EXPERIMENTALE : ETUDE DE RENFORCEMENT

4.1	Introduction	99
4.2	Matériaux utilisés	99
4.3	Formulation et composition	138
4.4	Essais à l'état frais sur BAP	139
4.4.1	Essai d'étalement et T50.....	139

4.4.2	Essai d'entonnoir en V (V-funnel).....	140
4.4.3	Essai de la boîte en L (L-Box).....	141
4.4.4	Essai de stabilité au tamis	141
4.5	Essais à l'état durci.....	142
4.5.1	Compression	142
4.5.2	Résistance à la traction par flexion	143
4.5.3	Module d'élasticité	144
4.6	Techniques de Renforcement et Conservation.....	145
4.6.1	Renforcement.....	145
4.6.2	Conservation des éprouvettes	146
4.7	Résultats et discussions	148
4.7.1	Béton frais.....	148
4.7.2	Béton durci.....	153
4.8	Conclusion.....	163
	CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS	164
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	167

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Evolution des résistances en compression [16]	33
Tableau 1.2 : Causes des dégradations	52
Tableau 2.1 : Classification de la qualité du béton	70
Tableau 2.2 : Les différents types de composites	81
Tableau 2.3 : Parties de la norme EN 1504	89
Tableau 4.1 : L'analyse chimique du ciment.....	99
Tableau 4.2 : Composition minéralogique du clinker.....	135
Tableau 4.3 : Propriétés physiques	135
Tableau 4.4 : Propriétés physiques d'identification des granulats utilisés	135
Tableau 4.5 : Caractéristiques des fibres utilisées	137
Tableau 4.6 : Types de béton étudiés.....	139
Tableau 4.7 : Caractéristiques à l'état frais du BAP fibré	148

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Vicat, Pont de Souillac, première construction au monde réalisée avec du ciment artificiel.....	24
Figure 1.2: Immeuble rue Miromesnil, Paris, 1867	26
Figure 1.3: Immeuble d’habitation, rue Franklin, Paris, 1903	26
Figure 1.4: Barque en ciment armé, 1849.....	28
Figure 1.5: Détails des modifications de la poutre dans deux de ses brevets et système typique colonne-poutre-dalle utilisé par Hennebique dès 1897.....	28
Figure 1.6: Lotissement Praunheim à Francfort, 1926-1930 [10].	31
Figure 1.7: Cité de la Muette à Drancy Chantier de préfabrication, 1931-1934[10].....	31
Figure 1.8: F. immeuble Johnson à Racine, USA, 1936.....	32
Figure 1.9 : Villa Savoye à Poissy, France1929	32
Figure 1.10 : Immeubles en béton armé, Alger, 1904	34
Figure 1.11: La Dépêche Algérienne, Alger, 1904–1905.....	34
Figure 1.12 : Cité Bobillot les futurs HLM Alger, 1926.	35
Figure 1.13: L’hôtel de Préfecture, Alger, 1913.....	35
Figure 1.14 : Vue aérienne « Palais du Gouvernement actuel» Alger.....	36
Figure 1.15: Vue générale les magasins du Bon Marché, Alger 1923	37
Figure 1.16: Vue générale de la grande poste, Alger	37
Figure 1.17: Plancher à ossature en bois.....	43
Figure 1.18 : Plancher à voutain avec brique pleine et faux plafond.....	44
Figure 1.19 : Plancher avec brique creuse et faux plafond.....	44
Figure 1.20 : Plancher dalle pleine.	45
Figure 1.21 :Plancher à poutrelles préfabriquées en béton armé.....	45
Figure 1.22 : Fissure d’une poutre.	47
Figure 1.23 : Fissure d’un poteau.	47
Figure 1.24 : Semelles sous poteaux.....	48

Figure 1.25 : Semelles sous murs.	48
Figure 1.26 : Erosion d'une partie de la laitance d'un élément de claustras	49
Figure 1.27 : Epaufrures et corrosion Bâtiment colonial, Alger.....	49
Figure 1.28 : Façades en état délabrés, désordres sur les balcons	50
Figure 1.29 : Prolifération de végétation	50
Figure 1.30 : Mauvais branchement des descentes d'eau et fuite d'eau.....	51
Figure 1.31 : Dégradation de l'escalier et renforcement provisoire	51
Figure 1.32 : Principales dégradations des bétons	53
Figure 1.33: Incidence de l'humidité relative de l'air sur la profondeur de carbonatation(courbe 1 : E/C = 0,60 ; courbe 2 : E/C = 0,80).....	55
Figure 1.34: Vitesse de carbonatation en fonction du temps.....	55
Figure 1.35 :Phénomène de carbonatation.....	56
Figure 1.36: Processus de corrosion des armatures	57
Figure 1.37: Processus de base de la corrosion des aciers dans le béton.....	58
Figure 1.38: Processus de corrosion	58
Figure 1.39: L'état passif d'acier	59
Figure 1.40: Dépassivation d'acier	59
Figure 1.41 : Interaction maçonnerie – poteau insuffisance d'armatures transversales	61
Figure 1.42: Talonnette de 10 cm en mortier de mauvaise qualité et reprise de béton	61
Figure 1.43:Détail de destruction à cause du fonctionnement en poteau court.....	61
Figure 1.44: Bâtiments avec poteaux, poutres et murs en maçonnerie, comportement aléatoire.....	61
Figure 1.45: Insuffisance d'armatures et fissuration du voile	62
Figure 1.46 : Corrosion des armatures et mauvaise qualité du béton	62

Figure 2.1 : Schéma des investigations non destructives.....	66
Figure 2.2: Réponse en fonction de la densité d'armature	69
Figure 2.3: Schéma des investigations destructives.....	71
Figure 2.4:Principale du potentiel de corrosion.....	73
Figure 2.5: Graphique enrobage-carbonatation	74
Figure 2.6: Reprises-en sous œuvre 1 ^{ère} étape	76
Figure 2.7: Reprises-en sous œuvre 2 ^{ème} étape	76
Figure 2.8: Reprise par micro-pieu	77
Figure 2.9: Tirant d'ancrage	77
Figure 2.10: Cimentation par injection sous pression.....	80
Figure 2.11: Consolidation par grillage armé	80
Figure 2.12: Renforcement d'une poutre par TFC	82
Figure 2.13: Protocole de restauration	85
Figure 2.14: Schémas de fissuration à la rupture des poutres réparées par BAP	93
Figure 2.15:Mode de réparation avec MAP.....	94
Figure 3.1: Vue du bâtiment A à trois blocs.	98
Figure 3.2: Vue du bâtiment B à trois blocs.	98
Figure 3.3: Vue du bâtiment C à cinq blocs.	98
Figure 3.4: Vue du bâtiment D à cinq blocs.	98
Figure 3.5: Perte d'enrobage en sous faces des planchers dans les vides sanitaires.....	99
Figure 3.6: Rupture du ferrailage des planchers des vides sanitaires.	99
Figure 3.7: Epaufrures du béton et corrosion des armatures.	100
Figure 3.8: Délamination du béton en sous faces des dalles	100
Figure 3.9: Perte de masse des sous Faces des dalles et rupture du ferrailage.....	100
Figure 3.10: Fissuration au niveau de l'escalier et corrosion.	100
Figure 3.11: Infiltration, détérioration des enduits et taux d'humidité très élevé.....	100
Figure 3.12: Détérioration du réseau d'assainissement.	100

Figure 3.13: Vue générale de la bâtisse Rais Hamidou, Milieu marin agressif.....	101
Figure 3.14: Epaufrures du béton et fissurations.	102
Figure 3.15: Mise à nu des armatures et corrosion avancée.	102
Figure 3.16: Traces d'humidité.....	102
Figure 3.17 : Perte de masse au niveau des contreforts en pierre.....	102
Figure 3.18: Infiltrations des eaux usées.	103
Figure 3.19: Multiples taches d'humidité.	103
Figure 3.20: Façade principale du bâtiment et apparition de fissure verticale.	104
Figure 3.21: Affaissement localisé à l'entrée principale du bâtiment.	104
Figure 3.22: Epaufrures du béton et corrosion des armatures.	104
Figure 3.23: Infiltrations des eaux usées et pluviales.	104
Figure 3.24: Branchement et raccordement défectueux d'assainissement.....	104
Figure 3.25: Développement de végétation au niveau du revêtement de la terrasse	104
Figure 3.26: Vue générale du 1 ^{er} bloc.....	105
Figure 3.27: Vue générale du 2 ^{eme} bloc.	105
Figure 3.28: Fissuration horizontale, marche d'escalier.....	106
Figure 3.29: Fissuration horizontale et épaufrure, poutre palière.....	106
Figure 3.30: Epaufrure et corrosion de l'armature du poteau, RDC.....	106
Figure 3.31: Corrosion avancée de l'armature et effritement, vide sanitaire.	106
Figure 3.32: Vue générale de l'Hôtel Mazafran, Zeralda.	107
Figure 3.33: Décollement de béton et perte d'enrobage des poteaux et poutres mettant en évidence des armatures corrodées.	108
Figure 3.34: Eclatement du béton et corrosion des aciers du balcon.....	108
Figure 3.35: Percement anarchique des dalles en béton armé et corrosion.	108
Figure 3.36: Absence de plate forme et départ des particules sous deux fondations provoquant l'affouillement des deux fondations.	109
Figure 3.37: Façade principale - Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel.....	110

Figure 3.38: Façade postérieure - Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel	110
Figure 3.39: Eléments de contreventement En X niveau RDC.	111
Figure 3.40 : Maçonnerie extérieure en briques pleine perforée.	111
Figure 3.41 : Fissurations observées à la base des poteaux (coté latéral gauche).	111
Figure 3.42: Eclatement du béton des éléments de contreventement en X	111
Figure 3.43: Fissurations verticales au droit des poteaux de la cage d'escalier.	112
Figure 3.44: Fissuration horizontale au droit d'un élément poutre au 2 ^{ème} étage.....	112
Figure 3.45: Fissuration et éclatement du béton de l'appui de fenêtre.	112
Figure 3.46: Fissuration et éclatement du béton des poutres consoles.	112
Figure 3.47: Epaufrures du béton et corrosion des armatures des poutres.	112
Figure 3.48: Epaufrures du béton et corrosion des armatures des poteaux.	112
Figure 3.49 : Altération du béton d'enrobage de dalle non cloisonné à proximité de conduites d'évacuation des eaux usées.	113
Figure 3.50: Perte d'enrobage en sous face des dalles de coursives provoquant de la corrosion.	113
Figure 3.51: Vue générale sur le bloc pédagogique, Bou Ismail, Tipaza.	114
Figure 3.52: Vue générale sur les galeries, Bou Ismail, Tipaza.	114
Figure 3.53: Fissures des poutres des galeries avec éclatement de béton de l'enrobage et corrosion de l'armature.	115
Figure 3.54: Fissures des poteaux des galeries avec éclatement de béton de l'enrobage et corrosion de l'armature.	115
Figure 3.55 :Epaufrures au niveau des panneaux préfabriqués et corrosion des armatures.	115
Figure 3.56: Vues d'ensemble de la tribune du coté intérieur et extérieur du stade.....	116
Figure 3.57:Perte de masse en certains endroits du béton revenant aux dalettes des gradins due à la dégradation du béton induite par l'absence d'étanchéité.	117
Figure 3.58: Corrosion et éclatement du béton, tribune.	117
Figure 3.59: Ségrégation du béton, poteaux.	117

Figure 3.60: Traces d'infiltrations des eaux de l'ensemble des locaux situés sous les gradins essentiellement au droit des joints du à une mauvaise étanchéité.....	117
Figure 3.61: Corrosion de la charpente métallique.....	118
Figure 3.62 : Cisaillement de poteau	118
Figure 3.63: Vue générale du Pont sur Oued Mechaab, Akbou, Bejaia.	119
Figure 3.64 : Vue de trottoir rompu.....	120
Figure 3.65 : Souillures d'infiltration.	120
Figure 3.66 : Absence de joint de chaussée.	120
Figure 3.67 : Affouillement de la semelle.	120
Figure 3.68: Infiltrations sur mur de front.	121
Figure 3.69 : Efflorescence et trace d'humidité.....	121
Figure 3.70: Fissures transversales sur poutres de rive.	121
Figure 3.71: Eclatement du béton sous-face de poutres de rive.	121
Figure 3.72: Vue générale du Pont sur Oued Megoura, Béni Ksila, Bejaia.	122
Figure 3.73 : Dallettes de trottoir rompues ou disparues.....	123
Figure 3.74 : Joint de chaussée affaissé (pile rive gauche).....	123
Figure 3.75 : Affouillement (pile rive gauche)	123
Figure 3.76: Les souillures d'infiltration sur les joues des poutres.	123
Figure 3.77 : Epaufrures et dénudement des aciers de corniche.....	124
Figure 3.78 : Corrosion sur poutre de rive.....	124
Figure 3.79: Ouverture du joint longitudinal intrados de trottoir / poutre de rive et éclatement de béton avec corrosion des aciers.	124
Figure 3.80 : Efflorescences, éclatement de béton et dénudement aciers sur intrados de hourdis au droit des sorties d'avaloirs.	124
Figure 3.81: Vue générale du Pont sur Oued Djmaa, Aokas, Bejaia.....	125
Figure 3.82: Joint de chaussée détérioré.....	126
Figure 3.83 : Fissures injectées à la résine.....	126

Figure 3.84: Sortie d'avaloir non prolongée.....	126
Figure 3.85 : Sortie sans tuyau.....	126
Figure 3.86: Début d'affouillement de la semelle et végétation sur chevêtre.	127
Figure 3.87: Affouillement de la pile rive gauche.....	127
Figure 3.88: Vue générale sur Pont Oued Zeghoua, Bir Ghablou.....	127
Figure 3.89 : Manque joint de trottoir côté amont et aval.	128
Figure 3.90 : Efflorescence localisée sous face de la dalle et mur de front.....	128
Figure 3.91: Salissures jaunes sous face de la dalle et noires sur le mur de front.	129
Figure 3.92 : Fissure verticale.....	129
Figure 3.93: Fissure horizontale.	129
Figure 3.94: Ségrégation de poutre.....	129
Figure 3.95: Épaufrement de poutre.....	129
Figure 3.96: Taches d'infiltration et aciers dénudés.....	130
Figure 3.97: Épaufrements et corrosion d'armatures.	130
Figure 3.98: Les facteurs d'influence des dégradations des ouvrages d'habitation, équipement et ouvrages d'art.....	131
Figure 1.1 : Analyse granulométrique des sables.....	136
Figure 4.2: Différentes formes de fibres utilisées.....	137
Figure 4.3: Essai d'étalement.....	140
Figure 4.4: Essai (V-Funnel).....	140
Figure 4.5: Essai de la boîte de L-Box.....	141
Figure 4.6: Essai de stabilité au tamis.....	142
Figure 4.7: Géométries d'un essai de flexion normalisé.	144
Figure 4.8: Essai du module d'élasticité du béton.....	145
Figure 4.9: Schématisation de la technique de renforcement du BO.....	146
Figure 4.10: Protocole de techniques de renforcement du BO.....	146
Figure 4.11: Conservation d'éprouvettes à l'air libre des BOR.....	147
Figure 4.12: Conservation d'éprouvettes sous l'eau	147
Figure 4.13: Etalement du BAPF en fonction du pourcentage des fibres.....	149
Figure 4.14: Variation du V-funnel du BAPF en fonction du pourcentage des fibres.....	151
Figure 4.15: H_2/H_1 en fonction du pourcentage des fibres.....	152

Figure 4.16: Cas de blocage du BAPF.....	152
Figure 4.17: Variation de la résistance à la compression des BAPF en fonction de V_f ...	155
Figure 4.18: Variation de la résistance à la flexion du BOR à 28 jours.....	156
Figure 4.19: Variation de la résistance à la compression du BOR avec V_f	157
Figure 4.20: Variation de la résistance à la traction du BAP avec V_f	159
Figure 4.21: Variation de la résistance à la traction du BOR à 28 jours.....	160
Figure 4.22: Variation de la résistance à la traction du BOR avec V_f	161
Figure 4.23: Variation du module d'élasticité du BAPF à 28 jours.....	162

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

ACI	American concrete Institute (Institut Américain du Béton)
B	Béton
BAP	Béton autoplaçant
BAPF	Béton autoplaçantFibré
BAPT	Béton autoplaçant témoin sans fibres
BHP	Béton de Haute Performance
BO	Béton Ordinaire
BOR	Béton Ordinaire Renforcé
CC	Cement Concrete
E/C	Rapport Eau/Ciment
EFNARC	The European Federation of Specialist Construction and Concrete
FM	Fibre métallique
F _v	Fraction volumique
G/S	Rapport Gravier/Sable
L	Liant
L-BOX	Essai de la boîte en L
LHM	Liant hydraulique modifié à base de polymères
PCC	Polymer cement concrete
Slump-Flow	Essai d'étalement au cône d'Abraham
TFC	Tissus de Fibres de Carbonne
UNESCO	Nations Educational, Scientific and Cultural Organization Unite
V-Funnel	Essai d'entonnoir

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est un matériau développé depuis l'époque romaine, mais le béton armé, tel que nous le connaissons n'est apparu qu'au milieu du XIXe siècle. Ses caractéristiques physiques ont permis la réalisation d'une production architecturale aujourd'hui reconnue au titre de patrimoine culturel. Matériau hétérogène associant la résistance en compression du béton et la résistance en traction de l'acier. On attribue sa découverte à Joseph Louis Lambot, ingénieur français qui, en 1848, fabrique en réalité du ciment armé en recouvrant de ciment un treillis métallique pour construire une barque. Ensuite des systèmes constructifs variés : planchers et poutres armées, pieux de fondation ont été proposés[1].

Il aura fallu attendre la fin de ce siècle pour voir apparaître les premières constructions en béton armé. Depuis il est devenu un matériau composite incontournable. Les éléments en béton armé sont très présents dans notre vie. Que ce soit dans un pont pour traverser une route, dans un bâtiment pour abriter des personnes ou dans des activités, ou autres ouvrages en béton armé, ils remplissent tous une ou plusieurs fonctions bien précises.

Ces ouvrages sont nécessaires au bon fonctionnement de notre société, car ce sont des éléments facilitant ou améliorant la vie des usagers. Pour leur permettre de remplir leur rôle, il est nécessaire de s'assurer de leur bonne santé et dans le cas contraire les réparer ou les renforcer. Certains patrimoine colonial représentatif d'une valeur culturelle, est devenu au fil du temps vulnérable nécessite une intervention d'urgence et se trouvent de plus en plus menacés par des problèmes économique [2].

Jean Coignet et Laurent Coignet [3], architecte et urbaniste, ont également apporté leur pierre à l'édifice dans leur livre intitulé La maison ancienne : construction, diagnostic interventions. Ils mettent en avant, les différentes techniques de construction dans la maison ancienne, altérations et remèdes, traitement de l'humidité, mais aussi ils présentent une approche très pragmatique du diagnostic des pathologies liées à l'humidité dans les maisons anciennes. Connaître la cause des dégradations des structures et des altérations des matériaux, ainsi reconnaître et apprécier la gravité des désordres. A partir du moment où une pathologie est apparue, même si cela ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage, il est important de diagnostiquer d'une part d'où vient le problème, mais à quel degré il affecte l'édifice.

Dans un second temps, il est nécessaire de supprimer le problème à la source et de réparer ou renforcer l'ouvrage. Le diagnostic est un moment clé lorsqu'il y a présence de pathologies. En effet, si la source du problème est mal diagnostiquée, les réparations préconisées ne correspondront pas réellement à ce qui est nécessaire et l'ouvrage sera toujours soumis aux mêmes attaques et l'échec sera impératif.

Une fois les causes ainsi que les pathologies diagnostiquées sont illustrées, il est nécessaire de prévoir des travaux de réhabilitation afin de redonner à la structure ses caractéristiques physiques et mécaniques initiales. Une opération de réparation ou de protection est composée d'un ensemble d'étapes successives reprenant l'évaluation, la définition de la stratégie d'intervention et le descriptif de cette intervention (Emmons, 1993).

Une évaluation des causes et effets des dégradations doit être menée. Les résultats de cette évaluation, en relation avec les besoins (éventuellement nouveaux) du donneur d'ordres, constituent les informations indispensables à la mise en route du processus de conception de l'intervention sur l'ouvrage. La solution finale sera basée sur des considérations de durabilité, compatibilité et constructibilité par rapport à la structure et aux matériaux existants [4].

Afin de retarder ou limiter de nouvelles pathologies similaires, il est possible de protéger la structure. Il existe un grand nombre de protections, elles sont à choisir selon les différentes pathologies, mais aussi sur la durée de pérennisation espérée. Elles vont du simple revêtement appliqué sur le parement, aux traitements électrochimiques.

Il est aussi possible de ne pas prévoir des travaux, mais seulement s'intéresser à l'évolution des pathologies. C'est le cas par exemple pour des fissures, il peut être utile de vérifier si son ouverture est continue dans le temps, dans ce cas il sera nécessaire de prévoir des travaux de confortement. Ou bien si l'ouverture de la fissure dépend de l'évolution de la température, auquel cas il est possible de laisser l'ouvrage en l'état sans craindre une dégradation de l'ouvrage.

Problématique

L'Algérie a hérité d'un patrimoine architectural du XXe siècle peu connu, riche et diversifié, fait partie importante du parc national de l'habitat et se trouve actuellement dans un état de dégradation lamentable, nécessitant une intervention (réhabilitation, restauration) urgente afin d'améliorer ses conditions de son fonctionnement et assurer sa pérennité dans le temps. Ce patrimoine peut être considéré comme une source non renouvelable, qu'il s'agirait de valoriser et de sauvegarder pour le transmettre aux générations futures.

Le patrimoine du XXe siècle est construit en béton armé. Il a subi des dégradations liées à l'âge avancé et la corrosion par carbonatation ou par chlorures, aussi au manque de maintenance. L'une des techniques de réparation est le renforcement par l'application d'un mortier prêt à l'emploi manuellement ou par projection. Ces techniques sont basées sur des matériaux importés et sont difficile à appliquer dans le cas d'épaisseurs importantes. Dans ce projet, nous présentons une nouvelle technique basée sur le coulage d'un béton autoplaçant à base de fibres métalliques qui est facile à mettre en œuvre et en particulier dans le cas des poutres en béton armé.

Objectif

L'objectif de ce travail de recherche est de présenter l'état des lieux du patrimoine en béton armé. Les dégradations principales sont vérifiées et leurs causes élucidées. Des cas d'études sont présentés. Les solutions de réparation existantes sont résumées. Une étude expérimentale a été réalisée pour la réparation et le renforcement d'une poutre par l'utilisation d'un béton autoplaçant fibré tout en assurant la durabilité et la stabilité de l'ouvrage et le prolongement de sa durée de vie.

Structure de la thèse

La thèse est divisée en quatre chapitres:

Le premier chapitre est consacré à l'historique du béton et la présentation du patrimoine architectural du XXe siècle en Algérie. Le système constructif, les matériaux utilisés, la typologie sont présentés. Les dégradations principales du patrimoine en béton armé sont élucidées et une attention particulière est donnée au phénomène de corrosion.

Le deuxième chapitre présente les étapes clés du processus de diagnostic et de réparation des structures anciennes en béton. Nous y décrivons les différentes techniques de réparation et de renforcement à mettre en œuvre. Dans ce chapitre on traite également la réparation des ouvrages en béton armé dégradé par la corrosion et leurs protections. Enfin le chapitre décrit la contribution des MAP et des BAP dans la réparation et le renforcement des ouvrages.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de quelques cas pathologiques dans la région du centre de l'Algérie et en particulier l'habitation, l'équipement et les ouvrages d'art afin d'évaluer les dégradations et leurs causes.

Le quatrième chapitre présente l'étude expérimentale ainsi que l'analyse et la discussion des résultats des différents essais effectués sur les bétons autoplaçants fibré et sur le renforcement des bétons dégradés.

Une conclusion générale est donnée et des perspectives pour futur travaux proposées en terme de contribution dans le cadre de la valorisation du patrimoine. Enfin ce travail à fait l'objet d'une publication internationale mise en annexes.

Chapitre 1 : Patrimoine architectural du XXe siècle

CHAPITRE 1: PATRIMOINE ARCHITECTURAL DU XXe SIECLE

1.1 Introduction

L'image du patrimoine récent en est gravement touchée. Or c'est justement le moment où cet héritage manifeste ses premières faiblesses [5]. Les recherches développées par les laboratoires autour de ce matériau se concentrent sur l'étude de moyens de conservation des bétons anciens, et particulièrement sur l'étude des techniques de diagnostic de la corrosion des armatures en acier dans les bétons anciens.

La notion du patrimoine s'appuie sur la valeur historique, esthétique et technique acquise par un ouvrage au cours du temps, en tant que témoin d'une période. L'invention du béton a la fin du XIXe siècle, puis l'apparition du béton armé ont permis une évolution dans la conception architecturale et le génie civil. Le retour d'expérience sur le vieillissement des ouvrages en béton armé du patrimoine, a permis une connaissance sur les limites d'utilisation de ce matériau afin d'améliorer sa conception, sa mise en œuvre et sa réhabilitation. Cet état a fait de ce matériau une partie intégrante du patrimoine.

1.2 Historique du béton dans le monde

Les Romains fabriquaient des liants hydrauliques, comme en témoigne Vitruve dans ses Dix livres d'architecture. Il leur revient d'avoir découvert au début de notre ère qu'en ajoutant au mortier de la terre de pouzzolane issue de cendres volcaniques, le mortier pouvait prendre sous l'eau [6]. C'est Louis Vicat (1786-1861) qui découvre les propriétés des mortiers de ciment. En charge du pont de Souillac en Dordogne (Fig.1.1), il travaille sur la mise au point de ce nouveau mortier et parvient à isoler une cendre artificielle composée de calcaire et de silice qui devient ciment. Il expérimente ensuite son emploi dans les piles du pont de Souillac puis, en 1818, élabore la théorie de l'hydraulicité qui précise les proportions des différents composants nécessaires à la constitution du ciment artificiel lors de la cuisson.

En 1828, Louis Vicat réalise un pont suspendu en ciment, au dessus de la Corrèze, à Argentat, qui démontre la qualité de son matériau. Dans les années qui suivent, Vicat parcourt la France afin de découvrir plus de trois cents carrières capables de fournir ces chaux hydrauliques et en publie les listes dans les Annales des Ponts et Chaussées [6].



Figure 1.1 : Vicat, Pont de Souillac, première construction au monde réalisée avec du ciment artificiel [6].

En 1824, à la suite de la découverte de Louis Vicat, l'Écossais Joseph Aspdin dépose un brevet de ciment artificiel, appelé Portland (comme la roche grise extraite de la presqu'île de Portland). En France, un polytechnicien, Pavin de Lafarge, installe des fours à chaux au Teil, par Dupont et Demarle à Boulogne-sur-Mer et en 1848, la première usine de ciment, créée par Dupont et Demarle, s'installe à Boulogne-sur-Mer. De cette approche, il tire un indice hydraulique (dit de Vicat), rapport des éléments acides aux éléments basiques : il permet de composer des mélanges de roches qui donneront par cuisson un produit qui, finement broyé, durcira sous l'eau.

Ce principe de composition quantitative des matières premières de cimenterie est encore appliqué aujourd'hui. On attribue aussi au producteur de ciment portland et chimiste anglais Isaac Johnson (1811-1911) d'avoir breveté scientifiquement la production de clinker en 1844. Les premières cimenteries productrices de ciment artificiel Portland apparaissent sur le continent vers 1850, et la première en Belgique à Cronfestu en 1872.

Le premier composant du béton est donc opérationnel à la fin de la première moitié du XIXe siècle parallèlement, la production de l'acier s'organise. A l'origine, les fourneaux sont dispersés dans les forêts à proximité des gisements de minerai de fer et traités au charbon de bois. La production reste faible jusqu'à ce qu'en Angleterre on commence à utiliser la houille puis le coke dans des hauts fourneaux. La véritable production

industrielle débute avec l'invention du four Bessemer en 1855, qui permet la fusion de minerais de faible teneur.

Enfin l'apparition du béton se situe à la fin du premier quart du XIX siècle lorsque la chaux hydraulique, liant utilisé jusqu'alors, est remplacée par le ciment Portland. Le béton a joué un rôle majeur dans la transformation industrielle que le monde a connu à la fin du XIXe siècle pour devenir le matériau par excellence de la modernité[7]. L'évolution technologique a été rapide et a permis de transformer le monde de la construction en offrant aux ingénieurs et aux architectes la possibilité d'inventer de nouveaux langages et de nouvelles solutions. La bonne résistance au feu du béton armé : en cas d'incendie, présente de fait un meilleur comportement que le métal, autre matériau structurel utilisé à l'époque [8]. En 1897, le premier cours de béton armé est dispensé à l'École des Ponts et Chaussées de Paris [9].

1.2.1 François Coignet (1814-1888)

En 1854 François Coignet dépose un brevet pour du « béton économique » que le béton va connaître son premier essor[10]. La construction des nouveaux locaux est l'occasion de la découverte du « béton aggloméré », mortier pilonné dans des coffrages qui forme une masse dure comme de la pierre qu'il appelle « pierre sans fin ». À la suite de ce premier brevet, Coignet agit en industriel cherchant à capter les marchés et à circonscrire la concurrence: entre 1855 et 1859, il dépose une série de brevets (bétons hydrauliques, bétons plastiques, pierre factice, etc.).

Sur le plan technique, l'argument essentiel qu'il développe est le monolithisme du matériau. Ses brevets sont connus en Grande-Bretagne, aux États-Unis, en Australie. Il conduit de nombreux chantiers :

Parmi eux un immeuble de six étages (Fig.1.2), pour réaliser les planchers il noie les poutrelles métalliques dans le béton.



Figure 1.2 : Immeuble rue Miromesnil, Paris, 1867[10].

1.2.2 Auguste Perret (1874-1954)

Le célèbre immeuble d'habitation (Fig.1.3), d'Auguste Perret (1874-1954) de la rue Franklin, construit entre 1903 et 1905, est l'une des premières réalisations où l'application du principe d'une ossature porteuse (poteaux et dalles) en béton. Au XXe siècle, le béton se développera considérablement avec l'évolution de ses techniques : usage croissant des adjuvants, béton prêt à l'emploi, matériel de mise en œuvre, mise au point du béton précontraint en 1928 par Eugène Freyssinet, ouvrant ainsi la voie à une envolée de l'audace architecturale (ouvrages d'art, bâtiments, etc.).



Figure 1.3 : Immeuble d'habitation, rue Franklin, Paris, 1903 [11].

1.3 Historique du béton armé dans le monde

Le béton armé qui apparaît au milieu du XIXe siècle s'est rapidement révélé comme le matériau incontournable de la construction. D'abord utilisé pour sa résistance au feu ses caractéristiques techniques et son faible coût, il a progressivement été investi par les architectes qui l'on fait passer de matériau de construction à matériau d'architecture. Il a permis la couverture de grands espaces, d'abord par des arcs puis par des voiles minces. Il est omniprésent dans le domaine des ponts principalement à partir du milieu du XXe siècle grâce au béton précontraint.

Il se prête à la préfabrication d'abord de manière technologique puis architecturale au travers des façades en béton architectonique. Critiqué quand il a été associé à des constructions architecturalement et/ou techniquement médiocres, il a acquis définitivement ses lettres de noblesse depuis la fin du XXe siècle[12]. En un peu plus d'un siècle, le béton armé a permis la réalisation d'ouvrages exceptionnels qui font aujourd'hui partie de notre patrimoine culturel immobilier. Un ouvrage en béton bien conçu et bien réalisé résiste bien à l'épreuve du temps. Le béton est un matériau durable.

Pour visualiser les trois grandes étapes de l'histoire du béton armé, l'architecte et historien Jacques Gubler à proposé un diagramme très simple: le béton des entrepreneurs qui commence un peu avant 1850, celui des ingénieurs avec la diffusion du matériau vers 1890, et enfin celui des architectes qui débute un peu avant 1900, lorsque les techniques sont bien connues et que des pionniers comme Anatole de Baudot, Sauvage se mettent à Auguste Perret et Henri explorer son potentiel esthétique.

1.3.1 Joseph Lambot – 1849

C'est un peu en marge de cette recherche directement liée à la construction, que le jeune ingénieur Joseph Lambot construit en 1849 sa fameuse barque imputrescible en fer et ciment, dont il dépose le brevet en 1855 en vue de sa présentation à l'Exposition Universelle de cette même année. Il précise que cette solution technique peut aussi être employée pour des « madriers, caisses à eaux et à oranger ». Mais, au milieu des 20 000 exposants son « bateau-ciment » passe inaperçu (Fig.1.4).



Figure 1.4 : Barque en ciment armé, 1849 [13].

1.3.2 François Hennebique (1842-1921)

L'invention qui aura les plus grandes retombées commerciales est celle de François Hennebique un système simple et efficace. Ce dernier dépose un brevet en 1892 dans lequel il place explicitement les fers en fonction des contraintes et préconise l'emploi d'étriers pour relier les fers longitudinaux afin de répondre à l'effort tranchant et de faciliter la mise en œuvre (Fig.1.5). L'étrier, qui devient le symbole de la firme Hennebique, lui donne une longueur d'avance sur ses concurrents.

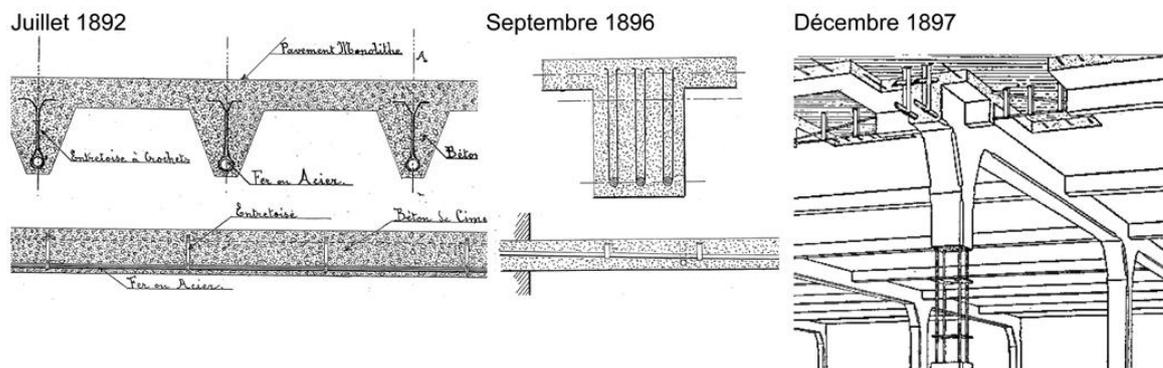


Figure 1.5 : Détails des modifications de la poutre dans deux de ses brevets et système typique colonne-poutre-dalle utilisé par Hennebique dès 1897 [13].

Entre 1895 et 1910, la maison Hennebique tend à exercer un monopole sur la construction en béton armé. Afin de convaincre les architectes et les maîtres d'ouvrage, il adopte une stratégie commerciale plurielle : création d'un Congrès annuel sur le béton armé à partir de 1897, fondation de la revue « Le béton armé », en 1898, tirée à 10000

exemplaires et, à l'occasion des essais de résistance, réalisation de mises en scènes spectaculaires auxquelles sont conviés architectes, industriels et entrepreneurs. Le succès de la méthode Hennebique est évident : entre 1892 à 1909, l'entreprise réalise plus de 20000 ouvrages, dispersés sur plusieurs continents dont plus de 1300 ponts. Parmi ces nombreux projets, le premier immeuble parisien entièrement en béton armé, situé au n° 1, rue Danton et conçu par l'architecte Édouard Arnaud en 1899-1900, devient le siège de l'entreprise Hennebique.

Quant à la villa Hennebique à Bourg-la-Reine construite en 1901-1903, elle se présente comme un catalogue des possibilités du béton armé est un autre projet symbolique. L'emploi du béton Hennebique s'étend rapidement à la construction de nombreux programmes, pour lesquels il démontre ses facultés d'adaptation formelle liées à sa moulabilité, comme au musée des antiquités égyptiennes au Caire en 1896-1899 (Dourgnou architecte) ou dans le théâtre néobaroque de Berne en 1899-1903 (Würstemberger architecte) [10].

1.3.3 Développement théorique, calcul et normes sur le béton armé

L'hétérogénéité du béton armé rend difficile sa modélisation et son calcul. Au début, peu d'ingénieurs se risquent sur la difficile question théorique de son fonctionnement. Deux points majeurs bloquent la réflexion: la question de l'équivalence des coefficients de dilatation des deux matériaux et la question de l'adhérence des deux matériaux. Cette qualité d'adhérence va se révéler progressivement au tournant du XXe siècle. A Munich, Bauschinger effectue des tests et fait dépendre la valeur d'adhérence de la section des fers. En France, Armand Considère démontre en 1899 que la présence d'armatures transforme la capacité d'allongement du béton. En 1900, l'ingénieur Badois montre que le fer ne travaille pas de la même manière lorsqu'il est enrobé de ciment. Autant d'éléments tendant à prouver l'adhérence des deux matériaux[10].

Quant au coefficient de dilatation, c'est des Etats-Unis qu'émerge la réponse. Le béton armé n'y est pas vu comme un nouveau matériau à part entière, mais plutôt comme une variante incombustible de la construction métallique très en vogue dans les années 1870. L'ingénieur Ward fut le premier à tester des poutres métalliques enrobées de ciment. Il observe ainsi la résistance à la flexion, au cisaillement et au feu des deux matériaux.

Ce n'est qu'aux alentours de 1890 que les ingénieurs commencent à investir le champ du béton armé en cherchant à définir les outils de son calcul. Charles Rabut inaugure le premier cours de béton armé à l'école des Ponts et Chaussées à Paris en 1897. Puis deux livres théoriques importants paraissent en 1902: Le béton armé et ses applications de Paul Christophe et La construction en ciment armé de Berger et Guillerme[10].

L'alliance du béton et de l'acier commence à être cohérente, mais son calcul reste vague et fondé sur le résultat d'expériences réalisées par des entrepreneurs à des fins économiques. Avec le temps se mettent en place des tableaux de calculs à partir desquels travaillent les premiers bureaux d'étude, comme celui de la maison Hennebique. Son système est accepté par les autorités françaises, qui montrent une certaine réticence à délivrer des permis de construire pour des bâtiments en béton armé. Une « Commission du ciment armé » est créée par arrêté ministériel le 19 décembre 1900. Elle est composée des experts de l'époque, dont François Hennebique, le travail de cette commission aboutit, en 1906, à la parution des premières instructions ministérielles françaises relatives à l'emploi du béton armé [5].

1.3.4 Introduction des adjuvants

Dès les origines de la fabrication du béton de ciment Portland vers 1850, commencent les recherches sur l'incorporation de produits susceptibles d'améliorer certaines de ses propriétés. On cherche à agir sur les temps de prise, les caractéristiques mécaniques et de mise en œuvre et la porosité. Dès 1881, Candlot étudie l'action des accélérateurs et des retardateurs de prise. Le sucre, déjà connu comme retardateur de prise, est souvent employé à partir de 1909. Entre 1910 et 1920, débute la commercialisation d'hydrofuges et d'accélérateurs à base de chlorure de calcium.

À partir de 1930, les entraîneurs d'air sont fréquemment utilisés. Depuis 1960, avec le développement du béton préfabriqué et du béton prêt à l'emploi, les adjuvants prennent une place grandissante, fruit d'une expérimentation progressive. Le développement important des adjuvants nécessite la création en 1964, de la COPLA (Commission Permanente des Liants hydrauliques et des Adjuvants de béton). Elle a pour mission l'agrément et le contrôle des adjuvants et la mise à jour d'une liste officielle. En 1968, est créé le SYNAD (Syndicat National des Adjuvants) avec pour vocation de

développer et faire connaître les adjuvants[14]. Le développement des normes d'adjuvants à partir de 1972 a abouti en 1984 à la mise en place d'une certification avec la marque NF Adjuvants, véritable label de qualité [15].

1.3.5 Technique de préfabrication

La préfabrication d'éléments permet d'éviter les coffrages sur le chantier, et d'atteindre une échelle de construction industrielle par la réalisation d'importants chantiers ou de maisons en série. En 1896, Hennebique réalise les premières maisons préfabriquées en série destinées aux gardiens des voies ferrées. L'échelle véritablement industrielle est atteinte entre 1925 et 1930 lorsqu'Ernst May utilise la préfabrication pour réaliser d'importants quartiers de logements sociaux à Francfort (Fig.1.6) et que Walter Gropius, avec le Bauhaus qu'il dirige, construit un lotissement préfabriqué à Dessau, à partir de 1925.

En France, Eugène Beaudouin et Marcel Lods sont les premiers à appliquer ce principe à grande échelle lors de la réalisation des deux premiers « grands ensembles » : la Cité du Champ des Oiseaux à Bagneux et la Cité de la Muette de Drancy (Fig.1.7) au début des années 30. Dans ces projets, les murs sont composés de panneaux de béton préfabriqués montés sur une ossature métallique [10].



Figure 1.6 : Lotissement Praunheim à Francfort, 1926-1930[10].

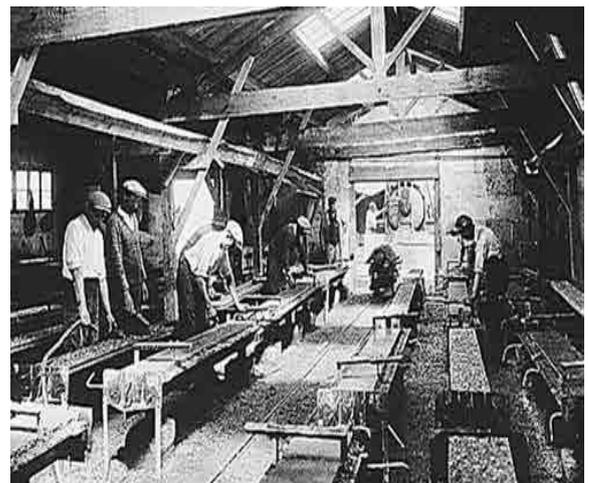


Figure 1.7 : Cité de la Muette à Drancy
Chantier de préfabrication, 1931-1934[10].

1.3.6 Formes architecturales

Les architectes du mouvement moderne ont profité des performances techniques du béton armé pour transformer la valeur du plan horizontal. Le porte-à-faux que permet le béton révolutionne l'agencement des volumes (Fig.1.8 et 1.9). Le Corbusier dira « Le ciment armé nous donne les pilotis. La maison est en l'air, loin du sol ; le jardin passe sous la maison ». Le béton permet la liberté du plan, et de la façade qui s'ouvre et s'allonge. La liberté technique du béton permet de développer une approche sculpturale de l'architecture.

L'architecte Américain Frank Lloyd Wright parle du béton comme d'une masse inerte « qu'il faut constituer en un milieu plastique susceptible de recevoir l'empreinte de l'imagination ». Il est le premier à utiliser les empreintes dans les coffrages comme ornementation. C'est ainsi que la mise en œuvre devient un élément esthétique de la conception du projet [5].



Figure 1.8 : Villa Savoye à Poissy, France 1929 [10].



Figure 1.9 : F. immeuble Johnson à Racine, USA, 1936 [5]

1.3.7 Béton fibré et béton de haute performance

Dans les années soixante et soixante-dix, les japonais et les allemands mettaient sur le marché des produits qui réduisaient la quantité d'eau de gâchage importante en conservant une fluidité correcte. Ces produits étaient appelés les superplastifiants mieux performant que les plastifiants et sans effets secondaires. L'emploi également des ajouts normalisés tels que les cendres volantes ou la fumée de silice permettaient par un effet physico-chimique une amélioration des résistances et de durabilité des bétons.

Ce type de béton est appelé Béton de haute performance (BHP) fibré ou non fibré. Le tableau 1.1 présente quelques ouvrages réalisés dans le monde et les propriétés valorisées.

Tableau 0.1 : Evolution des résistances en compression [16]

Date	Resistance en compression	Type d'ouvrage et sa situation
1975	60 MPa	Water Tower Place Chicago-USA
1986	70 MPa	Pont de Ré - France
1988	80 MPa	Pont de Joigny - France
1988	90 MPa	Scotia Plaza Toronto- Canada
1992	105 MPa	Opéra de Lyon- France

1.4 Historique du béton et du béton armé en Algérie

Les premiers grands ouvrages consommateurs de cette manne nouvelle seront d'abord les chantiers portuaires, notamment le port d'Alger dès 1835, pour lequel l'ingénieur en chef, Poiret, expérimente un nouveau produit, le bloc factice, pour l'extension du mole [17].

La période allant de 1890 à 1914 constitue une phase charnière pour l'essor du béton armé comme matériau de construction. Les progrès accomplis pour en faire un matériau adéquat de structure portante sont certainement stimulés par le système de brevets. L'un des acteurs principaux de cette course aux brevets est François Hennebique (1842-1921). Grâce à son système technique, à son organisation commerciale et à sa promotion publicitaire (notamment via sa revue « Le Béton Armé »), il a su s'imposer dans le paysage Algérien et international de la construction en béton armé.

1.4.1 Réalisation de François Hennebique (1842-1921) en Algérie

François Hennebique, né le 25 avril 1841 à Neuville-Saint-Vaast et mort le 7 mars 1921 à Paris, est un ingénieur français, auteur de brevets pour des systèmes constructifs en béton armé. En 1860, il devient maçon et décide peu de temps après de se mettre à son propre compte. François Hennebique dépose ses premiers brevets pour des systèmes constructifs en béton armé. C'est en 1879 qu'il coule sa première dalle de béton armé. Hennebique, cette entreprise qui connaissait une période florissante en métropole et notamment à Paris est venue s'installer à **Alger** [18, 19].

Comme en métropole beaucoup d'architectes locaux seront conquis par cette nouveauté et notamment Petit et Garnier qui construiront en 1921 les grands magasins du Bon Marché rue d'Isly, inaugurés en 1923. En 1904, seront édifiés par l'entreprise Vidal l'Immeuble du journal : La Dépêche Algérienne actuellement siège du Rassemblement national démocratique, conçu par l'architecte Henri Petit, situé au boulevard La ferrière (Boulevard Mohamed Khemisti) sur les emplacements des anciens remparts (Fig. 1.11) et la Préfecture actuellement siège de la wilaya d'Alger, conçu par l'architecte Jules Voinot en 1908 (Fig.1.13), situé au boulevard Carnot avec ses deux petites coupoles. Associé à Paul Guion architecte, Au 133 de la rue Michelet (rue Didouche Mourad) l'un des premiers immeubles en béton armé construit par Hennebique (Fig. 1.10).

D'autre part les architectes associés Régnier et Guion seront les auteurs des immeubles Lafont au Boulevard Saint Saëns, du garage Vinson rue Sadi Carnot. Puis avec l'architecte Lugan, Hennebique construira l'Hôtel d'Angleterre et les immeubles des rues Denfert Rochereau et Clauzel, ceux des boulevards Victor Hugo et Edgar Quinet où l'architecte élaborera un habitat original sur cour. A citer aussi la fameuse Cité Bobillot à Mustapha (Fig.1.12) construite en 1926 réservée aux cadres moyens et qui annonçait les futurs HLM.



Figure 1.10 : Immeubles en béton armé,
Alger, 1904



Figure 1.11 : La Dépêche Algérienne,
Alger, 1904–1905



Figure 1.12 : Cité Bobillot les futurs HLM
Alger, 1926.



Figure 1.13 : L'hôtel de Préfecture, Alger,
1913.

1.4.2 Réalisation Auguste Perret (1874-1954)

Auguste Perret, né à Bruxelles Belgique le 12 février 1874 et mort à Paris le 25 février 1954, est un architecte français qui fut l'un des premiers techniciens spécialistes du béton armé. Auguste Perret a joué un rôle déterminant : premier architecte à saisir l'intérêt constructif du béton armé (au début des années 1900), il est toujours resté attaché à ce matériau à la fois économique et robuste, tout en posant quelques principes comme « style sans ornement » la structure poteau-poutre-dalle ou le plan libre.

Il travaille avec le père entrepreneur pour créer, à sa mort en 1905, l'agence-entreprise de travaux publics Perret frères, spécialisée dans la construction en béton armé. En 1905, associé à ses frères Gustave (1876-1952), qui fut lui aussi architecte, et Claude (1880-1960) — qui avaient repris l'entreprise de maçonnerie fondée par leur père.

Auguste Perret devient l'un des premiers entrepreneurs à employer le béton armé dans la construction. Ainsi, dès 1913, il construit sa première grande réalisation : le théâtre des Champs-Élysées à Paris. Les frères Perret, Auguste, Gustave et Claude s'étaient déjà fait connaître à Alger en construisant le pavillon de l'Algérie lors de l'exposition coloniale de 1906. Ils s'installent à Alger en 1930 pour la réalisation du Palais du « Gouvernement Général » (Fig. 1.14) sur le projet de l'architecte Guiauchain [17, 20].



Figure 1.14 : Vue aérienne « Palais du Gouvernement actuel» Alger, 1930[17, 20].

Quelques réalisations connues :

1930 – Bureaux du Gouvernement Général (12 étages, 600 bureaux) – architecte Jacques Guiauchain.

1935 – Aménagement du boulevard Foch, prolongement de La ferrière. Escalier monumental et esplanade pour 100 voitures – architecte Maurice Rotival.

1942 - Création de l'Hôpital clinique de neurochirurgie Barbier - Hugo de la Croix Rouge - Immeuble de 3 étages - 100 lits –

1947-Gare Maritime – architectes Urbain Cassan & Pierre Renaud

1952- Foyer Universitaire (une vingtaine d'étages) architecte François Bienvenu.

1.4.3 Entreprise de Travaux Public GREGORI Marcellin

La famille Grégori est infiniment liée au développement de la construction à Alger qui est venu en Algérie en 1852. M. Jacques Grégori était un simple artisan, maçon de son métier. Travailleur, courageux à l'ouvrage et quelques mois après, il devenait tâcheron. Il a obtenu la construction de la route de Rovigo à Hammam Melouane, puis celle du boulevard Bru. Il construit des immeubles un peu dans tous les quartiers de la ville. C'est alors qu'il entreprend la construction de **l'Hôtel des Postes** (Fig. 1.15), ce magnifique immeuble d'architecture mauresque, qui est certainement le plus beau

monument d'Alger ; la Préfecture, les Galeries de France, les hangars d'hydravions à l'arrière port de l'Agha et plusieurs immeubles dans Alger.

En 1919, M. Marcellin Grégori s'établi seul à son compte. Il entreprend tout aussitôt de nouvelles constructions. Successivement, il aura les chantiers des magasins à tabac de la Société générale des Tabacs à Hussein Dey, bâtit tout en ciment armé ; puis les magasins du **Bon Marché** (Fig. 1.16) , ce splendide édifice, qui est un des plus beaux ornements de la rue d'Isly (rue Larbi Ben Mhidi); l'Immeuble Bielle et l'installation des salons d'exposition Citroën ; la clinique Solal Lévy-Braham ; les succursales de la Banque de l'Algérie à Affreville, Bouira, Saïda ; les Galeries de France à Oran, Sétif, Blida ; plusieurs immeuble; des usines et gros travaux pour la Compagnie Lebon [17, 20].



Figure 1.15 : Vue générale de la grande poste, Figure 1.16 : Vue générale les magasins du
Alger, 1907-1910)[17, 20]. Bon Marché, Alger 1923[17, 20].

1.4.4 L'évolution de l'utilisation du béton et de ses constituants en Algérie

En Algérie l'héritage colonial architectural du XXe siècle représente une partie importante du cadre bâti de nos villes. La connaissance de cette production architecturale, à travers l'emploi des matériaux et des différentes typologies des constructions permettent de mettre en relief ses caractéristiques et ses spécificités. Cette vision permet de mettre en valeur ce patrimoine en vue de sa préservation dans une perspective de durabilité. [21, 22]. Une étude sur l'historicité du matériau béton mené par l'université de Tlemcen

en 2010 sur la ville de Tlemcen a défini cinq périodes de l'historicité et de l'évolution de l'utilisation du béton et de ses constituants [23].

1^{ère} Période : 1900-1930

Pendant cette période, le ciment était utilisé comme ajout à la chaux hydraulique, son emploi dans le domaine de la construction et ceci grâce aux brevets déposés par Louis Vicat [2], quant au ciment son emploi restait timide. La distinction des différents types de ciment se faisait grâce à une numérotation (ciment type N°1, ciment type N°2, etc.). Quant aux agrégats, la préférence allait à l'emploi du sable fin et granulats calibrés : gros gravier et caillasses cassés à l'anneau 0.06, gravillons très consistants à l'anneau 0.03 [24].

2^{ème} Période : 1931-1949

Durant ces deux décennies, les projets étudiés ciblent les secteurs de l'éducation et des équipements. Une standardisation sur la qualité des constituants s'est mise en place. En effet, les ciments sont classés par rapport aux résistances mécaniques : ciment 20/25 (résistance à la traction égale respectivement à 20 MPa à 7 jours et 25 MPa à 28 jours) [7], ciment 160/250 et 250/315 (résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours) [25], chaux 3/5 ; et les agrégats vis-à-vis du plus gros diamètre : gravier de 20 mm et de 30 mm.

3^{ème} Période : 1950-1969

Pendant cette période, l'effort de la construction dans le secteur de l'éducation continue, des travaux d'aménagement, d'extension, de confortement et de grosses réparations puisque ce parc commence à vieillir et nécessite la maintenance et l'entretien. Nous observons pendant cette période que de nouveaux liants sont utilisés comme le ciment HTS, la chaux 30/60 (résistance à la compression égale à 30 bars à 7 jours et 60 bars à 28 jours) [25] et la chaux XEH. Aussi, les granulats utilisés sont normalisés et identifiés par des classes granulaires : sable de concassage de pierres calcaires, gravier 8/16, gravier 15/25, gravillon de mer 5/15, gravier 6.3/25 et cailloux 25/63.

4^{ème} Période : 1970 – 1990

Il s'agit de la période où l'Algérie indépendante a mis en place des programmes quinquennaux s'ouvrant sur le développement économique. Les projets étudiés appartiennent aux secteurs (éducation, habitat, sport et loisirs, etc.) où les structures

(fondation et gros œuvre) sont réalisées exclusivement en béton de ciment. A partir de cette période, la chaux est réservée aux enduits et la préfabrication est devenue un mode de construction très usité puisqu'il correspond aux exigences du moment.

De plus, la normalisation a connue une évolution certaine et notamment la réglementation technique précisant ainsi et dans le détail l'acte de bâtir afin de répondre aux nouvelles recommandations. Il est à noter que les granulats de carrière ne pouvaient pas suffire à la demande sans cesse croissante et par conséquent l'utilisation du sable de mer à cette époque est autorisée surtout pour les projets d'intérêt public qui nécessitent une quantité importante de granulats. Aussi, l'ensemble des matériaux utilisés sont disponibles localement.

5^{ème} Période : 1991 à l'année 2005

Pendant cette période, la chaux hydraulique a complètement disparue, laissant la place exclusivement au ciment portland dont la normalisation a connue dès le début du 21^{ème} siècle un essor nouveau. Les classes de résistances ont été revues de façon à responsabiliser les fournisseurs des matériaux de construction au même titre que les maîtres d'œuvre ou les entreprises dans l'acte de construire et ce, en offrant une garantie sur la résistance à la compression des ciments à 28 jours (CPA 32.5, CPA 42.5 et 52.5) .Il est à noter que dans cette période l'utilisation des sables de Mer et des rivières à été interdit par instruction interministérielle donnant le feu vert a l'ouverture de nombreuses carrières privées et étatiques afin de valoriser l'utilisation du sable de concassage comme matériau de substitution.

1.5 Patrimoine architectural

L'organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture exprime la notion de patrimoine comme un héritage du passé, dont nous profitons aujourd'hui, et qui sera transmis aux générations futures. Le patrimoine est culturel et naturel. Il est une source unique de vie et d'inspiration. Au-delà de cela, le patrimoine est universel. L'UNESCO s'est donnée entre autre pour mission d'encourager l'identification, la protection et la préservation de ce patrimoine, à l'échelle mondiale. L'organisation considère que le patrimoine mondial a une valeur exceptionnelle pour l'humanité, qu'il appartient à tous, sans distinction de territoire. Cela a donné naissance à un traité

international, la « Convention concernant la protection du patrimoine mondial, culturel et naturel » [26].

Au niveau local, le premier texte relatif au patrimoine bâti date de 1967. Des textes de lois ont été promulgués, parmi lesquels la loi n° 98-04 du 15 juin 1998 relative à la protection du patrimoine culturel. Au niveau international, l'Algérie a ratifié la convention de l'UNESCO en 1973. Elle participe au programme « Euromed Heritage », initié en 1998, lié à la mise en valeur et à la protection du patrimoine bâti. Elle participe également au projet « Archimède », adopté en 2005, portant sur la conservation et la rénovation des quartiers anciens [27].

1.6 Convention UNESCO

La convention est mise en œuvre par le comité du patrimoine mondial. Elle a été adoptée à la dix-septième session de la conférence générale de l'UNESCO, le 16 novembre 1972. La convention définit le genre de biens culturels ou naturels qui pourrait accéder à l'inscription sur la liste du patrimoine mondial. Elle définit également les devoirs des états parties concernant l'identification des biens potentiels, ainsi que leur rôle dans la protection et la préservation de ceux-ci. Elle précise l'obligation pour les états parties d'établir un suivi régulier de l'état de conservation des biens inscrits, et d'en faire part au comité du patrimoine mondial. La convention explique le mode d'utilisation et de gestion du fonds du patrimoine mondial ainsi que les conditions et modalités de l'assistance financière internationale [28].

La mission que se donne l'UNESCO, à travers la convention, en faveur de la protection du patrimoine mondial, consiste principalement à encourager les pays à signer la convention du patrimoine mondial et à assurer la protection de leur patrimoine naturel et culturel et à proposer des sites sur leur territoire national pour inscription sur la liste du patrimoine mondial. Il existe des critères nécessaires pour figurer sur la liste du patrimoine mondial [29] :

1. Représenter un chef-d'œuvre du génie créateur humain ;
2. Témoigner d'un échange d'influences considérable pendant une période donnée ou dans une aire culturelle déterminée, sur le développement de l'architecture ou de la technologie, des arts monumentaux, de la planification des villes ou de la création de paysages ;

3. Apporter un témoignage unique ou du moins exceptionnel sur une tradition culturelle ou une civilisation vivante ou disparue;
4. Offrir un exemple éminent d'un type de construction ou d'ensemble architectural ou technologique ou de paysage illustrant une ou des périodes significative(s) de l'histoire humaine ;
5. Contenir les habitats naturels les plus représentatifs et les plus importants pour la conservation in situ de la diversité biologique, y compris ceux où survivent des espèces menacées ayant une valeur universelle exceptionnelle du point de vue de la science ou de la conservation. Entrent également en compte l'authenticité, la gestion et la protection des biens.

1.7 Patrimoine en Algérie

Le patrimoine architectural du XXe siècle, considéré comme patrimoine d'autrui, est une richesse architecturale mal connue et non reconnue, elle reste le plus important repère de nos villes. En effet, l'intérêt a toujours été porté sur le parc arabo-musulman (Fig.1.11 et 1.13) en tant que patrimoine identitaire, mais il existe cependant d'autres typologies non encore considérées comme traditionnelles, mais tout autant faisant partie du passé reflétant la beauté spécifique de nos villes aujourd'hui.

Le patrimoine architectural du XXe siècle, occupe une place importante dans le parc national du logement. Il est clair que sa mise à l'écart ne pourra que renforcer sa dégradation et par conséquent la perte des valeurs de ce dernier. Il est important de souligner que l'ensemble de ce parc immobilier, représentant un patrimoine d'une valeur inestimable, se trouve actuellement dans un état de dégradation avancée nécessitant une intervention (réhabilitation, restauration ...) urgente de la part des pouvoirs publics [30].

Cet état vétuste de ce cadre bâti est essentiellement dû à l'action conjuguée de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer l'action du milieu environnemental, l'effet du séisme, l'absence d'entretien, l'inexistence d'instruments adaptés pour mener des opérations de réhabilitation et de conservation, entre autre un guide technique de réhabilitation.

1.8 Typologie

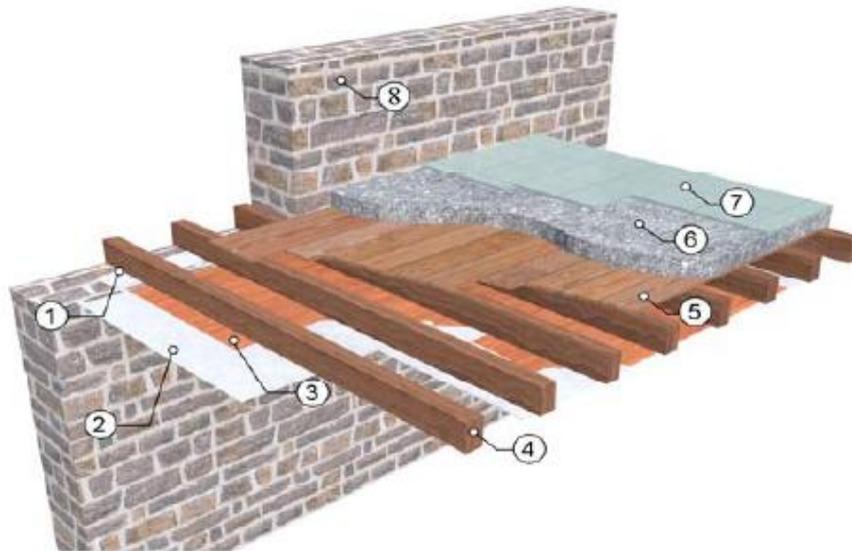
Les typologies du patrimoine s'appuient sur une architecture qui s'inspire d'un modèle occidental (Fig.1.12 et 1.16) et une architecture qui fait référence à la tradition locale, où certaines réalisations permettent un prolongement de l'art indigène en se réappropriant ses différents éléments, alors que d'autres reflètent des tendances classiques ou modernes introduisant un nouveau langage (Fig.1.13). La qualité et la diversité dans la production architecturale et urbaine de ce patrimoine a suscité depuis un certain temps un intérêt particulier notamment dans les milieux universitaires. Toutefois les études restent centrées sur les grandes compositions et aménagements, sur les réalisations et projets de célèbres noms de l'architecture.

L'architecture du XXe siècle est différente de celle des siècles précédents, non seulement au point de vue de l'imagination et de l'audace de ses créateurs, mais surtout par la nouveauté des matériaux employés. Le ciment et le béton représentent la grande majorité de ces matériaux. Leur évolution technologique permanente a permis de repousser les limites de l'impossible, et de s'approcher, aussi près que possible de l'essence de l'imaginaire en dehors des considérations de faisabilité [15]. Le patrimoine architectural bâti de la période coloniale a connu une multitude de périodes de construction caractérisées par des systèmes constructifs différents et diversifiés, on retrouve :

1.8.1 Les planchers à ossature en bois

Jusqu'au milieu du XIXème siècle, l'ossature des planchers était en bois [31]. Ce type de plancher est constitué de solives en bois qui s'appuient sur des murs porteurs (Fig.1.17) ou bien reposent sur une lambourde, encadrée dans le mur, ou posée sur des appuis en pierre appelé corbeaux. Pour des portées plus grandes, des poutres de dimensions plus importantes sont placées dans la largeur de la pièce renforcée par la fixation de solives plus petites.

La couche formant la dalle est constituée d'un mortier de plâtre, plâtrât et d'argile battue voir même d'autres matériaux. Ces éléments peuvent être placés au dessus des solives (aire) où entre celle-ci (remplissage en augets). La nature du remplissage est une donnée essentielle car elle conditionne les surcharges admissibles pour le bâtiment.



1	Encastrement des solives dans le mur	5	Bardeaux jointifs
2	Enduit plâtre	6	Remplissage
3	Lattis	7	Revêtement carrelage
4	solive	8	Mur porteurs en pierres

Figure 1.17 : Plancher à ossature en bois [31].

Les principaux dégâts constatés sur certaines parties de la structure en bois sont la pourriture, les fissures et la perte de solidité. Ils sont dus aux variations de température et d'humidité, à des causes biologiques et à des problèmes structurels. En outre, les insectes, les champignons ainsi que d'autres processus biologiques peuvent causer des dégâts et provoquer la dégradation des parties en bois, dont la pourriture se produit généralement dans les parties affectées par l'eau et en particulier celles qui sont encastrées dans le mur.

Les problèmes survenant dans les structures en bois peuvent également provenir des actions mécaniques supportées par le plancher ou bien à des causes en rapport avec le processus de séchage du bois ou aux cycles d'humidité ambiante. L'autre catégorie de dégradation est la conséquence d'intervention de l'homme qui apporte des modifications, on négligeant les risques que sa peut engendrer à la structure, comme la création de salle de bain, sans précautions particulières ainsi que les dégâts causés par les fuites d'eaux non détectées.

1.8.2 Les planchers à ossature métallique

Apparaissent à la fin du XIXème siècle notamment utilisés pour les rez-de-chaussée puis généralisés pour l'ensemble des planchers[31]. Ils sont venu substituer les planchers à ossature en bois afin d'augmenter les portées franchies et les espacements entre solives. Ils sont constitués de profilés métalliques: (solives) qui constituent l'ossature du plancher et reprennent les charges qui leurs sont appliqués, en utilisant L'IAO (apparu vers 1845) et L'IPN (apparu vers 1885).

Le vide entre les solives est alors comblé à l'aide de briques généralement pleines appelées voûtains (Figure 1.18). Ils sont également réalisés en briques creuses, posées à plat (Fig.1.19). Le montage de ces structures était plutôt complexe et s'effectuait grâce à la confection d'un échafaudage en bois ou en acier. Une fois la structure est réalisée on superpose une couche de remplissage en béton ou avec les déchets du chantier afin de raidir la surface du plancher en constituant le lit de pose pour le revêtement. La partie inférieure du plancher soit elle est laissée brut ou bien revêtue d'une couche de plâtre souvent sous forme de faux plafond.



Figure 1.18 : Plancher à voûtain avec brique pleine et faux plafond [31].



Figure 1.19 : Plancher avec brique creuse et faux plafond [31].

Les pathologies les plus couramment rencontrées dans ce type d'ouvrage est la corrosion de l'ossature métallique. Cette pathologie se traduit par une fissuration puis décollement de l'enduit en sous face du plancher (plafond), comme le montre la Fig. 1.19.

1.8.3 Les planchers en béton armé

Les premières structures en béton armé datent du début du XXe siècle, on retrouve les planchers-dalles en béton armé monolithe (Fig.1.20) et les planchers à poutrelles préfabriquées en béton armé (Fig.1.21). En général dans ce type de planchers les dégradations sont limitées et dues le plus souvent à des défauts de conception ou de mise en œuvre. Les altérations généralement sont la corrosion des armatures et les éclatements de béton.

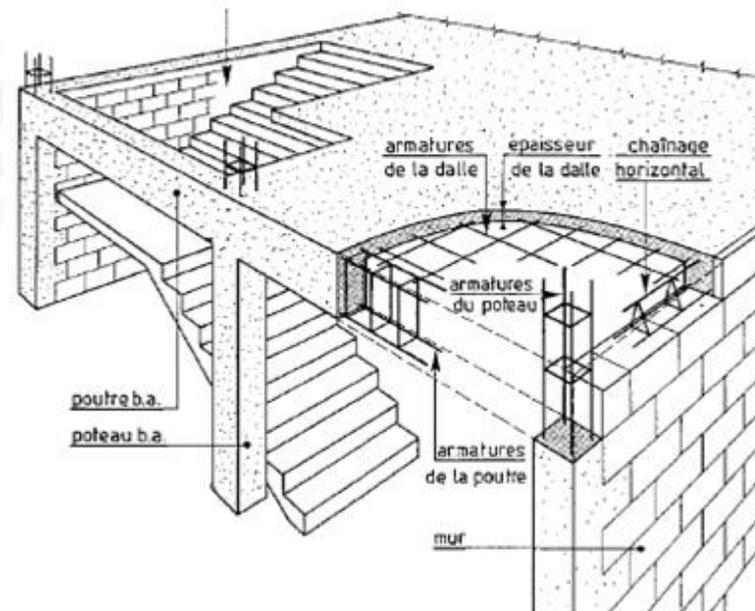


Figure 1.20 : Plancher dalle pleine.

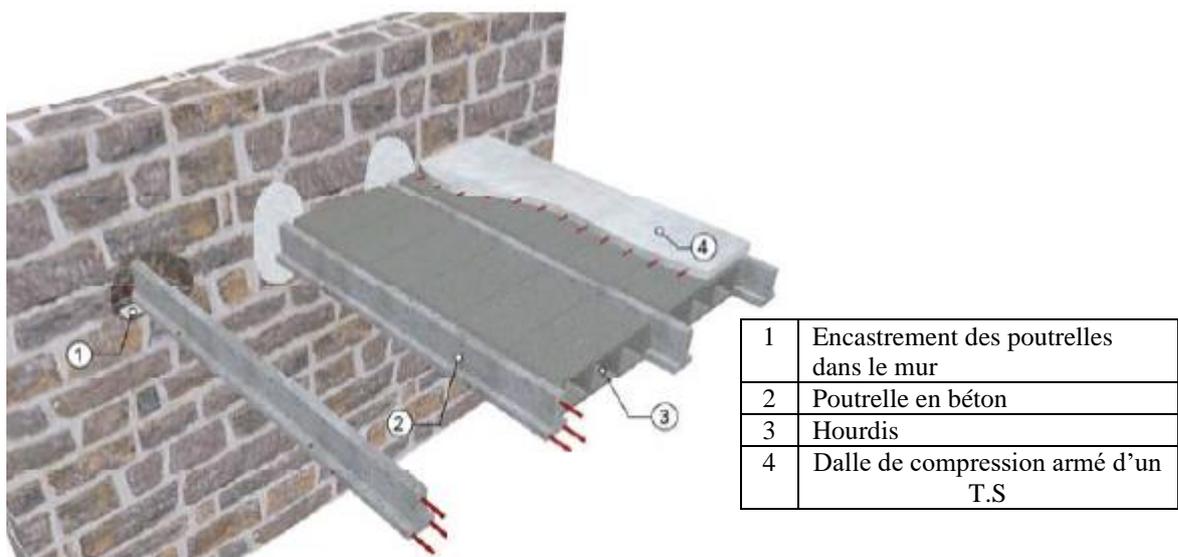


Figure 1.21 : Plancher à poutrelles préfabriquées en béton armé[31].

1.8.4 Les murs

Maçonnerie non porteuse ou porteuse (réalisés en pierres taillés ou en briques pleines) fut l'une des techniques de construction prépondérantes jusqu'à l'apparition des structures métalliques et du béton armé.

En général les désordres observés sur les maçonneries se présentent sous forme de lézardes on peut trouver : Des lézardes passantes qui traversent le mur dans toute son épaisseur, lézardes non passantes d'où la fissuration n'est pas profonde et des lézardes capillaires qui sont à peine visibles, l'intervention se limite aux enduits. Les remontées d'eau par capillarité transportent avec elle des sels qu'elle dépose sur les parements. Lors de l'évaporation des eaux les sels attaquent les parements, ce qui peut entraîner des dégradations. [32]

1.8.5 Poteaux-poutres

La construction traditionnelle de pierre ou de brique est constituée de murs porteurs et de planchers dont les solives reposent à intervalles réguliers sur ces murs. Le béton armé a supprimé les murs porteurs ; les planchers se portent sur une ossature de poteaux et de poutres orthogonales. De nouveaux paramètres viennent s'ajouter : rapidité d'exécution, efficacité, confort et prix. Un dessin de l'ingénieur François Hennebique, en 1892, établit le principe technique de ces ossatures (Fig.1.5).

Les différentes pathologies des ossatures poteaux-poutres sont de deux types principaux: Mécaniques et Physico-chimiques. Parmi les premières, on rencontre essentiellement des phénomènes de fissuration (Fig.1.22et 1.23), liés à des problèmes structurels. Dans les secondes, on peut citer : La dégradation du béton par l'environnement.



Figure 1.22 : Fissure d'une poutre.



Figure 1.23 : Fissure d'un poteau.

La réparation des fissurations des éléments de structures peut se faire soit par gainage ou par injection. La première technique consiste à accroître la section d'un élément en ajoutant du béton. La deuxième procédure consiste à faire pénétrer dans des fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou une étanchéité entre les parties disjointes.

1.8.6 Fondations

Le système de fondation traditionnel en pierre fut l'une des premières techniques sous forme de semelle filante sous murs. Les murs en pierres élargis à la base forment un système rigide et sont considérés comme fondation. Au début du XXe siècle avec l'apparition de l'ossature en béton armé, ce système est remplacé par des fondations en béton armé sous poteaux appelé semelles isolées (Fig.1.24) ou sous murs appelé semelle filantes (Fig.1.25). Les différentes pathologies des fondations suivant leurs origines [33] :

- Absence de reconnaissance d'étude de sol ;
- Méconnaissance des propriétés et des phénomènes (physiques, chimiques) des sols ;
- Fautes de conception ;
- Défauts d'exécution ;
- Modification des conditions initiales de l'ouvrage ;
- Attaques par le milieu. Eaux agressives.

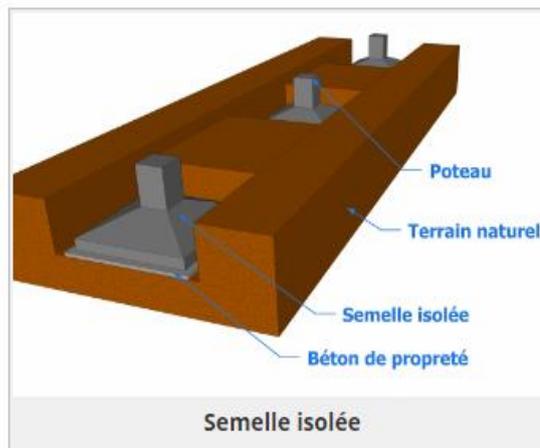


Figure 1.24 : Semelles sous poteaux.

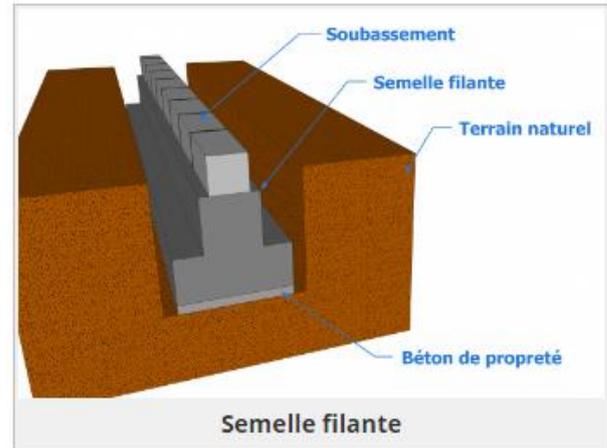


Figure 1.25 : Semelles sous murs.

Dans le cas des fondations, la présence de quelques fissures dans un bâtiment ne justifie forcément pas la recommandation de reprises en sous-œuvre des fondations. Il est important de connaître la cause et l'origine des fissures pour ensuite formuler une méthode de confortement. Toutes les fissures n'ont pas la même gravité. Il faut distinguer les fissures architecturales des fissures structurelles.

On ne doit donc pas attribuer toute fissure à des tassements différentiels et à des mouvements des sols si on n'a pas procédé à des sondages géotechniques et des mesures de tassements appropriées et ce sur un temps plus ou moins long. Dans le domaine de drainage de bâtiment, la présence d'eau dans une excavation près de drains de fondation ne justifie pas le recours au soulèvement de la résidence comme solution de mitigation [34].

1.9 Matériaux

Au sein du patrimoine, le béton armé offre une variété très importante de part la multiplicité des formulations, et la forme sous laquelle on peut le rencontrer (matériau de substitution ou de renforcement d'une structure en pierre, matériau de construction, matériau d'ornement). Les recherches développées par les laboratoires autour de ce matériau se concentrent sur l'étude de moyens de conservation des bétons anciens et l'étude des techniques de diagnostic de la corrosion des armatures en acier dans les bétons. Malheureusement, même s'il existe de nombreux produits de réparation, le problème de la conservation du béton n'est pas fréquemment abordé.

Les bétons des édifices du patrimoine à base de ciment naturel non armé datant du XIXe siècle ne présentent qu'une altération physique comme l'érosion de la peau du béton. Les éléments les plus fins sont entraînés, laissant apparaître peu à peu les plus gros granulats (Fig.1.26). Contrairement au béton armé, certains édifices sont affectés par plusieurs altérations principalement des épaufrures liées à la corrosion par carbonatation ou par des chlorures (Fig.1.27). Les origines de ces dégradations sont liées soit à une mauvaise mise en œuvre, soit à une mauvaise qualité du matériau ou à l'agressivité de l'environnement.



Figure 1.26 : Erosion d'une partie de la laitance d'un élément de claustras



Figure 1.27 : Epaufrures et corrosion Bâtiment colonial, Alger.

1.10 Etat des lieux du Patrimoine, désordres et causes

Le patrimoine de la période coloniale du XXe siècle présente des signes inquiétant de vieillissement qui nécessite une intervention urgente[30]. L'ensemble des immeubles de cette période se trouve dans les grandes villes et dans un état de dégradation ; les désordres constatés sur ces ouvrages sont :

- Prolifération de végétation par manque d'entretien engendrant la fragilisation des murs par des fissures et des salissures (Fig.1.29) ;
- Partie commune (escalier) dans un état de dégradation avancé avec renforcements provisoires(Fig.1.31);
- Décollement des revêtements suite à la corrosion des aciers ;

- Fuites des eaux aux assemblages : cela résulte du vieillissement des matériaux et à leur dégradation, à des dés emboîtages dus à des chocs, des descellements de support ou des mouvements du bâtiment ou des canalisations (Fig.1.30) ;
- Façades en état délabrés nécessitant un ravalement ;
- Intégration d'équipement de climatisation fragilisant la structure ;
- Humidité permanente et suintements de condensation entraînant une corrosion externe et décollement des enduits suite à une dégradation de l'étanchéité;
- Les désordres sur les balcons en béton correspondent à des fissures, des épaufrures et de la mise à nu des fers après une carbonatation (Fig.1.28);
- Les salissures noirs, plus ou moins épaisses selon l'exposition à la pollution, et au vent, dans le cas des figures 1.28 et 1.29.



Figure 1.28 : Façades en état délabrés, désordres sur les balcons [2].



Figure 1.29 : Prolifération de végétation [2].



Figure 1.30 : Mauvais branchement des descentes d'eau et fuite d'eau [2].



Figure 1.31 : Dégradation de l'escalier et renforcement provisoire[2]

Les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons [35, 36]. Ces causes sont dues :

- Mauvais positionnement des armatures : Les armatures (généralement en acier) placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface [37].
- Mauvaise qualité des bétons employés : Un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes [37].
- Vibration trop importante : Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton [37].
- Absence de cure du béton : La cure du béton est indispensable par temps chaud venté. Sans protection de surface, le béton se faïence en surface.

Les causes de dégradations reprises au Tableau 1.2 sont précisées en fonction de l'âge du béton, en spécifiant s'il s'agit d'une cause inactive (x) ou active (xx) au moment de l'observation (quelques mois ou années après la période de construction) [4].

Tableau 0.2 : Causes des dégradations [4]

Causes des dégradations	Effets			
	Fissure	Epaufreure	Désagrégation	Activité
A. Causes survenant avant durcissement				
1) ségrégation du béton	x			x
2) ressuage	x			x
3) retrait à l'état plastique	x			x
B. Causes survenant au début et pendant le durcissement				
1) modification du support ou du coffrage	x	x		x
2) effet du gel sur béton jeune	x	x	x	x
3) retrait	x			x
C. Causes survenant après durcissement				
1) effet thermique				
- déformation empêchée/différentielle	x	x		xx
- gel/dégel		x	x	xx
- incendie	x	x	x	x
2) effet de l'eau				
- effet absorption d'eau/séchage	x	x		xx
3) effet chimique				
- attaque en surface			x	xx
- réaction chimique avec expansion	x	x	x	xx
4) corrosion des armatures	x	x		xx
5) surcharge mécanique/concentration de tension				
- statique	x	x		xx
- dynamique	x	x		xx
- impact et tremblements de terre	x	x		x
- érosion			x	xx

La figure 1.32 résume les principales dégradations des bétons :

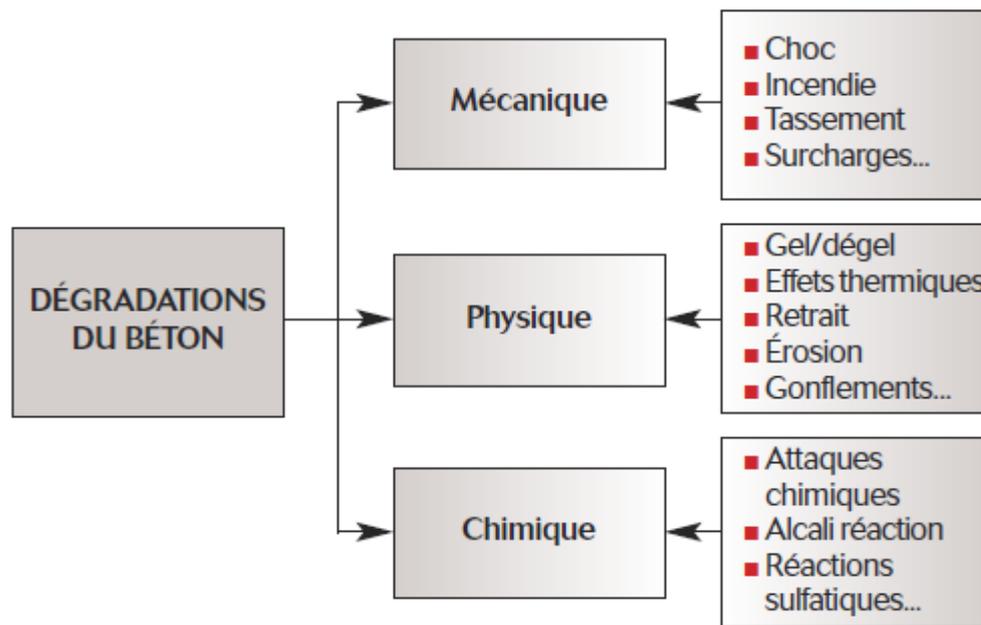


Figure 1.32 : Principales dégradations des bétons [38].

1.10.1 Manque d'entretien

Un déficit d'entretien et une interaction avec des environnements plus ou moins pollués les principales causes de dégradation liées au béton armé. Elles concernent essentiellement l'absorption d'eau et de substances nocives dissoutes ou gazeuses. La principale cause de noircissement des façades est la déposition de suies, mesurant quelques dizaines de nanomètre quand elles sont isolées, et de l'ordre du micromètre lorsqu'elles sont assemblées en chaîne ou en agrégat. Cet encrassement est lié à l'environnement du bâtiment (température, humidité, pollution atmosphérique), à l'état de la surface du béton (rugosité, porosité), aussi bien qu'à l'orientation et les caractéristiques architecturales du bâtiment. Il se développe en plusieurs phases : empoussièremment, fins dépôts de salissures noires, puis croûte noire [5].

1.10.2 Corrosion par carbonatation

La corrosion est due soit à la carbonatation du béton, soit à l'attaque des ions de chlorures présents dans l'air marin ou le sol.

Elle est causée (à partir de la surface) par l'acide de l'air (CO_2) [39]. Pendant le durcissement du béton, de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se forme. Avec le temps, celle-ci associée au dioxyde de carbone crée du carbonate de calcium (CaCO_3). Cette carbonatation a pour conséquence une modification lente de la structure du matériau et un changement de son comportement. Le mécanisme de carbonatation suit les étapes suivantes :

L'eau chargée de gaz carbonique donne naissance à un acide faible (H_2CO_3)



(Diminution du pH)



Dès que $\text{Ca}(\text{OH})_2$ réagisse, le pH chute de 14 à 8 c'est pour cette raison que la protection des armatures devient moins bonne lorsque la couverture en béton se carbonate, le carbonate de calcium n'est plus protecteur [40, 41]. Le mécanisme est illustré dans figure (1.38). Bien que la carbonatation protège physiquement l'armature en réduisant la migration de l'humidité et de l'oxygène, cette transformation est néfaste du point de vue chimique car l'alcalinité du ciment est neutralisée.

Un béton constamment immergé dans l'eau ne présentera pour ainsi dire aucune carbonatation; la résistance de l'eau à la diffusion du dioxyde de carbone est trop élevée. Un béton exposé à un climat intérieur normal présentera une carbonatation rapide mais très superficielle par manque d'eau. En ce qui concerne un béton exposé à un climat extérieur, il faut faire la distinction entre les situations où le béton est, soit abrité de la pluie, soit exposé à celle-ci.

Pour la situation extérieure et non abritée, les pores sont régulièrement remplis d'eau, ce qui rend l'apport de dioxyde de carbone plus difficile. Pour la situation extérieure abritée, par contre, le processus de carbonatation se déroule plus rapidement, étant donné que les pores sont rarement saturés. La figure 1.33 montre la profondeur de la carbonatation en fonction de l'humidité de relative.

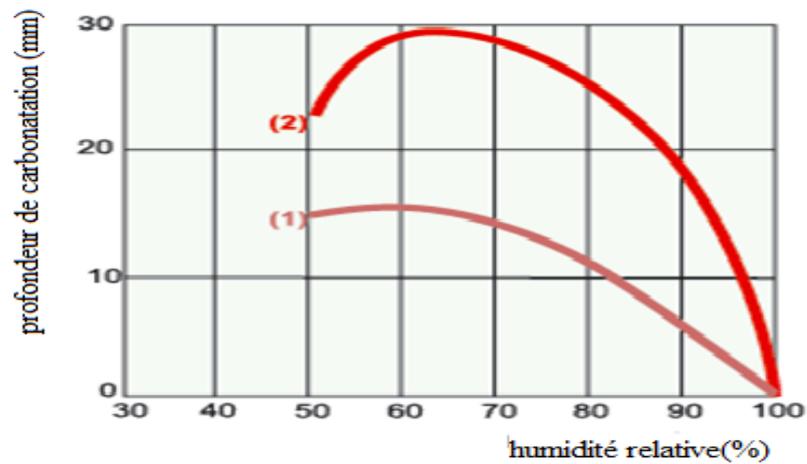


Figure 1.33 : Incidence de l'humidité relative de l'air sur la profondeur de carbonatation(courbe 1 : E/C = 0,60 ; courbe 2 : E/C = 0,80)[42].

L'évolution de la carbonatation suit une évolution en fonction du temps du type $a t^{1/2}$, avec « a » un facteur propre à chaque béton. En connaissant l'âge du bâtiment ainsi que la profondeur de carbonatation à l'instant t, il est facile de déterminer le facteur « a » (Fig.1.34).

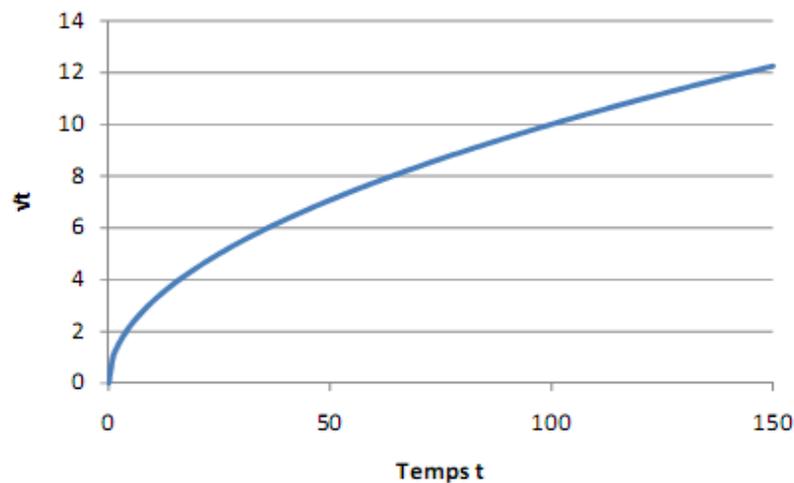


Figure 1.34 : Vitesse de carbonatation en fonction du temps[43].

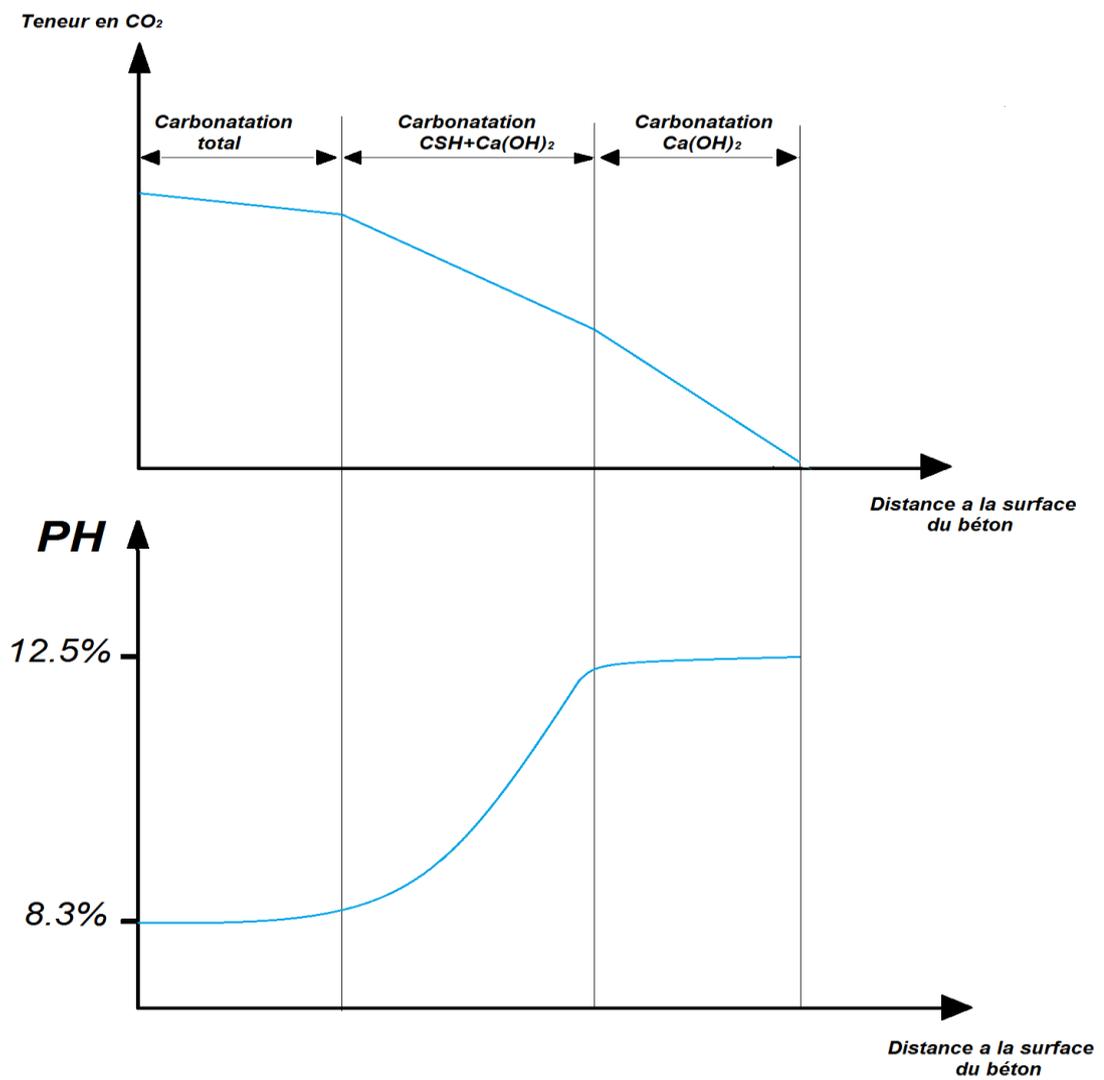
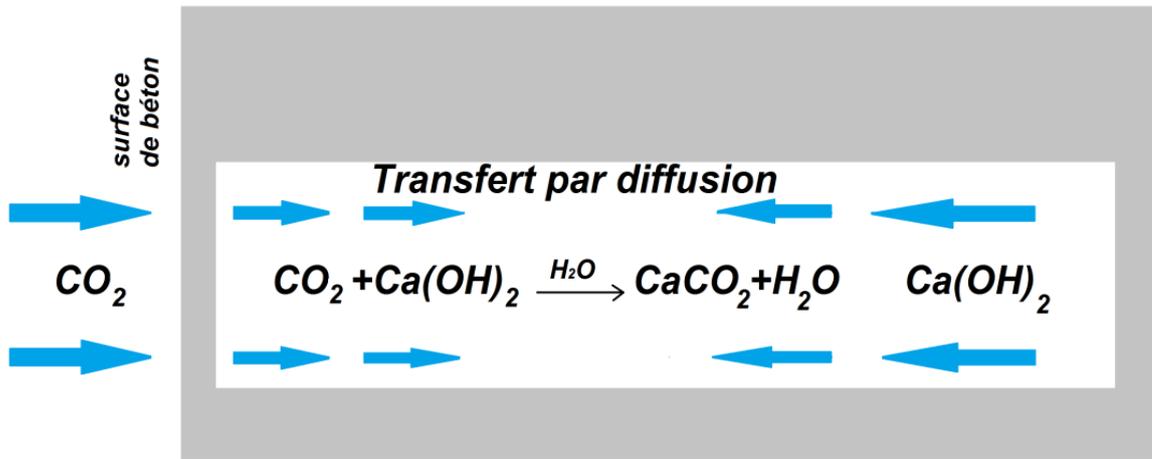


Figure 1.35 : Phénomène de carbonatation [43].

Lorsque le béton a été carbonaté et que le pH de la solution interstitielle est descendu en dessous de 9. La dépassivation de l'acier d'armature peut être due à deux causes :

- La pénétration dans le béton de suffisamment d'ions chlorure Cl^- jusqu'à l'armature;
- Lorsque le front de carbonatation du béton a atteint l'armature.

Si l'un de ces deux phénomènes se produit, le pH du béton chute et l'acier n'est plus protégé (Fig. 1.35). Une fois que l'acier d'armature est dépassivé et en contact simultané avec de l'oxygène et l'humidité, la dissolution du métal a lieu; corrosion sous la forme de formation de rouille, puis perte de section (Fig.1.36).

La corrosion des armatures est issue d'un processus électrochimique qui ne peut se produire que si certaines conditions sont réunies (Fig.1.37et 1.38). En effet pour qu'un acier se corrode, il doit y avoir simultanément [44]:

- Un électrolyte ayant une conductivité ionique non négligeable ;
- Une quantité suffisante d'oxygène accédant à la zone cathodique ;
- La présence d'un agent agressif.

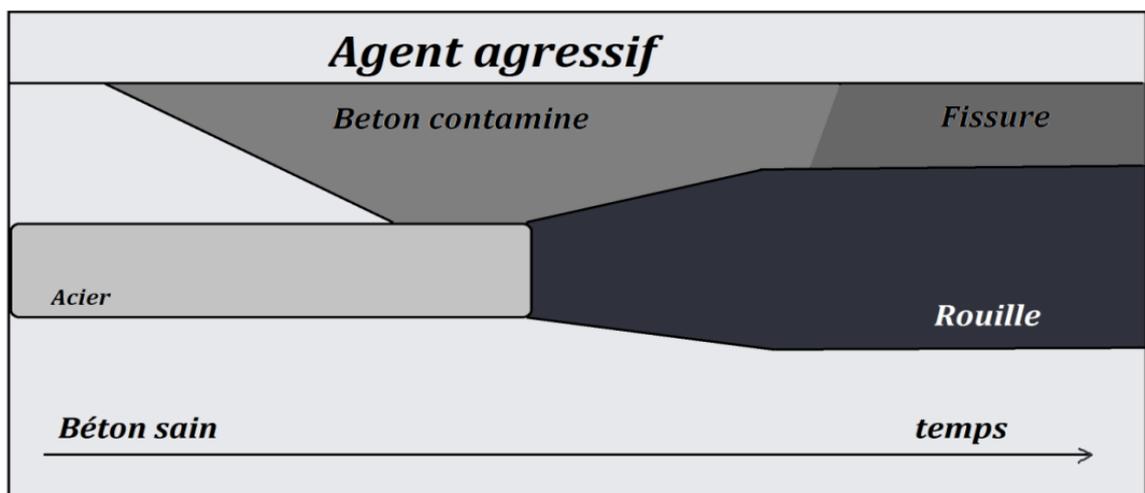


Figure 1.36 : Processus de corrosion des armatures [44].

Les processus fondamentaux de la corrosion des aciers dans le béton sont illustrés sur les figures 1.36, 1.37, 138,1.39 et 1.40.

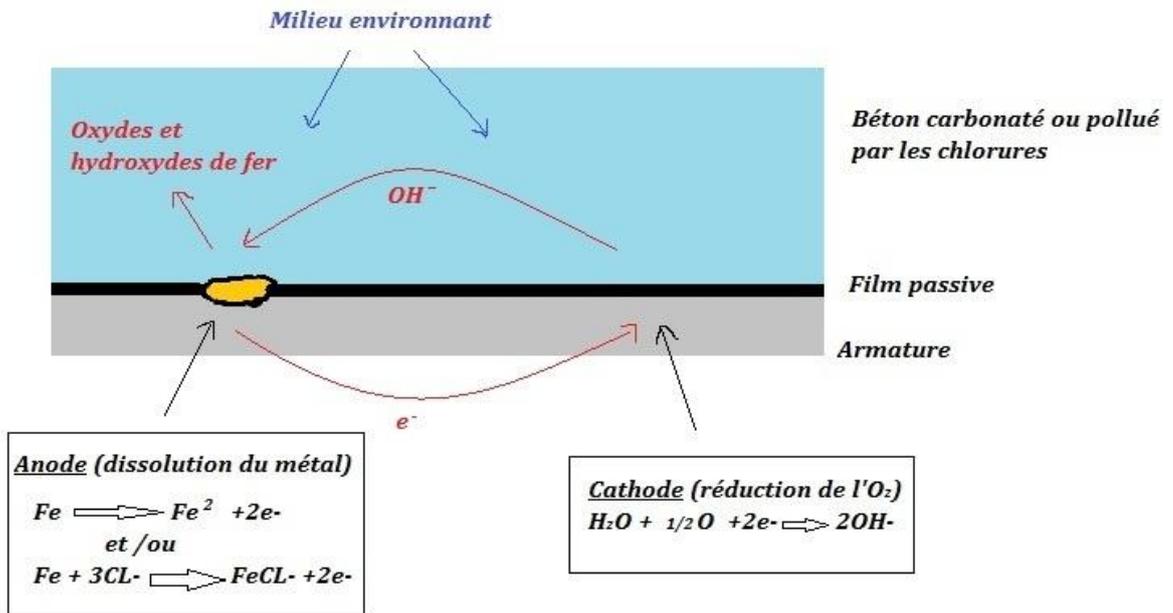


Figure 1.37 : Processus de base de la corrosion des aciers dans le béton[44].

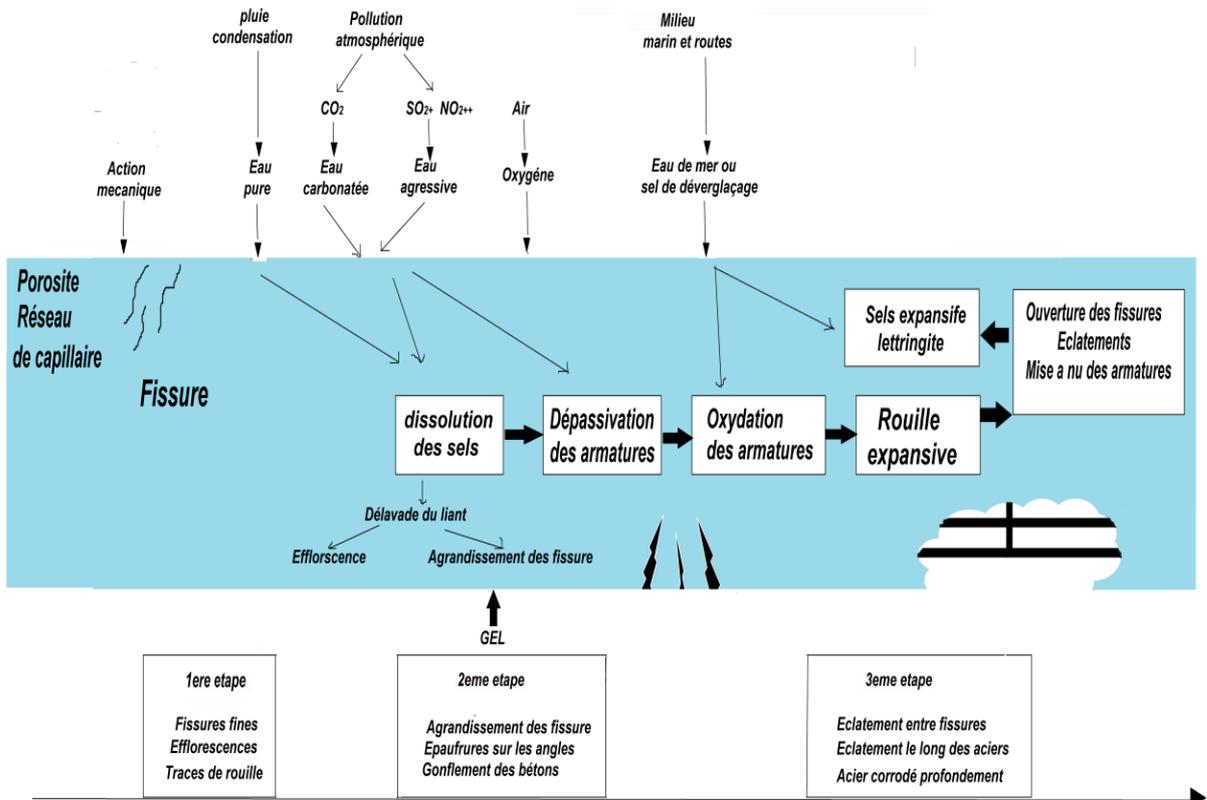


Figure 1.38 : Processus de corrosion [45].

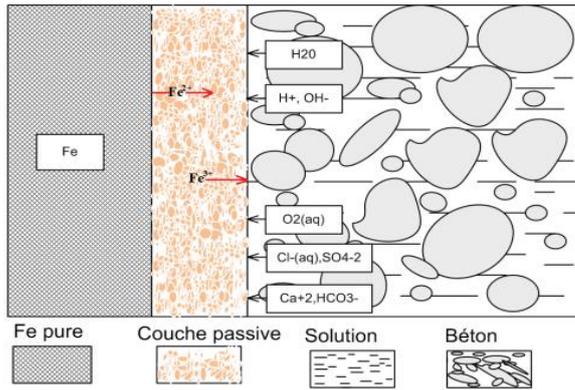


Figure 1.39 : L'état passif d'acier [44]

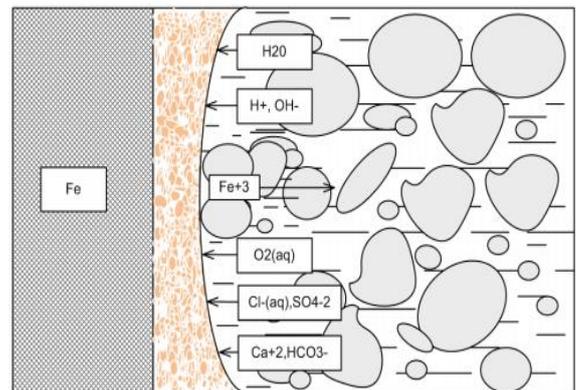


Figure 1.40 : Dépassivation d'acier [44].

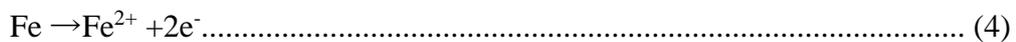
1.10.3 Corrosion par chlorures

Par contre, pour les chlorures présentés dans le béton peuvent être introduits soit lors du gâchage, soit provenir du milieu environnant [46]. La réaction de corrosion débute lorsque la concentration en chlorures près des armatures atteint un seuil critique. Dans la littérature, la concentration critique de chlorures est habituellement exprimée en pourcentage de masse du liant ou en pourcentage de la masse totale de béton.

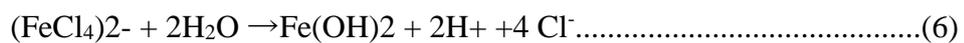
Les travaux récents suggèrent que la concentration critique est influencée par la qualité de l'acier (acier standard, acier avec époxy, acier inoxydable). De plus pour tout type d'acier, la concentration critique varie significativement selon les auteurs [47].

Les principaux effets de chlorures sur la corrosion d'acier sont :

- Les chlorures sont adsorbés dans la couche protectrice d'oxyde ;
- Le fer oxydé réagit en complexe soluble.



- Le complexe réagit avec l'humidité pour former Fe (OH) 2



Le PH est abaissé et la concentration du chlorure est augmentée. Le cycle répété impliquant la réaction de Fe²⁺ avec les ions Cl⁻, la formation de Fe(OH)₂ et la libération des ions de H⁺ et de Cl⁻, continuent jusqu' à ce que la couche protectrice de Fe₂O₃ ou Fe₃O₄ est

complètement détruite. Une des formes principales de corrosion provoquées par l'ion chlorure est la corrosion par piqûres.

La migration des ions chlorures vers le fond d'une piqure, sous l'effet du champ électrique augmente la concentration d'anions agressifs dans la cavité. C'est un phénomène autocatalytique, une fois formée. La piqure crée des conditions favorables à sa croissance.

Les conséquences de la corrosion des armatures peuvent influencer sur :

a- L'aspect du parement de l'ouvrage

Les efflorescences et les tâches de rouille qui sont la conséquence de la pénétration d'agents agressifs dans l'enrobage du béton, altèrent l'aspect de l'ouvrage. Parfois, ce point est considéré comme étant de peu d'importance par le gestionnaire des ouvrages mais par contre ce sont les fissurations et les fracturations du béton qui commencent à inquiéter le gestionnaire car des éclats de béton peuvent se produire.

b-La sécurité vis-à-vis des usagers

Les éclats de béton présentent un risque pour les personnes qui circulent près de l'ouvrage ou l'exploitent. Leur prévention et leur élimination doivent par conséquent être traitées avec grand soin.

c- La capacité portante de l'ouvrage peut être affectée par la perte de section des aciers et perte d'adhérence béton-acier.

1.10.4 Séismes

La région nord algérienne est connue pour une importante activité sismique : Chlef (1980), Constantine (1985), Oued Djer (1988), Tipaza (1989), Mascara (1994), Ain-Benian (1996), Ain-Témouchent (1999), Boumerdes (2003). Dans cette région se situent le plus grand nombre de constructions du patrimoine bâti de nos villes. Après le séisme qui a frappé la wilaya de Boumerdes, il a été constaté que dans la plupart des cas, le patrimoine bâti ne répond pas aux normes de sécurité structurelles [48].

Les causes et dégradations qui ont engendré des désordres sont [49]:

- Absence de conception architecturale parasismique qui ne prend pas en compte dans l'implantation les effets de site ;
- Une architecture défavorable à la résistance aux séismes ;
- Le non respect de l'application des règles parasismiques (dispositions constructives et dimensionnement) ;

- Mauvaise mise en œuvre (non respect des règles d'exécutions des ouvrages en béton armé et qualité des matériaux).

L'application au bâti existant des normes de sécurité structurelles récentes, ont rendu certaines législations nationales obligatoires en matière de procédures de réhabilitation du patrimoine. Les figures 1.41, 1.42, 1.43, 1.44, 1.45 et 1.46 montrent les désordres et les causes de dégradation qui ont eu après le séisme de Boumerdes [48].



Figure 1.41 : Interaction maçonnerie – poteau insuffisance d'armatures transversales[48].



Figure 1.42 : Talonnette de 10 cm en mortier de mauvaise qualité et reprise de béton[48].



Figure 1.43 : Détail de destruction à cause du fonctionnement en poteau court [48].



Figure 1.44 : Bâtiments avec poteaux, poutres et murs en maçonnerie, comportement aléatoire[48].



Figure 1.45 : Insuffisance d'armatures et fissuration du voile [48].



Figure 1.46 : Corrosion des armatures et mauvaise qualité du béton [48].

1.11 Nécessité de mise en place d'un guide technique de réhabilitation

La négligence, le manque d'entretien, les transformations incontrôlées (illicites), la forte spéculation foncière ainsi que l'absence d'un cadre législatif adapté sont en générale les causes principales de dégradation du patrimoine. Malgré les tentatives de réhabilitation qui ont été entreprises, le manque de méthodologie et de savoir-faire font parfois peser la dégradation et le manque de préservation de ce patrimoine. C'est ainsi que l'idée de développer un outil de gestion en temps réel de ce patrimoine pourrait permettre de prévenir les dégradations, d'informer les responsables, de créer un dialogue entre les chercheurs et les acteurs de réhabilitation.

Afin d'accompagner l'ensemble des professionnels du patrimoine dans les opérations de réhabilitation pour les mener à bien. Il est nécessaire d'établir un guide technique qui vise à être dans la mesure du possible clair, objectif, précis et facile à utiliser en donnant une grande importance aux phases du pré-diagnostic et du diagnostic ainsi qu'aux techniques de réhabilitations, car on part du principe que si l'on ne connaît pas on ne peut pas intervenir, et par conséquent on ne peut pas réhabiliter [30].

Le guide doit contenir les éléments suivants :

- La méthodologie du diagnostic ;
- Pré-diagnostic, relevé, étude de structure..... ;
- Causes des dégradations ;
- Réhabilitation.

1.12 Conclusion

Ce chapitre à permis de connaître le patrimoine du XXe siècle, sa typologie, ses matériaux, les dégradations qu'il a subit et leurs causes. La pathologie la plus représentée dans ce patrimoine en béton reste cependant la corrosion des armatures, le plus souvent induite par la carbonatation de la matrice cimentaire.

Ce patrimoine mérite d'être préservé, celui-ci peut être atteint à travers, un bon diagnostic, pour réussir non seulement une bonne réparation et un bon renforcement, mais également une protection de l'œuvre de son auteur. Une revue bibliographique sera présentée dans le chapitre 2 sur le diagnostic, techniques, matériaux de réparation et renforcement des ouvrages en béton armé.

Chapitre 2 : Diagnostic, Techniques, Matériaux de réparation et Renforcement des ouvrages en béton armé

CHAPITRE 2:

DIAGNOSTIC, TECHNIQUES, MATERIAUX DE REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME

2.1 Introduction

L'étape du diagnostic est un travail de synthèse et de réflexion qui est fondé sur l'étude du pré-diagnostic où on peut déjà avoir une première compréhension du bâtiment, tout en détectant ses déficits et ses potentiels [50]. Le but du diagnostic est de compiler les informations relatives au projet, et évaluer l'état de dégradation du bâtiment et d'en déterminer les solutions[51].

La plupart des ouvrages en béton armé, en particulier les structures marines, ont plus de 40 ans et beaucoup d'entre eux nécessitent des travaux de maintenance et de réparation vu leur état de dégradation. La corrosion des armatures occupe le premier rang des dégradations causant ainsi des désordres dans le béton jusqu'à la ruine partielle de l'ouvrage. Le coût engendré par ces réparations représente de grands enjeux économiques pour les maîtres d'ouvrages qui doivent trouver des solutions et des méthodes adéquates de réparation.

Sur les structures à réparer, on pourra alors relever un endommagement allant du défaut local (fissures, épaufrures...), à des délaminages importants et des attaques chimiques en profondeur. La réparation des structures en béton passe par des procédures spécifiques qui nécessitent, à chaque étape, d'avoir recours à un personnel compétent et parfaitement formé. Les manquements en matière de compréhension et de diagnostic des détériorations des structures en béton, les techniques de réparation inadaptées, les choix peu judicieux de produits de réparation sont à éviter.

2.2 Diagnostic des dégradations des ouvrages en béton armé

Le diagnostic d'un ouvrage est une étape importante dans le processus de sa réhabilitation. Il permet avant tout de se prononcer son état de santé et de voir quelles sont les éventuelles pathologies ainsi que leur ampleur. Généralement lorsque l'on effectue un diagnostic, c'est quand un client a découvert quelque chose qui n'allait pas dans le fonctionnement de l'ouvrage ou bien l'apparition de désordres.

Le diagnostic peut avoir principalement deux finalités. Dans un premier temps, il peut être demandé de suivre l'évolution des différentes pathologies dans le temps, que ce soit à court, moyen ou long terme. Cela permet d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous l'effet de ces troubles, de voir s'il y a une stagnation du phénomène ou s'il y a une dégénérescence, auquel cas il est important de prévoir des réparations. L'autre finalité d'un diagnostic c'est de répertorier tous les désordres, mais aussi la constitution de chaque élément, en vue d'un traitement immédiat [51].

2.2.1 Investigations non destructives

Le principe de ces méthodes de diagnostic réside dans le fait que l'on analyse l'ouvrage ou une partie de l'ouvrage sans porter atteinte à son intégrité. Ceci est à privilégier dans différents cas, par exemple les bâtiments classés monuments historiques, pour lesquels il est difficile de faire accepter aux architectes qu'il soit utile d'effectuer des prélèvements de la structure pour pouvoir la caractériser.

Ces méthodes sont à favoriser aussi dans le cas d'ouvrage dont la structure est très atteinte et affaiblie. Effectuer des prélèvements sur ce type de structure risque de la fragiliser encore plus [52]. Pour les ouvrages en béton armé, il existe différentes méthodes non destructives qui sont résumées dans la figure 2.1.



Figure 2.1 : Schéma des investigations non destructives[52].

a) Relevé visuel

Le diagnostic visuel consiste à aller sur site et d'analyser chaque élément de la structure en détail. Ainsi, cela permet dans un premier temps de connaître les caractéristiques géométriques de chaque élément et aussi les matériaux constitutifs. Cela permet d'évaluer le comportement global de l'ouvrage, de connaître les éléments porteurs ainsi que l'acheminement des charges dans la structure. Dans un second temps, il est nécessaire de répertorier les différentes pathologies présentes sur la structure et aussi de créer un dossier photographique des principaux désordres afin de visualiser au mieux.

Il est possible de classer les éléments selon la gravité de leur pathologie :

- **Indice A** : Pas de défauts apparents ;
- **Indice B** : Défauts sans conséquence importante autres qu'esthétique ;
- **Indice C** : Défauts qui indiquent qu'une évolution risque de se faire anormalement. Ces défauts doivent être surveillés ;
- **Indice D** : Défauts révélateurs de dégradation, ils sont rangés en deux classes :
 - **DA** : Défauts qui indiquent un début d'évolution. Ils doivent être surveillés régulièrement et des mesures doivent être prises en cas d'évolution.
 - **DB** : Défauts qui indiquent une évolution avancée. Des mesures de renforcement ou de remplacement doivent être prises.
- **Indice E** : Défauts qui traduisent de façon très nette une modification du comportement de la structure et qui mettent en cause la durée de vie de l'ouvrage. Des mesures doivent être prises dans les plus brefs délais.
- **Indice F** : Défauts indiquant la proximité d'un état limite et nécessitant soit une restriction d'utilisation, soit la mise hors service de l'ouvrage.

De même, il est possible de classer le site dans sa globalité afin de donner une vision d'ensemble de l'état de la structure au maître d'ouvrage. Il peut être classé de la manière suivante [38]:

- **Indice 1** : Site en état neuf ou quasi neuf, aucun travaux n'est à prévoir à moyen termes.
- **Indice 2** : Site en très bon état général, quelques points à surveiller.
- **Indice 3** : Site en bon état, quelques travaux à prévoir à moyen ou long termes.
- **Indice 4**: Site en état moyen, travaux à prévoir à moyen termes et surveillance conseillée.

- **Indice 5:** Site dégradé, travaux à court termes à prévoir.
- **Indice 6:** Site très dégradé, travaux d'urgences à prévoir, site prioritaire.

Les outils indispensables pour mener à bien une inspection visuelle sont les suivants :

- Un appareil photo ;
- Un mètre ;
- Un distance-mètre ;
- Un pied à coulisse ;
- fissure-mètre (réglette en plastique transparente munie de traits de largeurs calibrées que l'on place successivement sur la fissure à observer pour estimer sa largeur).

b) L'analyse du ferrailage

Le relevé du ferrailage peut se faire à l'aide d'un pachomètre de type Ferroskan. Cet appareil est un système de détection portable pour un examen d'armatures non destructif. Il permet de déterminer le position exact des barres d'armatures, de mesurer l'enrobage et de donner une indication du diamètre de l'armature. Le principe de fonctionnement repose sur l'émission d'un flux magnétique par l'appareil. Le pachomètre détecte la diffusion de ce champ magnétique ainsi que les modifications de la résonance magnétique induite par la présence d'aciers. Ainsi, l'appareil mesure la variation électromagnétique due à la présence d'éléments ferromagnétiques, les armatures.

La détermination du diamètre et de l'enrobage repose sur le fait que plus une armature a un diamètre important, plus le signal reçu par l'appareil ne sera important. A contrario, plus l'épaisseur d'enrobage sera importante, plus le signal sera faible. Ainsi, la profondeur d'auscultation avec cet appareil est limitée (généralement de l'ordre de 10 à 15 centimètres selon le type de bétons et le type d'armatures). Le schéma ci-dessous montre la réponse obtenue selon la densité d'armatures, avec à droite une seule armature, au milieu trois armatures relativement espacées et à droite trois armatures rapprochées [52].

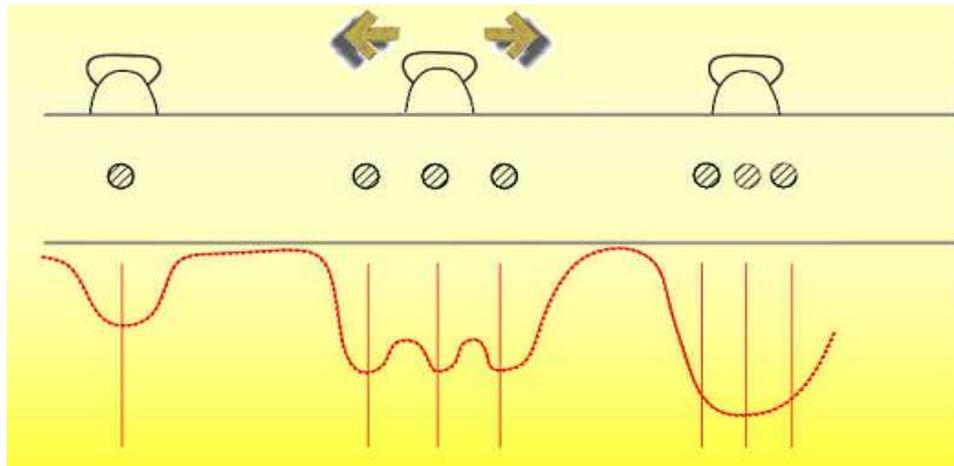


Figure 2.2 : Réponse en fonction de la densité d'armature [53].

c) Scléromètre

Le principe de l'essai sclérométrique repose sur la corrélation entre la dureté d'un matériau et sa résistance à la compression. Pour déterminer la dureté du béton, une bille d'acier est projetée sur une sonde en contact avec l'ouvrage à inspecter. Lors de son rebond, la bille entraîne un index coulissant sur une règle de mesure. Plus le rebond sera important, plus le matériau sera dur. Il convient de réaliser un certain nombre d'essais sur l'élément à ausculter, vingt-sept dans la norme actuelle, afin d'obtenir un résultat cohérent.

L'indice sclérométrique I_s de l'élément diagnostiqué est la médiane de 27 mesures effectuées sur la zone d'ouvrage testé. Par report de l'indice sclérométrique sur un abaque, on obtient la résistance à la compression estimée de l'élément considéré. Il est important de savoir que différents paramètres peuvent influencer sur les résultats, tels que l'inclinaison du scléromètre ou encore l'homogénéité du béton. Il peut être intéressant de coupler ces résultats avec des essais de résistance à la compression sur des prélèvements de la zone étudiée. [44].

d) L'auscultation sonore

L'auscultation sonore permet de mesurer le temps de propagation d'un train d'ondes sonores entre deux points. Une partie de l'auscultateur, le transducteur, produit des ultrasons. Grâce aux propriétés piézoélectriques des matériaux, l'énergie électrique émise est transformée en énergie mécanique ultrasonore. L'appareil mesure le temps nécessaire à l'onde pour atteindre le récepteur qui la convertit en signal électrique. Connaissant la

distance de l'émetteur au récepteur, il est possible de connaître la vitesse de propagation de l'onde dans le milieu. [54]

Ce procédé permet de caractériser l'homogénéité physique du béton ainsi que son état d'altération. En effet, cette méthode de diagnostic permet entre autres de localiser des défauts, des vides ou autres malfaçons dans le béton. Le principe est que les lames d'air emprisonnées dans le matériau transmettent très peu l'énergie des ultrasons, ainsi, la vitesse mesurée sur l'ensemble de l'élément sera plus faible que pour un béton homogène.

Il existe principalement deux types de mesures à effectuer sur site :

- Les mesures en transparence : cette méthode consiste à déterminer le temps de propagation des ondes sonores longitudinales à travers un élément. Pour procéder à ce type de mesure, il faut placer l'émetteur et le récepteur sur les deux faces opposées de l'élément à ausculter ;
- Les mesures de surface : cette méthode s'effectue principalement lorsqu'une seule des faces de l'élément est accessible lors des investigations. Elle peut aussi être utilisée pour déterminer la profondeur d'une fissure ou bien la présence de couches multiples dans un même élément. Pour réaliser cette mesure, il faut placer l'émetteur et le récepteur sur la même face plane de l'élément à ausculter. L'émetteur reste sur un même point, tandis que le récepteur se déplace en effectuant à chaque fois une mesure. Il est à noter qu'il existe une règle a été conçue par le CEBTP afin d'avoir des espacements donnés et ne pas faire des erreurs sur les distances mesurées[54].

Le tableau 2.1 donne la classification de la qualité en béton selon l'auscultation sonique des bétons.

Tableau 2.1 :Classification de la qualité du béton [54]

Vitesse de propagation du son (VPS)	Qualité estimée du béton
$V > 4000$ m/s	le béton est de bonne qualité et homogène
$3500 < V < 4000$ m/s	le béton est de qualité moyenne
$3000 < V < 3500$ m/s	le béton est de qualité médiocre
$V < 3000$ m/s	le béton est de mauvaise qualité

2.2.2 Investigations destructives

Les investigations destructives dans les structures en béton armé peuvent prendre plusieurs formes. Soit on y a recours pour effectuer un prélèvement de matériau pour connaître ses caractéristiques géométriques, mécaniques et chimiques, soit c'est pour avoir accès à des éléments interne ou sous-jacent à la structure. Cela permet aussi de connaître leur état d'altération en profondeur ainsi que l'ampleur des pathologies. Parmi les investigations destructives, on recense principalement les techniques schématisée sur la figure 2.3.

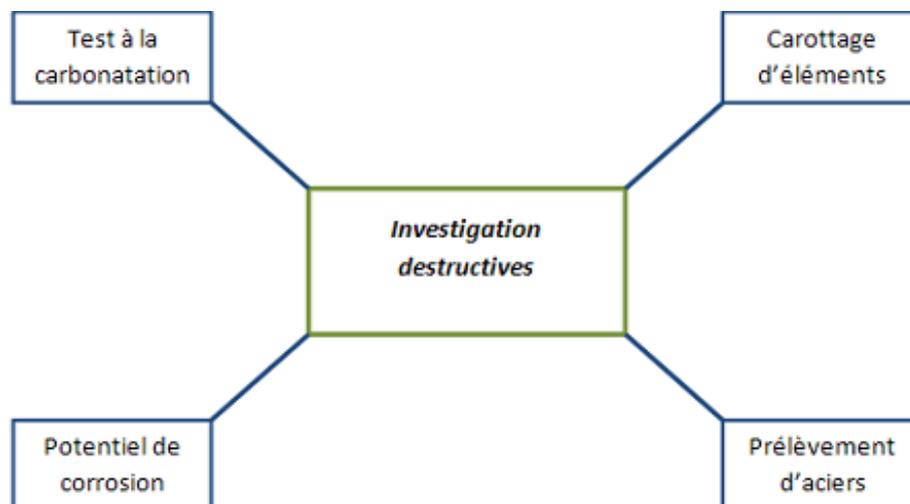


Figure 2.3 : Schéma des investigations destructives [44].

a) Carottage d'élément en béton armé

Le recours au carottage du béton armé permet de déterminer les caractéristiques chimiques et mécaniques d'un élément en béton de la structure, en effectuant des essais de compressions sur les carottes prélevées, mais aussi des analyses chimiques et microscopiques afin de déterminer les différents constituants et leur quantité. Cela permet de déterminer quel type de ciment a été utilisé ainsi que le rapport E/C.

La norme NF EN 13791 de septembre 2007 indique deux méthodes pour «l'évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton». La méthode à utiliser varie selon le nombre d'éléments carottés

dans la structure concernée, mais dans tous les cas, elle permet d'estimer la classe de résistance du béton. Cette méthode nécessite le recours à une carotteuse et il peut être nécessaire de déterminer préalablement le ferrailage de l'élément afin d'éviter d'avoir des aciers dans la carotte. Ceci pour deux raisons : d'une part, cela fragilise plus la structure si les aciers prélevés ont un rôle important, d'autre part les résistances à la compression obtenue, sur une carotte dans laquelle il y a présence d'acier, sont faussées. Pour les mêmes raisons, il faut éviter de carotter un élément sur une fissure [38].

b) Prélèvement d'aciers

Le prélèvement d'acier peut s'avérer utile notamment lorsqu'un recalcul d'une structure est demandé. Dans ce cas, il est important de connaître les aciers présents dans un ouvrage. Ainsi, en prélevant des aciers, cela permet de déterminer leur type, que ce soit des aciers Haute Adhérence, lisse, etc. mais aussi leurs caractéristiques mécaniques telle que la limite d'élasticité de l'armature. Tous ces éléments sont nécessaires afin de pouvoir déterminer quelles sont les charges pouvant s'appliquer sur l'élément et s'il est nécessaire de prévoir de renforcer la structure soit avec des tissus de fibre de carbone ou par ajout d'armatures afin de pouvoir répondre aux besoins du client ou des utilisateurs.

Le prélèvement d'aciers peut se faire par tronçonnage de l'armature, après l'avoir préalablement dégagé du béton adjacent. Il est préférable de le faire dans des zones saines pour ne pas risquer de fragiliser encore plus la structure à cet endroit[55]. Il peut parfois s'avérer utile de prélever localement des armatures dans des zones touchées par des pathologies, telle que la corrosion des armatures afin de pouvoir déterminer son avancement ainsi que la section restante d'acier pouvant être exploitée afin de déterminer les quantités d'armatures nécessaires à rajouter pour redonner à l'élément au minimum sa section d'acier initiale.

c) Potentiel de corrosion

La mesure du potentiel de corrosion (Fig. 2.4) ne peut se faire que si le ferrailage est continu et s'il n'y a pas de revêtement de surface pouvant agir comme isolant. Si le ferrailage est discontinu, il est toujours possible de mettre en place des pontages électriques. Le principe de la mesure du potentiel de corrosion est de mettre à nu une armature puis de la connecter à une borne d'un millivoltmètre à haute impédance. Une électrode de référence est placée sur le parement, elle-même reliée à une autre borne du

millivoltmètre. Elle est dite de référence, car elle a un potentiel constant du à un équilibre électrochimique. Il est important de veiller à ce que la jonction entre le béton et l'électrode soit humide afin d'établir une conduction électrique. Cela permet de diminuer la résistance entre l'électrode de référence et le béton ainsi que le potentiel de jonction entre l'électrolyte contenu dans l'électrode de référence et la solution interstitielle du béton[45].

Une fois les branchements faits, il faut réaliser les mesures des potentiels des zones auscultées en déplaçant l'électrode de référence. La norme ASTM C876-91[56] fait une corrélation entre le potentiel mesuré et la probabilité de corrosion. Ainsi, en utilisant une électrode Cu/CuSO₄ on a la relation suivante :

- Si $E > -200$ mV alors la corrosion est peu probable (probabilité inférieure à 10%) ;
- Si $-350 < E < -200$ mV alors la corrosion est possible (probabilité de 50%) ;
- Si $E < -350$ mV alors la corrosion est très probable (probabilité de 50 à 90%).

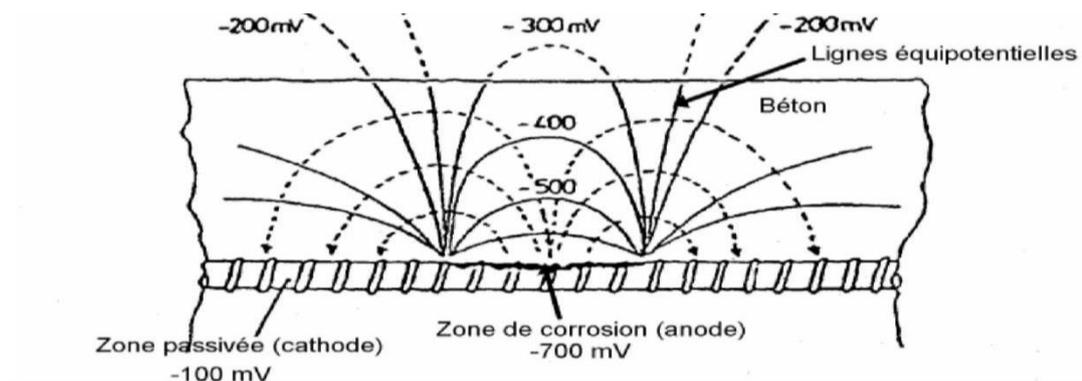


Figure 2.4 : Principale du potentiel de corrosion [45].

Cependant, il est important de noter le fait que différents paramètres peuvent influencer sur les résultats obtenus, tels que :

- L'hygrométrie de surface, il peut y avoir une diminution de 100 mV entre une mesure sur surface humide et une mesure quand c'est sec ;
- Pour des milieux agressifs comme la présence de chlorures, la conductivité est augmentée et les potentiels sont plus négatifs ;
- Lorsque le béton est carbonaté, les potentiels sont plus positifs ;
- En effectuant ainsi des mesures en de nombreux points d'un élément, il est possible d'effectuer une cartographie complète de la probabilité de corrosion[45].

d) Test à la carbonatation

Le principe du test à la carbonatation repose sur le fait que le pH du béton carbonaté est plus faible que celui du béton sain. Pour déterminer la zone carbonatée, il est généralement utilisé un indicateur coloré tel que la phénolphthaléine. La phénolphthaléine est un composé organique de formule $C_{20}H_{14}O_4$. L'utilité de ce composé est qu'il change de couleur selon le pH de l'élément avec lequel il entre en contact. Il fait partie des indicateurs de pH ou indicateur coloré. Ce changement de couleur est dû à une modification de la structure chimique de la molécule lors du passage de la forme protonnée (milieu acide) à la forme déprotonnée (milieu basique) [43]. La couleur que prend la phénolphthaléine dépend du pH. Elle sera rose pour un pH compris entre 8,2 et 12 et incolore au-delà et au-deçà de cette zone de virage.

Cet essai se réalise généralement sur une coupe fraîche de béton par pulvérisation d'une solution de phénolphthaléine. L'épaisseur entre le parement extérieur et la zone à laquelle commence la coloration rose du béton, nous donne la profondeur de carbonatation du béton de cette zone [43]. Il peut s'avérer intéressant de coupler les mesures de profondeur de carbonatation avec les mesures d'enrobages données par exemple avec un pachomètre de type Ferroskan. En effectuant un certain nombre de mesures, il est possible d'obtenir une courbe du type Figure 2.5. L'intersection de la courbe d'enrobage (courbe bleu foncé) avec celle de carbonatation (courbe rose) donne le pourcentage des armatures qui ne sont plus protégées.

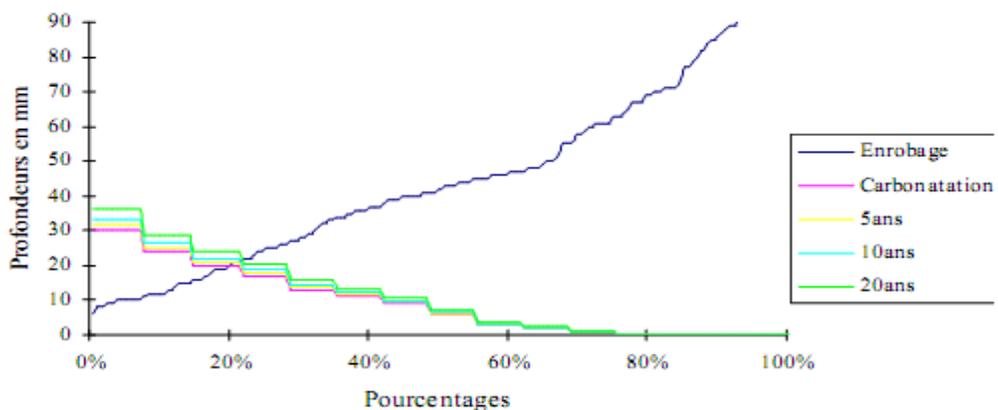


Figure 2.5 : Graphique enrobage-carbonatation [43].

2.3 Techniques de renforcement

Les structures existantes leur durée de vie diminue suite à une pathologie structurelle due à des erreurs de conception, manque de résistance suite à des contraintes d'exploitation additionnelles ou des dégradations de matériaux.

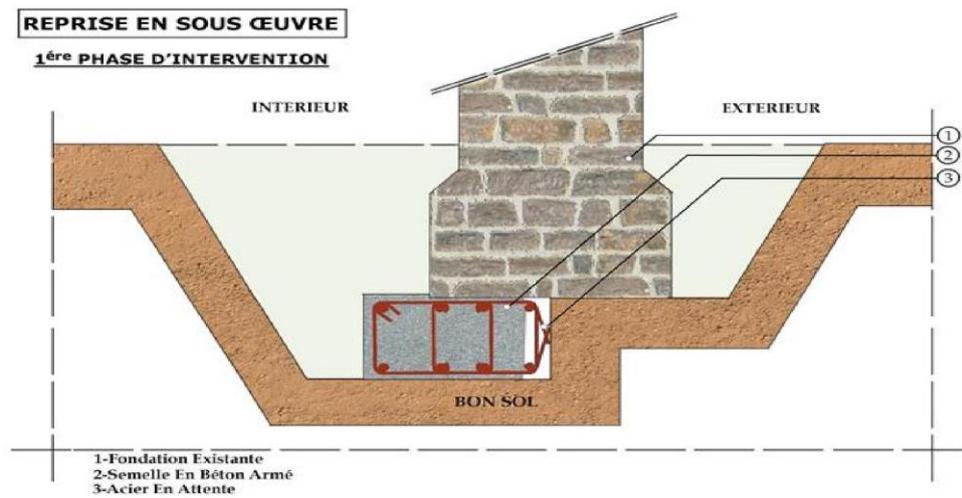
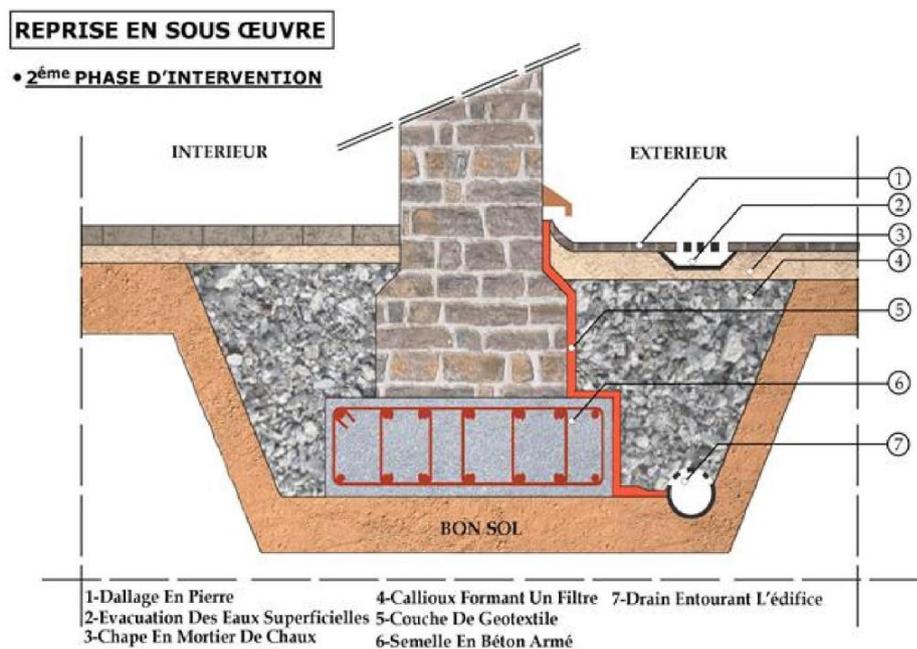
Après un bon diagnostic et plusieurs investigations, il est impérativement nécessaire de procéder à des méthodes de réparation ou de renforcement. Afin de gérer les problèmes de renforcement, il existe une variété de techniques soit traditionnelles ou nouvelles suivant la nature de dégradation et le type d'élément d'ouvrage qui compose la structure.

2.3.1 Renforcement des fondations

a) Reprises-en sous-œuvre des semelles

Après l'évaluation de la charge transmise au sol par les fondations, on pourra définir la dimension convenable de la semelle pour assurer la stabilité du mur. Dans le cas d'un bon sol, il suffit d'élargir les semelles afin d'augmenter la surface de répartition de la charge au sol[32]. Ce procédé consiste à:

- Fouiller le sol des deux côtés du mur jusqu'au niveau de la fondation ;
- Creuser au-dessous de la semelle existante sur la moitié de sa largeur (Fig. 2.6). Procéder par tranches de longueur qui ne dépassent pas deux mètres chacune ;
- Couler une semelle en béton armé dont les dimensions et le ferrailage dépendent de la charge qu'elle va supporter ;
- Garder des aciers en attente pour la continuité du ferrailage dans la nouvelle semelle, du côté opposé ;
- Creuser du côté opposé de la première intervention, sur la même hauteur et les mêmes longueurs et largeurs (Fig. 2.7) ;
- Nettoyer les aciers en attente, compléter le ferrailage et couler la deuxième partie de la semelle ; continuer dans le même principe l'élargissement de la semelle.

Figure 2.6 : Reprises-en sous œuvre 1^{ère} étape [32].Figure 2.7 : Reprises-en sous œuvre 2^{ème} étape [32].

b) Sous fondation par des micro-pieux

Cette technique est utilisée dans le cas de sol fragile. Elle consiste à implanter des micro-pieux qui descendent profondément vers le bon sol au-dessous des semelles existantes (Fig. 2.8).

Cette solution nécessite des sondages préalables afin de reconnaître le sous-sol et le niveau du bon sol. Ainsi, elle nécessite la technicité et la main d'œuvre spécialisée dans ce type de travaux pour éviter les problèmes imprévus.

Les micro-pieux sont des pieux de petit diamètre (15 à 20 cm), forés par rotation pour éviter toute vibration ou choc au dessous des semelles existantes. Ces pieux sont armés d'un ferrailage tendu formant du béton compact précontraint, afin de supporter des charges élevées malgré leur petit diamètre. Ils seront intégrés à l'intérieur de la maçonnerie de la fondation afin d'assurer une parfaite liaison.

c) Mise en place de tirants d'ancrages

Utiliser pour rétablir la stabilité des fondations aux glissements, renversements et aux tassements par la mobilisation d'un volume de terrain ou de rocher (Fig. 2.9). Les tirants et boulons d'ancrage sont des éléments constitutifs sollicités en traction.

Ils sont d'une longueur supérieure à celle des boulons d'ancrage, leur système d'armature peut être constitué d'une barre unique, d'un faisceau de barre, d'un ensemble de fils ou de torons parallèles. Ils sont mis en précontraint par l'application d'un effort de traction qui est au moins égale à l'effort qui leur sera transmis au moment de leur mise en service.

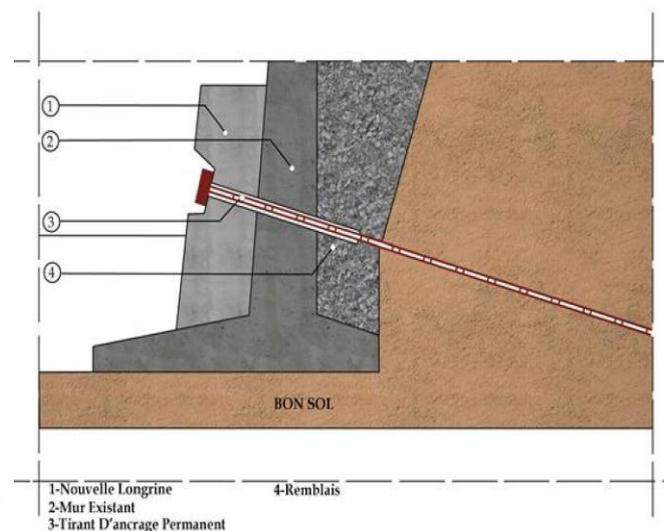
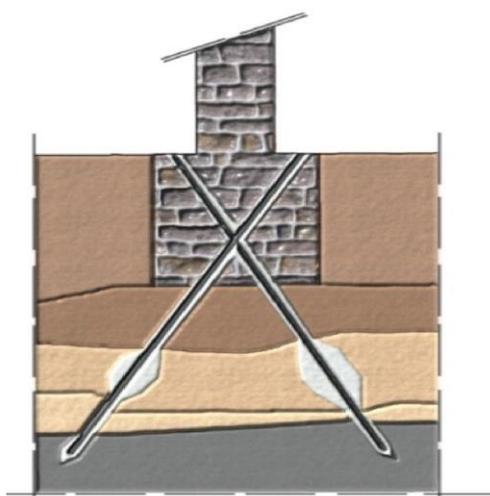


Figure 2.8 : Reprise par micro-pieu [31].

Figure 2.9 : Tirant d'ancrage [31].

d) Traitement des sols par injection

La technique consiste à introduire, sous pression dans le sol à partir de forages répartis selon des mailles primaires et secondaires, un mortier (à base de ciment ou autres liants) à angle de frottement élevé afin d'augmenter le niveau de contrainte jusqu'à atteindre le niveau de consistance recherché, et réduire les déformabilités du terrain sous les charges existantes ou supplémentaires appliqués[31]. Ce procédé permet aussi l'étanchement des terrains afin de réduire les débits d'infiltration au travers des terrains, et réduire les risques d'érosion des parties fines ou soluble du sol.

2.3.2 Renforcement des planchers en bois

Les solutions de consolidation les plus utilisées sont :

- L'allègement de la structures par une diminution des charges, ou bien en créant de nouveaux point d'appuis intermédiaires ;
- Renforcement par fixation de plaques métalliques (fer plat) aux endroits des fissures ;
- Reprendre la poutre défectueuse atteinte par une autre poutre métallique au dessous de celle-ci.

2.3.3 Renforcement des planchers métalliques

Dans le cas où la corrosion n'est pas très avancée on peut procéder par un simple brossage de la poutre corrodée et l'application de peinture antirouille. Dans le cas contraire la poutre sera refaite complètement.

2.3.4 Renforcement des planchers en béton armé

Les techniques de réparation sont variables, elles peuvent être à base de béton projeté ou avec des résines synthétique qui permettent la reconstitution des parties manquante du béton. Parmi ces techniques :

- La mise en place d'armature de scellement avec des résines de scellement afin de renforcer la structure ;
- Le collage de plaque métallique en sous face des dalles ou des poutres ;

- L'utilisation des fibres de carbone scellées à la résine.

2.3.5 Renforcement des murs

Afin de remédier et renforcer les murs, une consolidation par cimentation est employée lorsque la maçonnerie est en état de dégradation avancé (grandes surfaces concernées) ou quand les fissurations sont très étendues. Elle consiste à réaliser un mélange cimentant (lait de ciment- ciment et eau, ou mortier de ciment- ciment, sable très fin et eau) qui est destiné à remplir les vides même capillaires, à l'intérieur même de la masse de la maçonnerie. La technique est efficace lorsque le mélange pénètre dans toutes les aspérités de la maçonnerie.

- Cimentation par coulée ;

Le mélange cimentant pénètre dans les vides du mur par la pression atmosphérique.

- Cimentation par injection sous pression ;

Le mélange cimentant est dans ce cas injectés sous pression (Fig.2.10). Les trous d'injection sont pratiqués à l'aide de foreuses mécaniques à rotation (les appareils à percussions sont exclus) dans toute l'épaisseur du mur. Une maille de trous est réalisée, portant des embouts qui seront reliés aux embouts, la rangée inférieure est bouchée pour permettre au lait de ciment ou au mortier une fois qu'il a pénétré toutes les cavités, de remonter dans la rangé supérieur.

La consolidation par grillage armé est aussi utilisée ; elle consiste à augmenter la section du mur endommagé ou sous-dimensionné en incorporant aux parements des épaisseurs de matériau –mortier ou béton– après la pose de treillis métalliques, solidarités entre eux dans le mur (Fig.2.11). La mise en œuvre du matériau de renfort peut se faire en disposant des coffrages parallèles aux parements et en y coulant ensuite la préparation, ou bien par simple projection sur les parements avec le treillis déjà en place ou encore par gunitage en choisissant la procédure selon l'épaisseur requise et le supplément de résistance attendu du renfort.

Cette solution est très polyvalente en ce qu'elle s'adapte à des structures de murs complètes, à des murs entiers ou à des pans précis. Cette qualité la rend tout spécialement appropriée pour renforcer des bâtiments que les mouvements sismiques auront abîmés, en

augmentant la rigidité des parties du bâtiment qui l'exigent et, au besoin, celle de l'ensemble du bâti.



Figure 2.10 : Cimentation par injection sous pression [32].

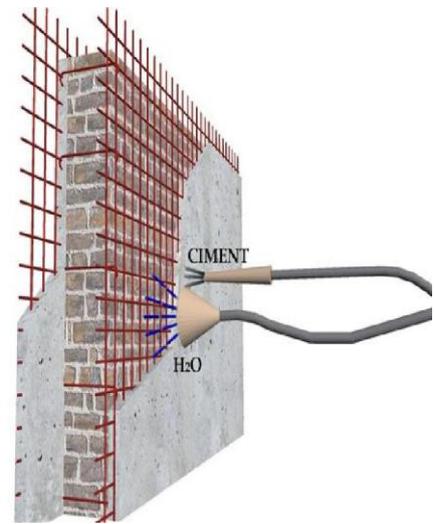


Figure 2.11 : Consolidation par grillage armé [32]

2.3.6 Techniques de renforcement par matériaux composites

Une méthode récente est développée en utilisant des matériaux composites qui ont des avantages par rapport aux matériaux traditionnels: légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de forme. Ils permettent d'augmenter la durée de vie des systèmes constructifs grâce à leurs propriétés, d'alléger les structures et de réaliser des formes complexes aptes à remplir plusieurs fonctions.

Actuellement, les composites à matrice organique représentent plus de 99% des matériaux composites; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale.

Les principaux constituants des matériaux composites reçoivent des additifs ou charges pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice; ils permettent également de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés: les pigments de coloration, l'isolation thermique ou acoustique[57].

Les différents types de matériaux composites sont donnés au tableau (2.2).

Tableau 2.2 :Les différents types de composites [58]

Type de composite	Constituants	Domaine d'application
1. Composite à matrice organique -Papiers -Carton -Panneaux de fibres toiles enduites -Matériaux d'étanchéité et pneumatiques	-Résine fibre cellulosique -Résine fibre / copeaux -Résine / tissus -Elastomère -Caoutchouc / acier	-Imprimerie -Bâtiment -Toitures -Automobile
2. Composites à matrice minérale -Béton -Composite carbone	-Ciment/sable/granulats -Carbone/fibre	-Génie civil -Aviation -Espace
3. Composite à matrice métallique	- Aluminium / fibre de bore - Aluminium / fibre de carbone	- Aero-spacial

Le renforcement à l'aide de Tissus de Fibres de Carbone (TFC) est présenté dans la figure 2.12. L'étude à montré que le cout de ce matériau est supérieur à celui de la tôle d'acier, est largement compensé par l'économie réalisée sur les temps de mise en œuvre et la mobilisation du matériel. Les multiples avantages, mécanique et physico-chimique permet l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement des structures en béton armé, l'application de Tissus de Fibres de Carbone (TFC) est une alternative intéressante aux méthodes de renforcement conventionnelle [58].



Figure 2.12 : Renforcement d'une poutre par TFC [58].

Les techniques de mise en œuvre consistent :

➤ Préparation du support

Le support doit être propre, sain, exempt de laitance, de graisse, de particules non ou peu adhérentes, etc.

➤ Préparation du tissu

Découpage du tissu aux dimensions appropriées et selon les directives du bureau d'études;

➤ Préparation de la résine

Conformément aux fiches techniques et en utilisant un agitateur électrique pendant 3 minutes jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur grise ;

➤ Mise en place de résine et du tissu

Par application d'un rouleau ou une brosse sur le support.

2.4 Techniques de réparation

C'est l'étape nécessaire pour redonner d'une part les sections d'origine de l'acier et du béton, mais aussi pour rétablir les caractéristiques mécaniques des différents éléments concernés. C'est-à-dire de redonner la possibilité à la structure de reprendre au mieux les

efforts qui lui sont appliqués. Il existe principalement deux méthodes de réparation du béton armé.

Il y a la méthode traditionnelle du ragréage ainsi que la technique du béton projeté. Un autre déficit d'entretien et une interaction avec des environnements plus ou moins pollués les principales causes de dégradation liées au béton armé passent par sa peau, de l'intérieur vers l'extérieur, ou réciproquement.

2.4.1 Le nettoyage

La principale cause de noircissement des façades est la déposition de suies, mesurant quelques dizaines de nanomètre quand elles sont isolées, et de l'ordre du micromètre lorsqu'elles sont assemblées en chaîne ou en agrégat.

Il existe plusieurs techniques pour nettoyer ce défaut d'aspect :

➤ Nettoyages à base d'eau

Le nettoyage à l'eau sous pression consiste à projeter sur la surface à nettoyer un jet d'eau sous pression qui, ramollissant les salissures, les élimine. La pression et le débit d'eau sont à moduler en fonction de la fragilité du béton. Cette technique est adaptée à un nettoyage en extérieur;

➤ Nettoyage laser

➤ Cette technique de nettoyage a été développée pour les salissures noires épaisses et de nature diverses, sur des matériaux pierreux ;

➤ Nettoyages chimiques

➤ Divers agents chimiques (acides, alcalins, détergents, ...) peuvent être utilisés en fonction de la nature des salissures à éliminer. Ils s'appliquent sous forme pâteuse ou liquide après mouillage du parement et doivent impérativement d'accompagner d'un rinçage abondant, afin de neutraliser les réactions. Ces techniques sont essentiellement utilisées sur des façades neuves.

2.4.2 Le ragréage

La méthode de ragréage est la technique traditionnelle de réparation des bétons. Elle est généralement utilisée lorsque les surfaces de béton à reprendre sont relativement faibles. Le ragréage manuel, l'application d'un mortier ou béton par projection et l'application d'une couche de mortier ou béton par coulage. Dans le cas où le calcul de structure montre un manque de capacité portante, un renforcement par chemisage ou par l'application de composite est nécessaire.

La réparation par ragréage manuel ou projection s'applique dans les cas de ségrégations [38], corrosion et perte de section par choc. S'il y a présence d'un phénomène de corrosion des armatures, il est nécessaire de dégager les aciers corrodés jusqu'à ce qu'une zone saine apparaisse. Pour être sûr de pouvoir effectuer une bonne réparation, il est d'usage d'obtenir un dégagement de béton décollé comme le montre la figure 2.13.

Traitement de la corrosion

- purger les zones de béton décollé (les écaillages, épaufrures, ségragation ,...)
- sonder la corrosion des armatures et la passivité du béton autour de l'épaufrure afin d'établir un zoning de la surface à réparer ;
- mettre à nu les armatures, puis appliquer des produits passivant ainsi que des inhibiteurs de corrosion ;
- reconstituer un parement par mortier ou béton neuf, respectant le plus possible la composition esthétique de l'original ;
- mettre en œuvre une protection de la surface grâce à un revêtement/peinture/hydrofuge...etc.

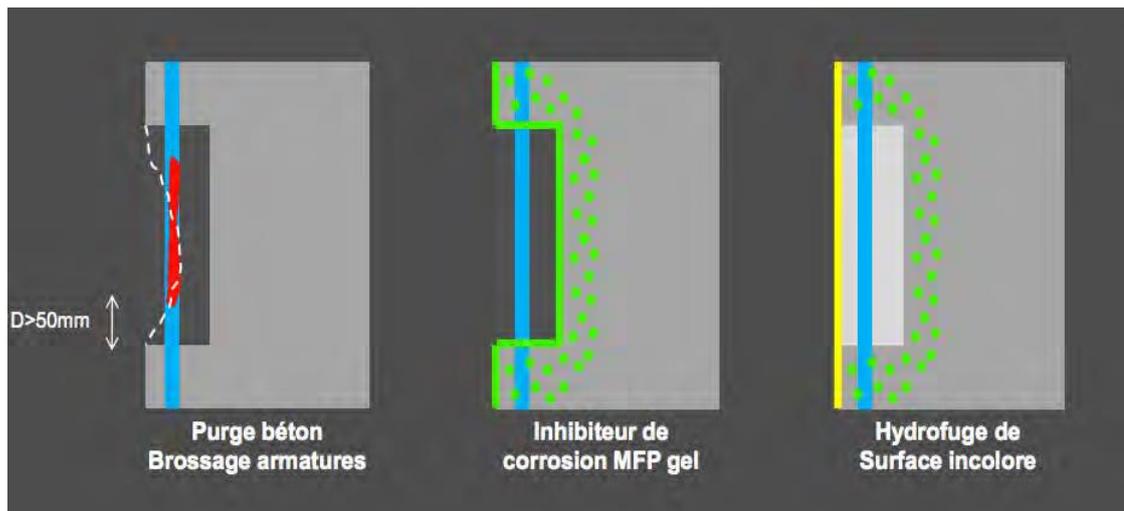


Figure 2.13 : Protocole de restauration[5].

2.4.3 Le béton et mortier projeté

La méthode du béton projeté est généralement utilisée lorsque les surfaces de béton à reprendre sont assez importantes. Ceci s'explique par le fait que ce type de réparation est relativement rapide à mettre en œuvre, mais nécessite du matériel particulier[59]. Le béton projeté peut éventuellement être associé avec un autre mode de réparation, qui est le rajout d'armatures d'aciers. Cette méthode de projection de béton peut être réalisée, soit par voie sèche ou bien par voie humide. Dans le cas de voie sèche, la vitesse des éléments du mélange à la sortie de la lance est de l'ordre de 100 m/s. Elle décroît plus rapidement pour les éléments de faible masse (eau- fines -ciment) que pour les gros granulats.

Il se forme alors sur la surface d'application une fine couche de pâte formée par l'eau et le ciment, qui retient instantanément les granulats fins, mais sur laquelle les gros granulats commencent par rebondir, au fur et à mesure de son épaisseur, cette couche est « martelée » par les gros granulats qu'elle finit par retenir, ce qui donne un serrage énergétique dû à la grande vitesse de projection et une bonne adhérence due à la richesse en ciment dans la zone au contact de la surface d'application[45]. Du fait de l'enrichissement en ciment au voisinage de la surface, le dosage initial en ciment peut être limité. Toutefois les normes préconisent un dosage pas moins de 280 kg/m^3 de ciment ayant une résistance à la compression supérieure à 25 MPa.

Dans le cas de la voie humide, la vitesse de transport et de projection est inférieure à 1m/s, nettement plus faible que dans le cas d'une projection à voie sèche. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance, il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application. Pour obtenir des performances mécaniques équivalentes à celles d'un béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage en ciment. L'emploi d'adjuvants permet d'obtenir la maniabilité désirée, avec un dosage en eau aussi faible que possible, une telle consistance du béton exigera un affaissement au cône correspondant, de l'ordre de 12 cm [52].

Le choix de la technique à utiliser dépend de différents paramètres tels que la nature des matériaux utilisés, de la nature des travaux à effectuer ou encore des habitudes de l'entreprise [59]. Cependant, selon la méthode utilisée les résultats vont présenter quelques différences. Par voie sèche, on obtiendra une résistance plus élevée que par voie humide du fait du faible rapport E/C. Mais on aura une capacité de production plus limitée, un dégagement de poussière plus important, mais surtout un risque de détérioration d'un support fragile.

Dans tous les cas, cette surépaisseur de béton est moins poreuse, plus durable et peu sensible aux attaques chimiques. Le béton projeté n'étant pas encore carbonaté, il stoppe l'évolution de la carbonatation, le temps d'être lui-même complètement carbonaté. Il empêche également la pénétration d'humidité grâce à sa faible porosité, ce qui protège les armatures de la corrosion. De plus, il est possible d'ajouter des inhibiteurs de corrosion dans la formulation du béton, ce qui permet de rendre plus pérennes les réparations effectuées [59].

2.4.4 Protection

Des revêtements peuvent être appliqués soit à l'armature soit à la surface du béton [60]. Les peintures appliquées sur la surface de l'armature la protègent contre les agents agressifs qui favorisent la corrosion [61]. Les revêtements les plus utilisés sont de type métallique ou galvanique à base de zinc ainsi que les peintures époxy.

La couche de zinc agit comme une barrière physique aux agents agressifs et comme une anode sacrificielle car le zinc est un métal moins noble que l'acier (plus anodique). Toutefois, le zinc peut réagir avec la solution interstitielle provoquant ainsi un dégagement d'hydrogène et une diminution de l'adhérence entre l'armature et le béton. Les

revêtements appliqués sur la surface du béton jouent un rôle de barrière physique contre les chlorures, l'oxygène et l'eau [62].

Les plus généralement utilisés sont les hydrofuges de surface. Les produits hydrofuges peuvent être classés en fonction de la nature chimique de leur constituant de base. Les produits les plus répandus sont les silicones et leurs dérivés (siliconâtes, silanes, siloxanes). Des inhibiteurs de corrosion peuvent être ajoutés au matériau frais, appliqués sur la surface du béton, ajoutés à des mortiers de réparation ou appliqués sur les armatures pour diminuer la vitesse de corrosion.

Les inhibiteurs anodiques agissent sur la dissolution de l'acier en réduisant la vitesse de corrosion par une augmentation du potentiel de corrosion de l'acier [63]. Les plus utilisés sont le nitrite de calcium ($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$), le nitrite de sodium et le chromate de sodium. Les inhibiteurs agissent sur la réaction de l'oxygène en augmentant le pH à proximité de l'acier et en réduisant le transfert d'oxygène en recouvrant la surface de l'acier, les plus utilisés sont les hydroxydes de sodium et les carbonates de sodium.

2.4.5 Traitement de la corrosion

Les traitements électrochimiques s'appliquent aux bétons armés lorsque la corrosion des armatures est à craindre ou à réparer suite notamment à deux pathologies la carbonatation du béton d'enrobage et/ou la pénétration des ions chlorures (dans les deux cas jusqu'à la profondeur des armatures). Trois traitements existent : la protection cathodique (qui contrôle le courant électrochimique de corrosion), la réalcalinisation et la déchloruration (qui modifient l'environnement autour de l'armature) [64].

Le traitement de la protection cathodique est permanent, consiste à relier une anode externe au métal à protéger et de faire passer un courant électrique continu de manière que tous les secteurs de la surface en métal deviennent cathodiques et donc ne se corrodent pas [65, 66]. D'un point de vue potentiel électrochimique, elle consiste à abaisser le potentiel de l'armature jusqu'à une valeur seuil appelée potentiel de protection afin que la vitesse de corrosion de l'acier devienne négligeable [67].

Le traitement de réalcalinisation consiste à remonter l'alcalinité du béton à l'interface armature/béton pour diminuer sensiblement la réaction de corrosion. Le pH du béton autour de l'acier augmente, et la passivation de la solution interstitielle du béton est

restaurée. La technique consiste à faire passer un courant à travers le béton à l'armature par un treillis appliqué à l'extérieur de l'anode qui est attaché à la surface du béton et noyé dans un électrolyte.

Le traitement d'extraction des ions chlorures, a, lui, pour objectif d'extraire les ions chlorure du béton d'enrobage pour diminuer le risque de corrosion des armatures. Cette technique est temporaire (6 à 8 semaines d'application), elle consiste à faire passer un courant électrique continu entre une anode placée sur la surface du béton enrobée d'une pâte saturée d'un liquide convenablement choisi (électrolyte) et l'acier (cathode).

Ce courant provoque le déplacement des ions chlorures chargés négativement vers l'anode extérieur. Lorsque les ions chlorures arrivent à la surface du béton, ils passent dans l'électrolyte et peuvent donc être extraits définitivement du béton [68, 69].

L'intérêt de ces techniques tient dans le fait qu'elles opèrent un traitement complet des aciers de la structure, contrairement à une réparation localisée (purge et ré-enrobage) dans un béton qui reste largement pollué et dont la dégradation va se poursuivre sur le pourtour de la zone réparée par effet d'anode induite.

2.5 Norme Européenne EN 1504 sur le choix de réparation et de protection

La norme européenne EN 1504 [70] définit les produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton. Elle se compose de dix parties et de 65 méthodes d'essais. Les dix parties sont présentées dans le tableau 2.3.

La norme européenne précise aussi les exigences en matière d'identification, de performances (y compris en ce qui concerne la durabilité des matériaux) et la sécurité des produits et systèmes à utiliser pour la réparation structurale et non structurale des structures en béton.

La partie 3 de la norme EN 1504[70] concerne les mortiers et bétons de réparation qui peuvent être utilisés avec d'autres produits et systèmes afin de restaurer et/ou de remplacer les bétons défectueux ou contaminés. Ils permettent également de protéger l'armature afin de prolonger la durée de vie d'une structure en béton présentant une détérioration[71].

Cette partie de la norme Européenne EN 1504[70] détermine les principes de base qui sont appliqués, de manière distincte ou combinée, dans les cas où il est nécessaire de protéger ou de réparer des structures en béton, sur terre/mer ou sous terre/mer. Une structure ne peut être parfaitement réparée que si son état a été correctement évalué et que la cause de sa dégradation a été clairement identifiée.

Le document EN 1504-9 souligne explicitement l'importance de ce point et identifie les étapes clés suivantes :

- Évaluation de l'état de la structure ;
- Identification de la cause de la détérioration ;
- Détermination des objectifs de protection et de réparation en collaboration avec les propriétaires de structures ;
- Sélection des principes adaptés de protection et de réparation ;
- Sélection des méthodes ;
- Définition des propriétés des produits et systèmes ;
- Détermination des exigences de maintenance suite à la protection et à la réparation.

Tableau 2.3 : Parties de la norme EN 1504[70]

N° du document	Description
EN 1504-1	Termes et définitions de la norme
EN 1504-2	Caractéristiques des produits/systèmes de protection de surface pour béton
EN 1504-3	Caractéristiques de réparation structurale et non structurale
EN 1504-4	Caractéristiques de collage
EN 1504-5	Caractéristiques d'injection
EN 1504-6	Caractéristiques d'ancrage des barres d'acier d'armatures
EN 1504-7	Caractéristiques de protection contre la corrosion des armatures
EN 1504-8	Maîtrise de la qualité et l'évaluation de la conformité des sociétés de fabrication
EN 1504-9	Principes généraux régissant l'utilisation des produits/systèmes de protection et de réparation des structures en béton
EN 1504-10	Informations concernant l'application sur site des méthodes et systèmes de contrôle de la qualité des travaux

2.6 Matériaux de réparation

La réparation par mortier est l'une des méthodes les plus utilisées pour des structures affectées par la corrosion. C'est une méthode de reconstitution de l'enrobage dégradé et pollué par les chlorures. Elle est utilisée pour restaurer la passivation des armatures touchées par la corrosion. D'un point de vue électrochimique, une réparation par mortier est conçue pour supprimer la réaction anodique qui existait avant la réparation et l'empêcher de se reproduire [72].

Selon la norme **EN 1504-3**, Il s'agit d'un mortier de réparation à base de liants hydrauliques, auxquels sont ajoutés :

- soit des polymères;
- soit d'autres produits, tels qu'adjuvants, fibres, ...
- soit, les deux, de manière à améliorer les caractéristiques du mortier.

Les mortiers modifiés à base de polymères sont désignés LHM (liant hydraulique modifié à base de polymères) ou par l'acronyme PCC (polymer cement concrete/mortar), les autres par CC (cement concrete/mortar). Le but est d'obtenir un composite dont la durabilité et la capacité de liaison sont améliorées. Les matériaux cimentaires composites contenant des polymères se regroupent en trois grandes familles [73] :

- les bétons ou mortiers polymères (ou béton/mortier de résine)

Dans les bétons polymères, c'est le polymère seul qui sert de liant.

- les bétons ou mortiers imprégnés de polymères

Dans le cas des bétons imprégnés de polymères, le béton de ciment Portland durci est imprégné de polymères, soit en surface, soit assez profondément (injection), de manière à réduire l'absorption d'eau, améliorer la tenue aux cycles de gel dégel ainsi que la résistance à la compression.

- les bétons ou mortiers de ciment polymères

Les mortiers de ciment aux polymères se révèlent très résistants aux agressions chimiques et à l'abrasion ; ils sont de plus hautement imperméables à l'eau. Ils sont donc

particulièrement indiqués pour des usages qui les exposeraient particulièrement à des attaques chimiques ou à des contraintes mécaniques notables et répétées.

Leur capacité d'adhérence les recommande également comme mortiers de réparations aptes à s'associer à une surface bétonnée ancienne. En revanche, la présence de polymères les rend particulièrement vulnérables aux hautes températures.

En fonction des résistances mécaniques, on distingue 4 catégories de mortiers :

➤ Catégorie I

Mortier destiné à la réparation de défauts ou dégradations superficielles, dus à une mise en œuvre déficiente (nids de gravier,...), à la corrosion d'armatures (défaut de recouvrement) ou à des sollicitations mécaniques, physiques ou chimiques, en vue de restituer l'aspect géométrique ou esthétique de la structure.

➤ Catégorie II

Même domaine d'emploi que la catégorie I, mais, en plus, pour des réparations structurelles au béton. Cela signifie que le ragréage vise à restituer ou à améliorer la portance de l'élément considéré.

➤ Catégorie III

Même domaine d'emploi que la catégorie II, mais pour laquelle des exigences particulières sont imposées du point de vue résistances mécaniques et/ou durabilité, à l'exclusion toutefois des mortiers soumis à une usure mécanique.

➤ Catégorie IV

Même domaine d'emploi que pour les catégories II ou III, mais en plus soumis directement à une usure mécanique (par exemple pour le ragréage de béton routier, chapes industrielles,...), et qui peuvent contenir des additifs complémentaires (par exemple fibres d'acier ou synthétiques).

2.7 Travaux ultérieurs sur les matériaux de réparation

La première étude impliquant l'utilisation des bétons autoplaçant (BAP) dans des opérations de réparation impliquait la réhabilitation d'un garage de stationnement au

centre-ville de Sherbrooke, Québec, en 1996. Avec les avantages et les particularités des BAP surtout à l'état frais ce dernier a été aussi utilisé pour la réparation des côtés inférieurs, verticaux et horizontaux.

La section de réparation contenait des barres d'armature longitudinales et des étriers ancrés dans le béton existant qui présentaient de sérieux obstacles à la propagation du béton frais. Le BAP rend compte de la capacité de circuler autour et à travers les obstacles, ce qui facilite le placement des sections de réparation non uniformes qui contiennent une quantité importante de renfort. Plusieurs études ont orienté leurs recherches vers l'utilisation des bétons autoplaçant comme matériaux de réparation.

2.7.1 BAP non fibré

Constantin et al[74] ont présenté une étude expérimentale et analytique de l'application d'une technique de revêtement de béton autoplaçant armé pour la réhabilitation de poutres en béton armé endommagées par une force du cisaillement. Les poutres endommagées ont d'abord été restaurées à l'aide de gaines en BAP qui enveloppaient la largeur inférieure et les deux côtés verticaux des poutres, y compris des barres d'acier de petit diamètre et des étriers en U, puis testées à nouveau (Fig.2.14).

La gaine appliquée a été conçue pour augmenter la capacité de cisaillement des poutres initialement testées et pour changer leur mode de rupture fragile en un mode plus ductile. Les résultats des tests ont indiqué que cette technique de gainage est une méthode de réhabilitation prometteuse car la résistance et les performances globales des poutres gainées ont été améliorées par rapport aux échantillons initiaux. Les comparaisons entre les données d'essai et les résultats analytiques prévues ont montré un bon accord.

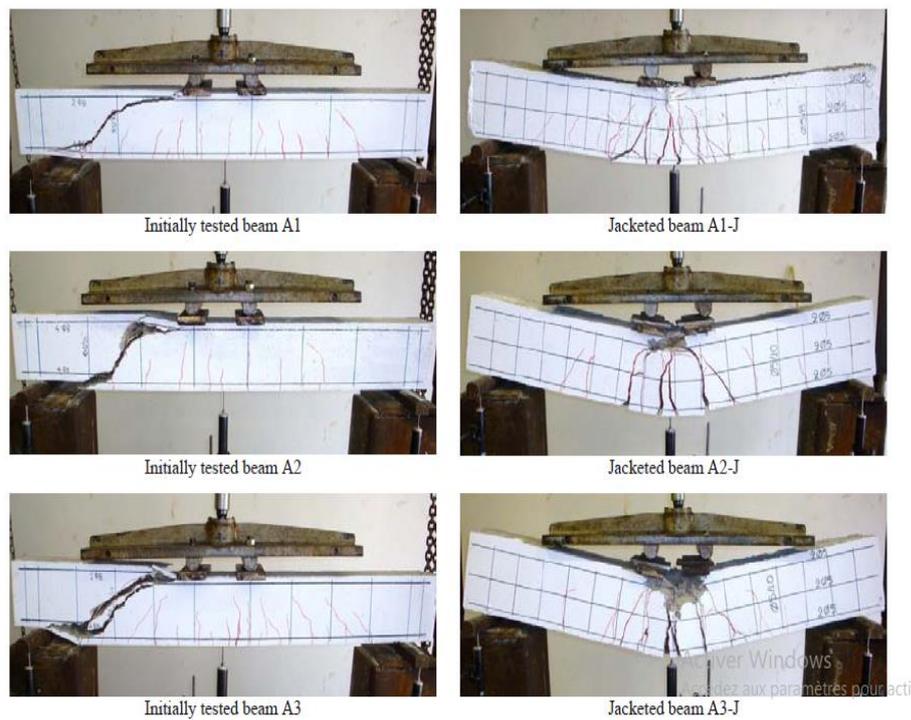


Figure 2.14 : Schémas de fissuration à la rupture des poutres réparées par BAP [74].

Benyahia et Grici [75] ont testé un mortier autoplçant à base de pouzzolane naturelle comme un matériau de réparation des bétons dégradés. Dans cette étude la liaison entre les matériaux de réparation et le substrat de mortier soumis à un climat chaud. Des demi-prismes de taille $40 \times 40 \times 80$ mm, servant de substrat en mortier, ont été fabriqués en laboratoire puis conservés à température ambiante pendant 6 mois (Fig. 2.15). Cinq mélanges de MAP incorporant 0%, 10%, 20%, 30% et 40% de pouzzolane naturelle en remplacement du ciment blanc ont été utilisés comme matériaux de réparation. Les résultats obtenus ont prouvé qu'il était possible de produire des matériaux de réparation compatibles dans cet environnement de durcissement en utilisant jusqu'à 30% de pouzzolane naturelle en remplacement du ciment blanc.

Zhang et al [76] ont renforcé des poutres endommagées à l'aide d'un revêtement de BAP soumise à différentes charges de flexion. Les résultats ont montré que la méthode de renforcement proposée dans la présente étude améliore efficacement le comportement en flexion des poutres, à la fois dans la rigidité après la fissuration du béton et la capacité de flexion des poutres qui devient environ deux fois plus grande.

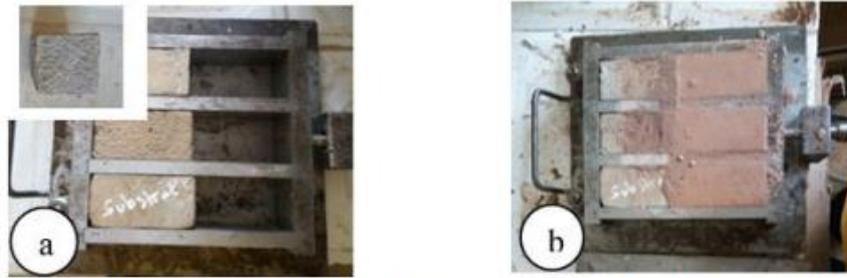


Fig. 1 Preparation of composite sample (a) Substrate specimens in moulds and (b) Casting of the repair material



Fig. 2 Prism samples curing in hot climate

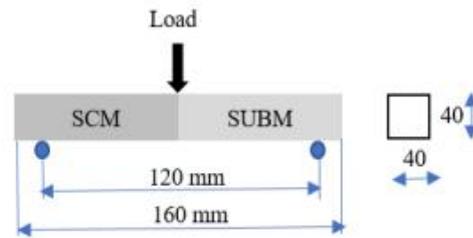


Fig. 3 Third-point's loading composite prism

Figure 2.15 : Mode de réparation avec MAP [75].

2.7.2 BAP fibré

Kassimi et al [77] ont étudié les performances des béton autoplaçant fibré (BAPF) pour la réparation des poutres en béton armé. Pour cette étude quatre types de renfort en fibres ont été utilisés: l'acier, deux types de polypropylène et de fibres hybrides avec une fraction volumique de 0.3 à 0.5%. Les résultats de leurs recherches ont montré que les poutres réparées avec les divers mélanges BAP avec ou sans fibres, ont montré des capacités de charge comparables et des charges de fissuration plus élevées que la poutre monolithique de référence.

Abdulhameed et al [78] ont utilisé le béton autoplaçant fibré comme matériaux de réparation des poutres endommagées. Les résultats des essais de flexion ont montré que les bétons de réparation étaient capables d'augmenter la charge de fissuration des poutres réparées par rapport aux poutres témoins. De plus le processus de réparation adaptée pour cette étude, pourrait être une option efficace et viable pour réparer la poutre endommagée, la protéger contre de nouvelles pertes et augmenter sa capacité de fissuration.

Arezoumandi et al [79] ont étudié les performances de BAPF pour la réparation des sous-structures de ponts. Les résultats de cette étude ont montré que les deux bétons de

réparation examinés tout au long de cette étude, ont montré des capacités de charge comparables aux poutres de contrôle.

Kaish et al [80] ont développé un mortier autoplaçant fibré (MAP) pour la réparation des bétons endommagés. Pour cette étude les fibres utilisées ce sont des fibres de nylon avec une fraction volumique 0.2%. Une amélioration significative a été observée dans le modèle de rupture des échantillons lorsqu'ils étaient incorporés avec des fibres de nylon. Par conséquent, ce type de MAPF peut être utilisé pour la réparation du béton.

Mesbah et al [81] ont étudié l'effet du BAP renforcé par des fibres d'acier destiné à la réparation des poutres en béton armé (BA). Dans cette étude les auteurs ont é préparée trois poutres monolithiques de 200 x 400 x 2300 mm. Une poutre a été coulée avec du béton ordinaire, la seconde avec du BAP et la troisième avec du BAPF. Six poutres ont également été coulées avec du béton ordinaire dans lequel une zone endommagée de différentes épaisseurs a été prévue pour simuler une zone réparée tendue. Les résultats des tests ont montré que le BAP proportionnellement proportionné avec et sans fibres peuvent réussir restaurer la capacité de charge des poutres endommagées. L'utilisation BAPF a montré une capacité de charge ultime et une réponse de rigidité appropriées.

2.8 Conclusion

Ce chapitre a pour objectif de synthétiser les connaissances relatives au processus de dégradation du béton et leurs symptômes ainsi qu'à la caractérisation des réparations des structures en béton armé. Les recherches et les données disponibles sur les diagnostics, réparations et renforcements des ouvrages en bétons ont été effectuées. La réparation peut se faire par ragréage, projection, protection ou par renforcement par des composites ou chemisage. L'application d'un mortier ou un BAP fibré ou non est la technique la plus utilisée actuellement. Une étude expérimentale sera présentée dans le chapitre 4 pour proposer une méthode de renforcement par du BAP à base de fibres.

Chapitre 3 :

Etudes de cas pathologiques dans la région centre de l'Algérie

CHAPITRE 3:

ETUDES DE CAS PATHOLOGIQUES DANS LA REGION CENTRE DE L'ALGERIE

3.1 Introduction

La région du centre, a connu ces dernières années des problèmes de dégradation qui ont touché pas mal de constructions de différents usages : habitations, équipements et ouvrages d'art. Dans ce chapitre une étude de quelques cas pathologiques a été menée sur la base des informations recueillies au niveau de l'agence du Contrôle Technique de la Construction (CTC centre), le Centre de Diagnostic et d'Expertise (CDE Hussein-Dey), Organisme National de Contrôle Technique des Travaux publics (CTTP), des Directions du Logement et des Equipements Public (DLEP), Bureau d'études en ingénierie de construction (Afr Conseils, Chéraga) et à partir de quelques visites sur site.

L'étude s'est portée sur des ouvrages en béton du XXe siècle (âge, usage, nature des matériaux et de l'environnement, pathologies et dégradations.....). L'objectif de cette étude, était de connaître les anomalies, les causes, les facteurs d'influences de dégradation des ouvrages en béton armé puis faire apparaître leurs fréquences pour terminer par une conclusion sur le diagnostic visuel des altérations présentées.

3.2 Facteurs influant la dégradation des ouvrages

Pour chaque type et usage d'ouvrage, les fréquences des différents facteurs d'influence de dégradation sont données à la fin du chapitre sous forme d'un histogramme selon l'étude de diagnostic visuel des ouvrages. Cette analyse peut aider les gestionnaires d'acquérir les éléments de connaissances et essentiellement :

- Avoir une idée sur les désordres constatés ;
- Avoir une meilleure compréhension des causes du dysfonctionnement des structures ;
- Identifier les moyens d'essais et d'investigation ;
- Choisir et mettre en œuvre les techniques de réparation les plus adaptées aux plans technique et économique.

3.3 Cas des logements

La dégradation des ouvrages à usage d'habitation a connu la même croissance que celle de la réalisation. Jusqu'à maintenant un nombre de logements de différents sites de la région ont réclamé des symptômes de dégradation, après une période de leur réalisation. Nous allons présenter des exemples de logements dégradés dans la région du centre.

3.3.1 Cas1 : Quatre bâtiments (A, B, C, et D) à Kolea, Tipaza

Il s'agit de quatre bâtiments, réalisés durant l'ère coloniale, dénommés A, B, C et D, implantés en escalier sur un terrain en pente. Les bâtiments A et B (Fig. 3.1 et 3.2), sont composés de trois blocs séparés par des joints, tandis que les bâtiments C et D (Fig. 3.3 et 3.4), sont composés de cinq blocs, séparés également par des joints. Ces immeubles abritant des logements, ont été réalisés en cinq niveaux sur vide sanitaires. Leur structure porteuse est conçue en portiques en béton armé. Les différents planchers sont réalisés en dalles pleines et en béton armé[82].



Figure 3.1: Vue du bâtiment A à trois blocs.



Figure 3.2: Vue du bâtiment B à trois blocs.



Figure 3.3: Vue du bâtiment C à cinq blocs.



Figure 3.4: Vue du bâtiment D à cinq blocs.

Le diagnostic établi sur les quatre bâtiments, a fait ressortir plusieurs anomalies et désordres notamment sur les éléments de structures des différents ouvrages, à savoir : carbonatation, attaques aux sulfates accompagnée d'une corrosion des armatures, allant jusqu'à la rupture du ferrailage des sous faces des planchers au niveau des vides sanitaires (Fig. 3.5 et 3.6).

Il a été aussi noté la présence de poteaux courts (Fig. 3.5) au niveau des vides sanitaires, qui représente une conception proscrite par le règlement en vigueur. Par ailleurs, on note la présence des eaux usées, inondant constamment les vides sanitaires, ainsi la corrosion des armatures. Le béton a perdu toutes ses caractéristiques mécaniques et physiques sous l'effet des sulfates présents dans les eaux usées (Fig. 3.5 et 3.6).

Des fissurations du béton d'enrobage au droit des nappes inférieures des poutres à corniches et cages d'escaliers suivi par une corrosion très avancée des armatures ont aussi été constatés (Fig. 3.7 et 3.10). En plus une délamination du béton en sous faces des dalles des différents étages et rupture des armatures a été observé (Fig. 3.8 et 3.9).

Le système d'étanchéité sous carrelage des différents niveaux et en terrasse, s'est détérioré en laissant s'infiltrer les eaux ménagères et pluviales, induisant un taux d'humidité très élevé et par conséquent la défectuosité des enduits (Fig. 3.11 et 3.12). Enfin, le réseau de l'assainissement est aussi défectueux et une absence totale des descentes d'eaux pluviales.



Figure 3.5 : Perte d'enrobage en sous faces des planchers dans les vides sanitaires.



Figure 3.6 : Rupture du ferrailage des planchers des vides sanitaires.



Figure 3.7 : Epaufures du béton et corrosion des armatures.



Figure 3.8 : Délamination du béton en sous faces des dalles



Figure 3.9 : Perte de masse des sous Faces des dalles et rupture du ferrailage



Figure 3.10 : Fissuration au niveau de l'escalier et corrosion.



Figure 3.11 : Infiltration, détérioration des enduits et taux d'humidité très élevé.



Figure 3.12 : Détérioration du réseau d'assainissement.

3.3.2 Cas 2 : Bâtisse Rais Hamidou, Alger

L'ouvrage est une bâtisse à usage d'habitation qui a été réalisée durant la période coloniale, construite sur un rocher, en bordure de mer. Elle est composée d'un rez-de-chaussée surmonté de deux étages avec une terrasse inaccessible. Sa structure porteuse est conçue avec des poteaux et poutres en béton armé. Les planchers sont réalisés en poutrelles en béton armé disposées entre des éléments d'hourdis, le tout surmonté d'une dalle de compression en béton armé [83]. Une vue générale du cas d'étude est donnée par la figure 3.13 permet de se rendre compte de l'environnement marin de cette bâtisse.



Figure 3.13 : Vue générale de la bâtisse Rais Hamidou, Milieu marin agressif.

L'anomalie principale est l'éclatement du béton avec des fissurations verticales et horizontales, assez prononcées en plusieurs endroits, au niveau des poutres, poteaux, poutrelles et paillasse d'escalier allant jusqu'à l'éclatement de l'enrobage. A certains endroits, on a observé des armatures de ferrailage mises à nu très corrodées allant jusqu'à l'effritement (Fig. 3.14).

Le béton d'enrobage et les enduits externes présentent des fissurations et des décollements sur l'ensemble de la bâtisse, avec présence de traces d'humidité due à l'air marin (Fig. 3.14, 3.15 et 3.17). Les contreforts en pierre sont aussi dégradés avec dissolution du mortier d'hourdage ainsi qu'une perte de matière au niveau de la maçonnerie en pierre due à l'érosion occasionnée par l'agressivité de l'air marin et à celle des eaux usées qui se déversent directement sur le rocher à travers des tuyaux (Fig. 3.14, 3.16 et 3.17).

Des infiltrations des eaux à travers les murs, causées par la défaillance du réseau des eaux usées ont été constaté en plusieurs endroits (Fig. 3.16 et 3.18). Les sous faces des planchers présentent de multiples taches d'humidité accompagnées de boursouffures et d'éclatement d'enduit, probablement due à la défektivité de l'étanchéité (Fig. 3.19).



Figure 3.14 : Epaufures du béton et fissurations.



Figure 3.15 : Mise à nu des armatures et corrosion avancée.



Figure 3.16 : Traces d'humidité.



Figure 3.17 : Perte de masse au niveau des contreforts en pierre.



Figure 3.18 : Infiltrations des eaux usées.

Figure 3.19 : Multiples taches d'humidité.

3.3.3 Cas 3 : Bâtiment colonial, Alger centre

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation datant de l'époque coloniale édifié sur un terrain en pente au niveau de la commune d'Alger centre, composé d'un R.D.C surmonté de six (06) étages avec une terrasse accessible [84].

La figure 3.20 montre une fissure verticale le long du mur de façade qui est due à un tassement, même la figure 3.21 met en évidence un affaissement localisé au niveau de l'entrée principale, ce qui est probablement liée à des fuites d'eaux dans le sol.

La figure 3.22 présente des efflorescences et stalactites en sous-face de balcon provoquées par la percolation. Il ya également un éclatement de béton du probablement soit à une carbonatation ou à la pénétration des eaux a travers la dalle, provoquant une corrosion et mettant à nu les armatures.

La figure 3.23 présente des infiltrations des eaux usées et pluviales liés à une mauvaise étanchéité et détériorée voir même quasi inexistante et une déficience du système d'évacuation. Le développement de végétation au niveau du revêtement de la terrasse dans le cas de la figure 3.25 et le manque d'entretien est aussi la cause de cette déféctuosité.

La figure 3.24 met en évidence une fuite sans doute liée à la déféctuosité et l'âge du système d'évacuation et des traces de suintements, liées à l'écoulement des eaux de pluies le long du mur s'accompagnent de salissures noires, plus ou moins épaisses selon l'exposition à la pollution et au vent.



Figure 3.20 : Façade principale du bâtiment et apparition de fissure verticale.



Figure 3.21 : Affaissement localisé à l'entrée principale du bâtiment.



Figure 3.22 : Epaufures du béton et corrosion des armatures.



Figure 3.23 : Infiltrations des eaux usées et pluviales.



Figure 3.24 : Branchement et raccordement défectueux d'assainissement.



Figure 3.25 : Développement de végétation au niveau du revêtement de la terrasse

3.3.4 Cas 4 : Blocs logements Ouzera, Médéa

Il s'agit de deux blocs R+2 sur vide sanitaires à usage d'habitation (Fig. 3.26 et 3.27). Situé au quartier Enasr dans la commune d'Ouzera, Daïra de Médéa, le premier bloc implanté sur un terrain en pente et le deuxième sur un terrain plat. Réalisés durant l'ère coloniale avec une structure porteuse poteaux poutres en béton armé et un plancher en dalles pleines[85]



Figure 3.26 : Vue générale du 1^{er} bloc.



Figure 3.27 : Vue générale du 2^{ème} bloc.

Les dégradations observées sur les bétons des blocs sont surtout dans les parties communes (cages d'escaliers, façades,...) concernent, outre le manque d'entretien et l'agression des eaux usées, la corrosion des armatures est due à un enrobage insuffisant et probablement une carbonatation du béton (Fig. 3.28, 3.29, et 3.30). Le phénomène correspond à de fissuration souvent parallèle à l'armature créant des épaufrures.

La figure 3.31 présente deux teintes de béton différentes, correspondant à une altération du probablement à l'effet des sulfates présents dans les eaux usées inondant le vide sanitaire et l'humidité. Il est à noter aussi que le béton a perdu presque ses caractéristiques mécaniques et physiques suivi par une corrosion très avancée.



Figure 3.28 : Fissuration horizontale, marche d'escalier.



Figure 3.29 : Fissuration horizontale et épaufrure, poutre palière.



Figure 3.30 : Epaufrure et corrosion de l'armature du poteau, RDC



Figure 3.31 : Corrosion avancée de l'armature et effritement, vide sanitaire.

3.3.5 Conclusion des cas pathologiques des logements d'habitation

Les principales causes de dégradations observées sur les bétons sont : les fuites d'eau, l'environnement, le manque d'entretien, la corrosion des armatures, le plus souvent induite par un faible enrobage et la carbonatation du béton. Les effets se manifestent sous forme de fissuration et par de décollement de morceaux de béton au-delà de l'armature (épaufrure).

3.4 Cas des équipements

La dégradation des ouvrages à usage d'équipement a connu la même croissance que celle du précédent, mais vu que la croissance de réalisation du premier type d'ouvrage est très importante que celle du deuxième, la dégradation des ouvrages du deuxième type paraît moindre. Nous allons présenter une liste non exhaustive des ouvrages dégradés à usage d'équipement de la région.

3.4.1 Cas 1:Hotel Mazafran, Zeralda

L'hôtel Mazafran est construit en 1991 au bord de la Mer, composé de 20 blocs, certains sont séparés par des joints et d'autres implantés indépendamment les uns aux autres, conçus en S/Sol+R+2, S/Sol R+3, S/Sol R+4 et S/Sol R+6. La structure porteuse est en poteaux poutres en béton armé associée à des voiles en béton. Les planchers sont de type dalle pleine et corps creux. La circulation verticale est assurée par des escaliers droits en béton armé et des cages d'ascenseurs[86]. Une vue générale du cas d'étude est donné par la figure 3.32.



Figure 3.32 : Vue générale de l'Hôtel Mazafran, Zeralda.

L'anomalie principale observée est la corrosion des armatures du béton armé des différents éléments (poteaux, poutres, dalles et fondations) comme indiquée dans les figures 3.33, 3.34 et 3.35. La corrosion s'est manifestée par l'éclatement du béton et chute de béton d'enrobage et apparition des armatures (Fig.3.35). Il a été aussi noté l'absence de plate forme au niveau du sous sol, induisant le départ des particules sous deux fondations, causé par la défektivité des réseaux d'adduction et de climatisation provoquant l'affouillement des deux fondations (Fig.3.36).

La cause principale de la corrosion est le manque d'enrobage, la présence d'humidité par infiltration à partir des joints, l'agressivité du milieu marin (présence des ions chlore).



Figure 3.33 : Décollement de béton et perte d'enrobage des poteaux et poutres mettant en évidence des armatures corrodées.



Figure 3.34 : Eclatement du béton et corrosion des aciers du balcon.



Figure 3.35 : Percement anarchique des dalles en béton armé et corrosion.



Figure 3.36 : Absence de plate forme et départ des particules sous deux fondations provoquant l'affouillement des deux fondations.

3.4.2 Cas 2 : Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel

L'école Ben Mokadem Dziri (Fig. 3.37 et 3.38) est un ouvrage datant de l'ère coloniale édifié sur un terrain relativement plat et implanté à proximité de littoral. De forme en plan rectangulaire, l'ouvrage présente deux joints et se présente en rez de chaussée surmonté de trois étages et d'un logement de fonction qui donne sur une terrasse accessible.

La structure porteuse verticale est conçue en portiques en béton armé comptant des éléments de contreventement en X en béton armé au niveau du rez de chaussée (Fig. 3.39). La structure porteuse horizontale est en dalle pleine et le remplissage extérieur est en maçonnerie de brique pleine perforée (Fig. 3.40).

Les classes au niveau du 1er et 2ème étages sont accessibles via un escalier extérieur en béton armé en traversant des coursives en dalle pleine prenant appuis sur des poutres consoles en béton armé. Le logement de fonction est situé au 3ème étage avec une terrasse au dessus, les deux accessibles via une autre cage d'escalier extérieur également en béton armé[87].



Figure 3.37 : Façade principale -Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel



Figure 3.38 : Façade postérieure- Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel

La figure 3.38 présente une déféctuosité des conduites d'évacuation des eaux usées et pluviales causant l'altération des murs de remplissage. Les murs en maçonnerie de briques pleines sont aussi dégradés avec perte du mortier de scellement due probablement à l'érosion occasionnée par les eaux pluviales et l'agressivité de l'air marin(Fig. 3.40).

Des fissurations sont observées à la base des poteaux du coté latéral gauche (Fig. 3.41) et éclatement du béton des éléments de contreventement en X (Fig. 3.42), suite à une architecture non adaptée aux séismes qui ont frappé la région. L'âge de la construction, Le non respect de l'application des règles parasismiques, le non respect des dispositions constructives et dimensionnement ont aussi participé aux fissuration (Fig. 3.43 et 3.44).

Un éclatement du béton de l'appui de fenêtre et des poutres consoles est observé (Fig. 3.45 et 3.46) dû probablement au ruissellement des eaux pluviales et à l'agressivité de l'air marin. Plusieurs éléments (poteaux, poutres, dalles et coursives) sont dégradés caractérisée par des fissurations, décollement et perte d'enrobage jusqu'à l'apparition des armatures corrodées (Fig. 3.47, 3.48, 3.49 et 3.50), liées à la stagnation des eaux pluviales au niveau des coursives et l'environnement de l'air marin.



Figure 3.39 : Eléments de contreventement En X niveau RDC.



Figure 3.40 : Maçonnerie extérieure en briques pleine perforée.



Figure 3.41 : Fissurations observées à la base des poteaux (coté latéral gauche).



Figure 3.42 : Eclatement du béton des éléments de contreventement en X



Figure 3.43 : Fissurations verticales au droit des poteaux de la cage d'escalier.



Figure 3.44 : Fissuration horizontale au droit d'un élément poutre au 2^{ème} étage.



Figure 3.45 : Fissuration et éclatement du béton de l'appui de fenêtre.



Figure 3.46 : Fissuration et éclatement du béton des poutres consoles.



Figure 3.47 : Epaufures du béton et corrosion des armatures des poutres.



Figure 3.48 : Epaufures du béton et corrosion des armatures des poteaux.



Figure 3.49 : Altération du béton d'enrobage de dalle non cloisonnée à proximité de conduites d'évacuation des eaux usées.



Figure 3.50 : Perte d'enrobage en sous-face des dalles de coursives provoquant de la corrosion.

3.4.3 Cas 3 : Bloc Pédagogique, Bou Ismail, Tipaza

Il s'agit d'une structure éducative récente, composée de plusieurs blocs indépendants implantés en bordure de mer à environ 15 m, dont le bloc principal étant le bloc pédagogique (Fig. 3.51) conçu en R+2 présentant une terrasse inaccessible. Ces blocs, communiquent entre eux via des galeries (Fig. 3.52).

La structure porteuse des différents blocs ainsi que celle des galeries, est conçue en portiques auto-stables en béton armé, quant aux planchers des blocs, ils sont réalisés en poutrelles en béton armé comprises entre des remplissages en entrevous en aggloméré de béton, hormis celui des galeries, il est conçu en panneaux préfabriqués en dalle pleine en béton armé.

Les murs de façades sont constitués d'une série d'éléments préfabriqués en béton armé, assemblés les uns aux autres. Compte tenu de la topographie du terrain, le bloc pédagogique est implanté à un niveau plus élevé d'environ 2.00 m par rapport aux autres blocs, où la partie talus est soutenue par un ensemble de panneaux de voiles de soutènement en béton armé [88].



Figure 3.51 : Vue générale sur le bloc pédagogique, Bou Ismail, Tipaza.



Figure 3.52 : Vue générale sur les galeries, Bou Ismail, Tipaza.

La présence de l'air marin chargé de chlorures à engendré un éclatement du béton et fissurations des poutres, assez prononcées par endroits, visibles au niveau des galeries de passage, allant jusqu'à l'altération de l'enrobage et épaufrures (Fig. 3.53).

Des fissures verticales au niveau de la majorité des poteaux extérieurs des galeries, étendues par endroits jusqu'à l'armature, avec éclatement de l'enrobage ont été aussi observé (Fig. 3.54). Ces fissures sont dues à l'effet de la corrosion des armatures.

En certains endroits, on a observé le béton d'enrobage fortement écorché et les armatures mises à nu très corrodées. A noter que l'épaisseur de l'enrobage des éléments structuraux est insuffisante et non adapté au milieu environnant.

Il a été constaté aussi une perte de masse en certains endroits des panneaux préfabriqués constituant les façades du bloc pédagogique mettant en évidence la corrosion des armatures (Fig. 3.55).



Figure 3.53 : Fissures des poutres des galeries avec éclatement de béton de l'enrobage et corrosion de l'armature.



Figure 3.54 : Fissures des poteaux des galeries avec éclatement de béton de l'enrobage et corrosion de l'armature.



Figure 3.55 : Epaufrures au niveau des panneaux préfabriqués et corrosion des armatures.

3.4.4 Cas 4 : Tribunes 01 et 02 du stade de Rouïba

Le stade de Rouïba[89] est constitué de deux tribunes, réalisées en gradins. L'ensemble des tribunes est composé de six blocs, séparés par des joints. Les espaces sous les tribunes sont exploités en salles de sports pour différentes disciplines et en bureaux administratifs (Fig. 3.56).



Figure 3.56 : Vues d'ensemble de la tribune du coté intérieur et extérieur du stade.

En général, les cas de désordres important ou bien significatif enregistrés aux niveaux de ces tribunes se résument dans les points suivants :

- Corrosion très avancée des armatures avec fissuration et éclatement du béton et apparition d'armatures moyennement corrodées (Fig. 3.57et 3.58) ;
- Ségrégation du béton mis en œuvre(Fig. 3.59) ;
- Traces d'infiltration d'eau en sous faces des gradins accompagnées d'une forte humidité en raison de l'absence d'étanchéité des gradins et dégradation du réseau d'évacuation des eaux de pluie des gradins (Fig. 3.57 et 3.60);

- Corrosion des éléments en charpente métallique constituant la couverture des tribunes (Fig. 3.61) ;
- Cisaillement d'un poteau situé à l'entrée secondaire du stade (Fig. 3.62).



Figure 3.57 : Perte de masse en certains endroits du béton revenant aux dalettes des gradins due à la dégradation du béton induite par l'absence d'étanchéité.



Figure 3.58 : Corrosion et éclatement du béton, tribune.



Figure 3.59 : Ségrégation du béton, poteaux.



Figure 3.60 : Traces d'infiltrations des eaux de l'ensemble des locaux situés sous les gradins essentiellement au droit des joints du à une mauvaise étanchéité.



Figure 3.61 : Corrosion de la charpente métallique.



Figure 3.62 : Cisaillement de poteau

3.4.5 Conclusion des cas pathologiques des équipements

Les principales altérations relevées sont des épaufrures. Les armatures y sont proches de la surface et plus exposées à l'oxydation, sont considérées des points de faiblesses. Les épaufrures sont dues à une altération du béton soit par chlorures de l'air marin ou une carbonatation selon le milieu environnant de l'ouvrage. Dans l'hypothèse d'un béton relativement poreux, l'eau aurait aussi atteint les armatures, provoquant leur corrosion, et entraînant un écaillage, puis des épaufrures. A noté que dans certains endroits, des armatures de ferrailage mises à nu très corrodées allant jusqu'à l'effritement.

3.5 Cas des ouvrages d'art

Le parc algérien d'ouvrage d'art comporte plus de 11000 ponts dont 55% routiers (pont-route). Les ponts ont été conçus pour assurer des fonctions bien précises. Or, à cause d'erreurs de conception et/ou d'exécution, du vieillissement de ses matériaux, des attaques de l'environnement, de l'agressivité du trafic, d'actions accidentelles, etc., ces ponts peuvent présenter des désordres et ne plus assurer le service prévu. Dans cette section, on présente quatre cas d'études.

3.5.1 Cas1 : Pont sur Oued Mechaab

L'ouvrage est construit en 1987 et se trouve sur la route nationale RN 26 dans la localité d'Akbou, wilaya de Bejaia et permet à la route de franchir Oued Mechaab au pk

39+200(Fig. 3.63).La longueur totale de l'ouvrage y compris les murs en retour est de 31.40 m, sa largeur est de 10.90m (Chaussée : 8,00m + 2 trottoirs de 1,45m).

Il contient une travée et se compose d'un tablier, sept poutres et trois entretoises en béton armé. En infrastructure, il existe des massives à murs en retour également en béton armé [90].



Figure 3.63 : Vue générale du Pont sur Oued Mechaab, Akbou, Bejaia.

La figure 3.64 montre comment certaines situations peuvent mener à rompre les dalles de trottoir ou à leurs disparition, laissant les eaux de pluie s'accumuler autour des réseaux et souiller le hourdis (Fig. 3.65) causant une dégradation liée au défaut d'étanchéité.

Il est à noter également l'absence de joint de chaussée avec affaissement de la chaussée derrière le mur frontal des deux culées (Fig. 3.66 culée rive gauche) : l'affaissement de la chaussée est dû fort probablement à l'absence de dalle de transition. Un affouillement (Fig. 3.67) de la semelle culée rive gauche coté aval est observé avec départ des remblais derrière le mur en retour (début d'affaissement de la chaussée au droit du trottoir coté aval rive droite).

La figure 3.68 présente des infiltrations et de l'humidité sur mur de front provenant du défaut d'étanchéité du joint de chaussée au niveau de la culée rive droite.

Efflorescence et trace d'humidité observés (Fig. 3.69) au droit des abouts des poutres, causés par une mauvaise étanchéité des joints de chaussée et stagnation des eaux sur le chevetre.

Des fissures transversales multiples en sous-face avec espacement régulier (20cm) sur les deux poutres de rive coté amont et aval. La cause est due à l'enrobage insuffisant e la corrosion des cadres avec gonflement, après des infiltrations provenant du trottoir, s'écoulant sur la joue de poutre et venant corroder le ferrailage (Fig. 3.70). Il est à noté aussi un éclatement du béton en sous-face des poutres de rive coté amont et aval causé par un enrobage insuffisant.



Figure 3.64 : Vue de trottoir rompu.



Figure 3.65 : Souillures d'infiltration.



Figure 3.66 : Absence de joint de chaussée.



Figure 3.67 : Affouillement de la semelle.



Figure 3.68 : Infiltrations sur mur de front. Figure 3.69 : Efflorescence et trace d'humidité.



Figure 3.70 : Fissures transversales sur poutres de rive.



Figure 3.71 : Eclatement du béton sous-face de poutres de rive.

3.5.2 Cas2 : Pont sur Oued Megoura

L'ouvrage est construit en 1984 et se trouve sur la route nationale RN 24 dans la localité de Béni Ksila, wilaya de Bejaia et permet à la route de franchir Oued Megoura au pk 205+900 (Fig. 3.72). La longueur totale de l'ouvrage est de 71.20 m, sa largeur est de 10.30 m (Chaussée : 6,90m + 2 trottoirs de 1,70m). La superstructure contient trois travées et se compose d'un tablier, six poutres et trois entretoises en béton armé. En infrastructure, les piles sont en portiques à trois fûts circulaires et les culées sont en massives à murs en retour également en béton armé [91].



Figure 3.72 : Vue générale du Pont sur Oued Megoura, Béni Ksila, Bejaia.

La figure 3.73 présente un cas similaire que le cas précédent, des dalles de trottoir rompues ou disparues. Les eaux de pluie s'accumulent autour des réseaux et souillent le hourdis. Joint de chaussée est affaissé (pile rive gauche) et une rupture du bord de hourdis qui est dû au défaut de bétonnage du support de joint de chaussée (Fig. 3.74).

Un affouillement sans gravité autour des palplanches de la pile rive gauche est observé (Fig. 3.75) dû à l'enlèvement incontrôlé de tout venant d'oued (T.V.O). La figure 3.76 montre des souillures d'infiltration sur les joues des poutres de rive qui sont la conséquence du défaut d'étanchement des dalles ou de leur disparition.

La figure 3.77 montre des épaufures sous-face de la corniche jusqu'à dénudement des aciers. Ces corniches souffrent de manque d'enrobage et de ferrailage surabondant par

rapport aux épaisseurs de béton. La poutre de rive en travée centrale (Fig. 3.78) est gravement dénudée en sous-face du à un éclatement d'enrobage insuffisant (repris au mortier) et des infiltrations provenant du trottoir, s'écoulant sur la joue de poutre causant une corrosion de l'armature.

La figure 3.79 présente un défaut de reprise de bétonnage inapproprié avec ouverture du joint longitudinal intrados de trottoir/poutre de rive, où se sont infiltré les eaux accumulées sous les dallettes entre les réseaux, causant le dénudement des aciers et la corrosion par la suite. La figure 3.80 montre efflorescences, éclatement de béton et dénudement des aciers avec corrosion sur intrados de hourdis au droit des sorties d'avaloirs.



Figure 3.73 : Dalles de trottoir rompues ou disparues.



Figure 3.74 : Joint de chaussée affaissé (pile rive gauche).



Figure 3.75 : Affouillement (pile rive gauche)



Figure 3.76 : Les souillures d'infiltration sur les joues des poutres.



Figure 3.77 : Epaufures et dénudement des aciers de corniche.



Figure 3.78 : Corrosion sur poutre de rive.



Figure 3.79 : Ouverture du joint longitudinal intrados de trottoir/poutre de rive et éclatement de béton avec corrosion des aciers.



Figure 3.80 : Efflorescences, éclatement de béton et dénudement aciers sur intrados de hourdis au droit des sorties d'avaloirs.

3.5.3 Cas 3 : Pont sur Oued Djmaa

L'ouvrage est construit en 1960 et se trouve sur la route nationale RN 09 dans la localité d'Aokas wilaya de Bejaia et permet à la route de franchir Oued Djmaa au pk 23+000 (Fig. 3.81). La longueur totale de l'ouvrage est de 60.10 m, sa largeur est de 9.30 m (Chaussée : 7m + 2 trottoirs de 1,15m). La superstructure contient trois travées et se compose d'un tablier, cinq poutres et cinq entretoises dont deux d'about pour chaque travée en béton armé. En infrastructure, les piles sont en voiles et les culées en massives à murs en retour sont également en béton armé [92].



Figure 3.81 : Vue générale du Pont sur Oued Djmaa, Aokas, Bejaia.

La figure 3.82 montre un vue du tablier avec un joint de chaussée détérioré en raison probable de la fixation en position bancale (bords de garde-grève et de hourdis dénivelés). Dans la figure 3.83 des fissures d'effort tranchant injectées à la résine montrant un bon comportement sans apparition de nouvelles fissures.

La figure 3.84 montre la sortie d'avaloir insuffisamment prolongée ou les eaux déversées souillent la semelle inférieure des poutres. Les dégradations des talons de poutres de rive (Fig. 3.85) sur pile sont dues aux eaux provenant à la fois du joint de trottoir non étanché et à la sortie de l'avaloir sans tuyau.

La figure 3.86 présente des salissures noires sur le mur de front liées au défaut d'étanchéité du tablier et un début d'affouillement de la semelle et végétation sur chevêtre au droit de la poutre aval causé par des infiltrations provenant du joint de trottoir non étanché. La figure 3.87 montre la culée rive gauche ou un bloc de béton abandonné devant la semelle, favorisant les tourbillons lors des crues, aggravant l'affouillement.



Figure 3.82 : Joint de chaussée détérioré.

Figure 3.83 : Fissures injectées à la résine.



Figure 3.84: Sortie d'avaloir non prolongée.

Figure 3.85 : Sortie sans tuyau.



Figure 3.86 : Début d'affouillement de la semelle et végétation sur chevêtre.



Figure 3.87 : Affouillement de la pile rive gauche.

3.5.4 Cas 4 : Pont sur Oued Zeghoua

L'ouvrage est mis en service en 1971 par une entreprise privée. L'ouvrage en question, porte comme axe routier la route nationale N°18 et permet à la route de franchir oued Zeghoua au PK 125+000. L'ouvrage est situé dans la commune de Bir Ghablou dans la wilaya de Bouira (Fig. 3.88).

La longueur totale de l'ouvrage y compris les murs en retour est de 60 m, sa largeur est de 8.05m. La superstructure contient trois travées et se compose d'un tablier, cinq poutres et cinq entretoises dont deux d'about pour chaque travée en béton armé. En infrastructure, les piles sont en voiles et les culées en massives à murs en retour sont également en béton armé [93].



Figure 3.88 : Vue générale sur Pont Oued Zeghoua, Bir Ghablou.

La figure 3.89 montre un manque de joint ce qui a causé l'infiltration des eaux à travers, provoquant des désordres sur les poutres. Efflorescence localisée sur le mur de front causé par un défaut d'étanchéité hourdis et le joint de trottoirs (Fig. 3.90).

Des salissures jaunes sous face de la dalle sont apparues liées probablement à un début de corrosion et des salissures noires sur le mur de front dues aux infiltrations d'eau et de l'humidité du milieu environnant de l'oued (Fig. 3.91).

La figure 3.92 montre une fissure verticale sur poutre due à l'effort tranchant et une fissure horizontale au droit du joint longitudinal intrados de trottoir/poutre de rive due probablement à un défaut de reprise de bétonnage inapproprié (Fig. 3.93).

La figure 3.94 présente des ségrégations de béton en sous face des poutres liées au défaut de vibration du béton lors de la préfabrication des poutres. La figure 3.95 montre des épaufrures sous face de poutre au niveau du mur en retour liées probablement à un défaut de bétonnage mis en évidence lors du décoffrage.

La figure 3.96 met en évidence des aciers dénudés et corrosion d'armature causée par l'infiltration des eaux à travers le joint de trottoir (Fig. 3.89). Un éclatement de béton (Fig. 3.97), au niveau du talon d'une poutre, liée à un enrobage insuffisant provoquant une carbonatation et une corrosion d'armatures avec une augmentation de section des aciers.



Figure 3.89 : Manque joint de trottoir côté amont et aval.



Figure 3.90 : Efflorescence localisée sous face de la dalle et mur de front.



Figure 3.91 : Salissures jaunes sous face de la dalle et noires sur le mur de front.

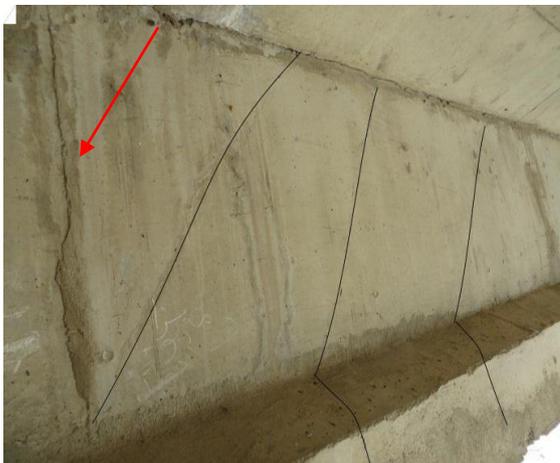


Figure 3.92 : Fissure verticale.



Figure 3.93 : Fissure horizontale.



Figure 3.94 : Ségrégation de poutre.



Figure 3.95 : Épaufure de poutre.



Figure 3.96 : Taches d'infiltration
et aciers dénudés.

Figure 3.97 : Épaufures et corrosion
d'armatures.

3.5.5 Conclusion des cas pathologiques des ouvrages d'art

D'après le diagnostic établi sur les ouvrages d'art, et d'après le constat technique visuel, un nombre assez important de désordres est levé, qui se manifestent essentiellement par les fuites d'eau, défaut d'étanchéité du tablier, efflorescence, ségrégation, éclatement du béton d'enrobage et surtout la corrosion avancée des armatures en certains endroits.

3.6 Les facteurs d'influence des dégradations des ouvrages d'habitation, équipement et ouvrages d'art

Le diagnostic de l'ensemble des cas d'ouvrages en béton armé dans la région du centre à montré que la mauvaise durabilité des structures en béton est due à de multiples facteurs d'influence. Ces facteurs sont résumés dans la figure 3.98. Pour faciliter leurs présentation et la lecture de l'histogramme, ces facteurs d'influence sont regroupées en sept différents types :

- Type 1 : Facteurs liés à la vie de l'ouvrage ;
- Type 2 : Facteurs liés à la mise en œuvre ;
- Type 3 : Facteurs liés à la conception ;
- Type 4 : Facteurs liés à l'environnement ;
- Type 5 : Facteurs liés aux conditions d'exploitation ;
- Type 6 : Facteurs liés au manque d'entretien ;
- Type 7 : Facteurs liés à la nature des matériaux.

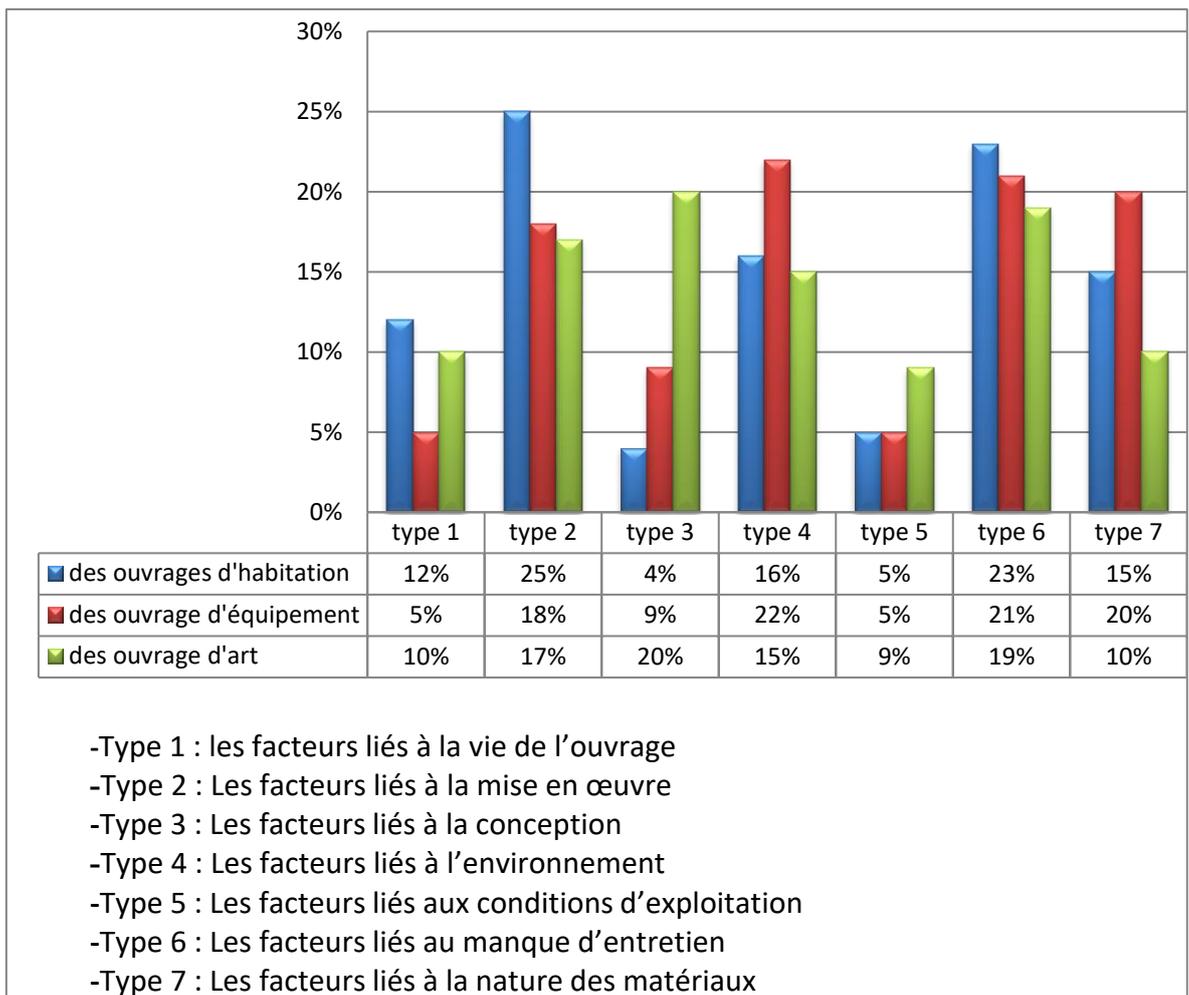


Figure 3.98 : Les facteurs d'influence des dégradations des ouvrages d'habitation, équipement et ouvrages d'art.

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre, douze cas d'étude représentatifs à travers la région centre de l'Algérie ont été présentés. Il s'agit de quatre cas de logements d'habitation, quatre cas à usage d'équipement et quatre cas des ouvrages d'art.

Tous les ouvrages sont construits en béton armé, dont la majorité durant la période coloniale. Plusieurs types d'anomalies ont été constaté et même une absence d'entretien régulier à été noté. L'anomalie principale présentée dans tous les ouvrages est pratiquement la corrosion des aciers du béton armé. Les éléments les plus affectés sont les éléments externes (poteaux de rive, poutres de rive, balcons,...) et les éléments de faible épaisseurs (corniches).

La cause principale de la corrosion est l'âge avancé du béton qui à favorisé la carbonatation du béton, la qualité faible du béton d'enrobage et l'insuffisance de l'épaisseur.

La corrosion est accentuée dans les zones présentant de l'humidité, (fuite d'eau à travers des joints, eau de pluie à la base des poteaux, et dans les éléments exposés à l'air marin qui contient des ions chlore).

Afin d'arrêter l'avancement de la corrosion et réduire la perte de section de béton et des aciers qui peut provoquer et entrainer une perte de la capacité portante des éléments structuraux, il est nécessaire de réparer et renforcer ces éléments structuraux.

La réparation peut se faire par un mortier de réparation prêt à l'emploi fibré ou non fibré, appliqué manuellement ou par projection. Dans le chapitre quatre une étude expérimentale va être présenté pour la réparation et le renforcement des éléments très affecté (perte de béton d'enrobage) basée sur le coulage d'un béton autoplaçant à base de fibres métalliques.

Chapitre 4 :
Etude expérimentale : Béton de renforcement

CHAPITRE 4:

ETUDE EXPERIMENTALE : BETON DE RENFORCEMENT

4.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons exposer et analyser les résultats des différents essais effectués sur le béton autoplaçant fibré (béton de renforcement) et en les comparant avec les résultats d'autres chercheurs, ainsi, on envisagera à mettre en évidence une méthode de renforcement des structures dégradées en utilisant ce type de béton.

4.2 Matériaux utilisés

Un ciment Portland CEM II/B 42.5N de l'usine locale de M'Sila avec une densité de 3150 kg/m³, une finesse Blaine de 3850 cm²/g, une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 42,5 MPa, une teneur limitée en sulfures et un taux d'hydratation relativement faible.

Le tableau 4.1, 4.2 et 4.3 présentent les caractéristiques techniques du ciment et les caractéristiques physiques des granulats utilisés sont résumées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.1 : L'analyse chimique du ciment

Analyse chimiques (%)	Valeur
Perte au feu	10 ± 2
Teneurs en sulfates SO ₃	2.5 ± 0.5
Teneurs en oxyde de magnésium MgO	1.7 ± 0.5
Teneurs en Chlorures	0.02-0.05

Tableau 4.2: Composition minéralogique du clinker

Composition minéralogique du clinker (%)	Valeur
Silicates Tricalciques C3S	60 ± 3
Aluminates Tricalciques C3A	7.5 ± 1

Tableau 4.3: Propriétés physiques

Propriétés physiques	Valeur
Consistance normale (%)	26.5 ± 2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine cm ² /g (NA 231)	3700 - 5200
Retrait à 28 j μ/m	< 1000
Expansion (mm)	≤ 3.0

Tableau 4.4: Propriétés physiques d'identification des granulats utilisés

Caractéristiques	Granulats Fins		Gros granulats	
	Sable 0/3	Sable 0/5	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Provenance	Hassi-Bahbah	El Hachimia	Kahf el Assel	Kahf el Assel
Taux d'absorption d'eau (%)	0.86	0.38	1.73	0.64
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.63	2.64	2.604	2.695
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1.42	1.48	1.27	1.24
Module de finesse	1	3.35	-	-
Equivalent de sable (%)	81	91	-	-
Los Angles (%)	-	-	25	23

Les granulats grossiers utilisés étaient du calcaire concassé naturel, avec une taille maximale de 20 mm et avec une densité de 2,53 kg/m³. Les granulats fins étaient une combinaison de 40% de sable fin (module de finesse de 1) et 60% de calcaire grossier sable de carrière concassé (module de finesse de 3,35). Un sable corrigé de module de finesse égale à 2,80. La figure 4.1 montre l'analyse granulométrique des sables.

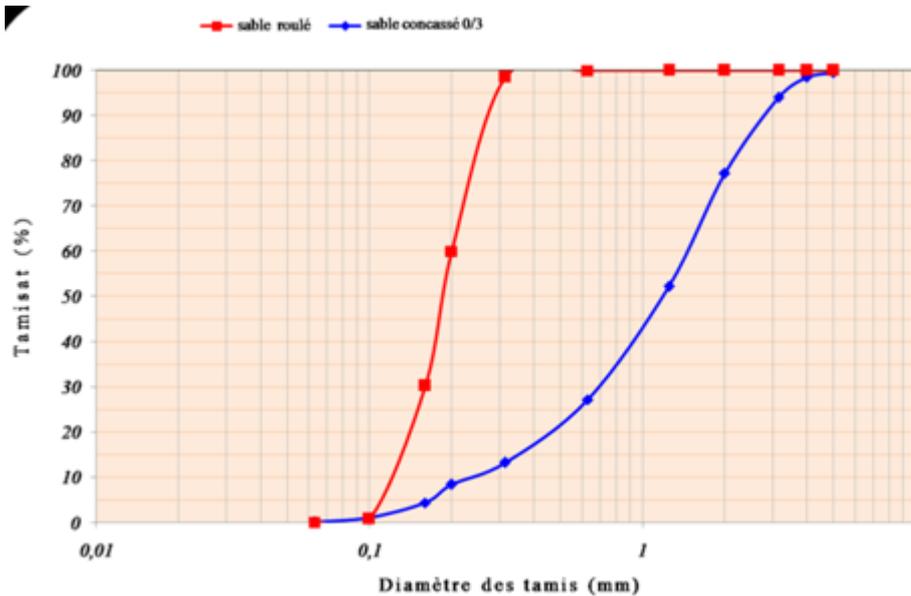


Figure 4.1 : Analyse granulométrique des sables

Pour cette étude, un superplastifiant haut réducteur d'eau de la troisième génération fabriqué par la société Granitex-NP et commercialisé sous le nom MEDAFLOW 145 est utilisé, Il est à base de polycarboxylates d'ether (PC) et sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,5% à 2% du poids de ciment. L'eau de gâchage utilisée est l'eau de distribution potable dont la température varie entre 18 et 20 °C.

Les fibres utilisées sont des fibres commerciales de type métallique. La géométrie et les caractéristiques techniques peuvent offrir au béton une ténacité importante. Grâce à ses propriétés les fibres permettent d'augmenter les résistances mécaniques du matériau [94]. Le dosage optimal doit être déterminé en fonction du type de béton et des effets recherchés. Trois types de fibres métalliques commerciales (F1, F2 et F3) avec deux formes (Ondulée et Crocher) et deux longueurs différentes (30 et 50 mm) (Figure 4.2) ont

été utilisés avec différentes fractions volumétriques ($V_f = 0.3\%$, 0.5% , 0.8% et 1%).Leurs caractéristiques sont présentées au tableau 4.5.

- F1 : Métal Fibres Medafac (Granitex) ;
- F2 : Métal Fibres Fibretaka (TEKNA CHEM) ;
- F3 : Metal Fibres RC-80/50-BN (Sika).



Figure 4.2 : Différentes formes de fibres utilisées

Tableau 4.5:Caractéristiques des fibres utilisées

Fibres	Type F1	Type F2	Type F3
L (mm)	50	50	30
D (mm)	0.60	0.50	0.50
Rapport (l/d)	83.33	100	60
Forme	ondulée	crocher	crocher
Module d'élasticité (GPa)	210	210	210
Elongation (%)	4	3.72	3.40
Résistance à la traction (MPa)	1180	1100	1100

4.3 Formulation et composition

Les principales propriétés des BAP ont une grande fluidité et une grande résistance à la ségrégation. Ces propriétés sont à priori contradictoires pour un béton ordinaire ; l'obtention de l'une faisant souvent au détriment de l'autre. Pour réaliser un BAP, il faut obtenir une suspension fluide suffisamment dense de manière à éviter le tassement des plus gros constituants.

La formulation requiert une étude précise notamment dans le choix des constituants, l'optimisation de la teneur en ajout chimique et de la quantité d'eau. Les caractéristiques des BAP doivent permettre d'assurer :

- La mobilité des matériaux en milieux confinés et non confinés.
- La stabilité, c'est à dire la résistance à la ségrégation et au ressuage.

La formulation adoptée du BAP dans cette recherche est basée sur la formulation proposée par le japonais Okamura et appelée la méthode générale, avec quelques modifications concernant, le rapport E/C ainsi que le rapport superplastifiant (SP). Ces derniers ont été évalués expérimentalement de manière à avoir des valeurs de caractérisation des BAP qui sont acceptables.

Pour le mélange du BAP le rapport eau/ciment est 0.40, Eau 210 kg, Ciment 524 kg, Agrégats fin 803 kg, Agrégats grossier 800 kg, SP 4,72 kg. La teneur en Fibres métalliques était de 0,3 %, 0,5 % ou 0,8 % en volume pour les mélanges F1 et F2 et jusqu'à 1% pour le mélange F3.

En plus d'un béton vibré ordinaire (BO), trois familles de béton autoplaçant fibré BAPF ($F_x\text{-BAP-}V_f$ avec $x=1,2$ et 3) et trois autres familles de béton ordinaire renforcé par du béton autoplaçant fibré BOR ($F_x\text{-BOR-}V_f$ avec $x=1,2$ et 3) sont réalisés. Les résultats trouvés des deux familles de bétons sont comparés respectivement à leurs bétons témoins $F_x\text{-BAP-}0\%$ (BAPT) et $F_x\text{-BOR-}0\%$ (BORT). Une comparaison finale entre le béton ordinaire et le béton ordinaire renforcé par du BAP fibré est déduite pour évaluer la possibilité pratique du renforcement du béton vibré ordinaire. Le tableau 4.4 résume les différents types de bétons réalisés.

Tableau 4.6:Types de béton étudiés

BO	Béton ordinaire (cas de chantier).
BAPT	Béton autoplaçant témoin sans fibres.
F _x -BAP-V _f	Béton autoplaçant fibré à base de V _f (%) de fibres de type x x=1,2 ou 3
BORT	Béton ordinaire renforcé témoin : BO renforcé par BAP sans fibres
F _x -BOR-V _f	Béton ordinaire renforcé par BAP fibré avec V _f (%) de fibres de type x; x=1, 2 ou 3.

4.4 Essais à l'état frais sur BAP

Pour le besoin de l'étude, les différents essais réalisés sur BAP à l'état frais sont résumés comme suit :

4.4.1 Essai d'étalement et T₅₀

Cet essai consiste à déterminer l'habilité du béton à se déformer sous son propre poids en faisant face aux forces de friction. C'est l'essai type pour évaluer la déformabilité du BAP. L'étalement et le temps d'écoulement T₅₀ peuvent être classés selon la norme européenne (EN 12350-8) [95]. Après avoir humidifié la surface de la plaque grâce un chiffon pour éliminer l'eau en excès, on place le cône sur le centre de la plaque et on équipe la partie supérieure du cône d'un entonnoir avant de prélever un échantillon correspondant au béton représentatif. Par la suite on soulève le cône verticalement d'une manière minutieuse (à l'aide des deux poignées), et on lance le chronomètre dès le soulèvement du cône jusqu'à ce que le béton atteigne le cercle de 50 cm gradué sur la plaque, cette mesure c'est le T₅₀.

Une fois que le béton s'est étalé sur la plaque, on mesure le diamètre final (D1 et D2) sur deux côtés perpendiculaires, et on détecte visuellement s'il y a des signes de ségrégation de béton (comme présence d'une épaisseur de laitance en périphérie de la galette et accumulation de gravier au centre d'une galette de mortier). Le résultat est exprimé en moyenne des deux valeurs obtenues (Figure 4.3).

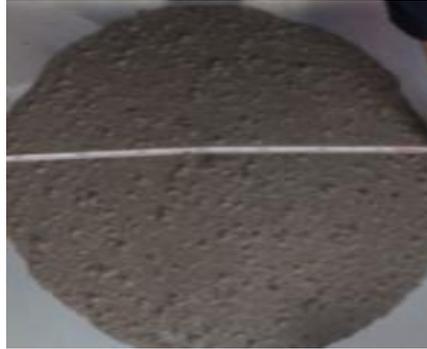


Figure 4.3 : Essai d'étalement.

4.4.2 Essai d'entonnoir en V (V-funnel)

La viscosité apparente caractérisée par le V-funnel peut être classée selon la norme européenne EN 12350-9 [96], cet essai permet d'estimer le temps de vidange de béton sous son propre poids. Le temps mesuré indique la fluidité et la capacité de béton à passer dans des orifices qui sont petites (capacité de passage / blocage) (Figure 4.4).

Après avoir placé le Funnel dans un endroit stable et s'assurer que le clapet est bien fermé, un prélèvement d'un échantillon de béton représentatif d'environ de 12 litres est effectué pour remplir l'entonnoir, le seau est positionné au-dessus de l'orifice de l'entonnoir avec l'ouverture de clapet. Après une attente de 10 secondes, le clapet à été ouvert et le chronomètre est lancé, quand la première lumière est apparue à travers l'orifice de l'entonnoir, le chronomètre est arrêté, cette mesure est l'équivalent du temps d'écoulement.



Figure 4.4 : Essai (V-Funnel).

4.4.3 Essai de la boîte en L (L-Box)

L'aptitude à l'écoulement dans la boîte en L peut être classée selon la norme européenne EN 12350-10 [97], cet essai est réalisé en utilisant une boîte ayant une forme en L. Elle permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptables. La partie verticale de la boîte est entièrement remplie de béton (le volume nécessaire est d'environ 13 litres).

Après arasement, le béton doit reposer pendant une minute. Juste après la trappe est levée pour laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boîte à travers le ferrailage. La distance libre entre les barres est de 39 mm. Quand le béton ne s'écoule plus, on mesure les hauteurs H_1 et H_2 et on exprime le résultat en terme de taux de remplissage H_2/H_1 . Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage et qu'il se produit un amoncellent de granulats en aval de la grille. C'est le signe d'un problème de blocage ou de ségrégation. Il est également possible d'exprimer le résultat de l'essai par la seule valeur de H_1 . Cette mesure est plus précise que le rapport H_2/H_1 mais son utilisation est moins répandue (Figure 4.5).



Figure 4.5 : Essai de la boîte de L-Box

4.4.4 Essai de stabilité au tamis

L'essai de ségrégation au tamis vise à qualifier la résistance du BAP à la ségrégation dynamique en mesurant l'indice de ségrégation (IS) qui est le rapport de la quantité de laitance sur la masse de l'échantillon [98]. Dans cet essai, avant de peser le

tamis + fond sur la bascule et faire la tare il faut qu'on pèse le fond seul et le tamis à vide afin de peser. Juste après 15 mn on verse au centre du tamis un poids de béton égal à 4.8 kg (tolérance ± 0.2 kg) avec une hauteur de chute de $50 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$ (Figure 4.6).



Figure 4.6 : Essai de stabilité au tamis.

4.5 Essais à l'état durci

Des éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$) sont utilisées mesuré la résistance à la compression du BO, BAP et BAPF. En raison de la procédure de renforcement du BO, éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$) légèrement plus grandes sont utilisées pour mesurer la résistance à la compression du BOR.

Pour la résistance à la traction par flexion, des éprouvettes prismatiques ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$) et ($15 \times 15 \times 75 \text{ cm}^3$) ont été respectivement utilisées pour (BO et BAP et BAPF) et BOR. Des éprouvette cylindrique ($16 \times 32 \text{ cm}^2$) sont utilisés pour évaluer le module d'élasticité des BAP et BAPF.

4.5.1 Compression

L'essai de compression est mené sur des éprouvettes de forme cubique normalisées de 10 cm d'arrête (NF EN 12390-3, NA 427).

La vitesse de chargement est constante. La machine d'essai est une presse de force de classe « B » et d'une capacité maximale de 2000 KN conforme à la norme NF P 18-412.

Les éprouvettes sont conservées sans être déplacée pendant 24 heures. . Après démoulage, les éprouvettes sont conservées jusqu'à la réalisation des essais dans le même

milieu ambiant. L'essai a pour but de connaître la résistance à la compression. L'éprouvette étudiée est soumise à une charge croissante jusqu'à la rupture.

La conduite de l'essai est la suivante : L'éprouvette, une fois rectifiée doit être centrée sur la presse d'essai avec une erreur inférieure à 1% de son diamètre. La mise en charge doit être effectuée à raison de 0.5 MPa avec une tolérance de 0.2 MPa. Pour des éprouvettes de 10x10x10 cm, cela signifie une montée en charge de 10 kn /s et 4 kn /s.

4.5.2 Résistance à la traction par flexion

L'essai de traction par flexion consiste à réaliser une flexion à trois ou quatre points (NF EN 12390-5) afin de générer au sein de l'éprouvette des efforts de traction. Pour cela on utilise une éprouvette prismatique de section $d_1.d_2$ et de portée l . Il faut placer l'éprouvette au sein de l'appareil de telle manière que les faces les plus planes soient en contact avec les rouleaux. La vitesse de chargement doit être constante et comprise entre : $\dot{\sigma} = 0,04$ MPa/s et $0,06$ MPa/s. La résistance en traction s'obtient à l'aide de la formule suivante dans le cadre d'une flexion en 4 points :

$$\sigma_{flex} = \frac{Fl}{d_1 d_2^2} \quad \dots (4.1)$$

Alors que dans le cas d'une flexion trois points elle est définie par :

$$\sigma_{flex} = \frac{3}{2} \frac{Fl}{d_1 d_2^2} \quad \dots (4.2)$$

Avec F en N et d_1 et d_2 en mm, σ_{flex} est donné en MPa. La rupture se produisant avec un gradient de contraintes dans cet essai, il est recommandé d'utiliser un coefficient de 0,6 afin d'obtenir la résistance en traction pure.

$$\sigma_{trac} = 0,6 \sigma_{flex} \quad \dots (4.3)$$

La figure 4.7 montre les deux géométries possibles pour l'essai de flexion, ainsi que les cotes à respecter. Les éprouvettes de 7x7x28 ont été rompu par l'essai de trois points et 15x15x75 par l'essai de quatre points.

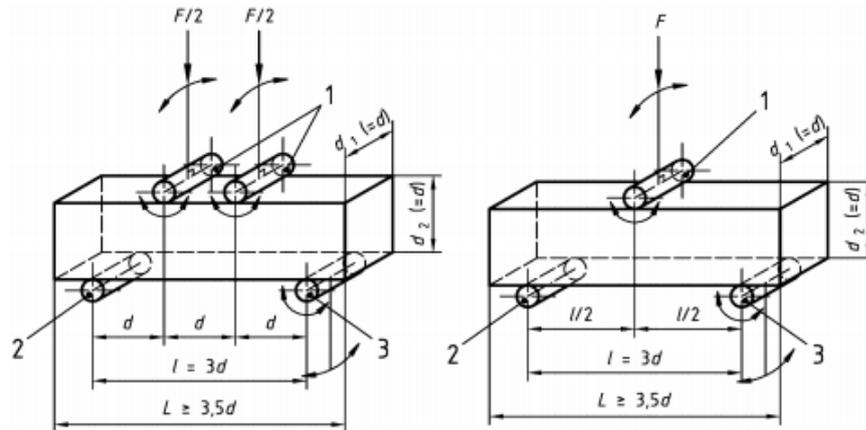


Figure 4.7 : Géométries d'un essai de flexion normalisé

4.5.3 Module d'élasticité

Avant de faire cet essai, il est recommandé de déterminer la force de compression maximale f_{cm} (Force avant rupture) sur une éprouvette de la même série que celle utilisée pour la détermination du module.

- Mettre en marche la presse et amener le plateau supérieur de la presse en contact avec l'éprouvette habillée par l'étrier (Figure 4.8) ;
- Fixer le taux de charge de la presse à $240 \text{ kPa} \pm 30 \text{ kPa/s}$. Durant l'essai, la presse doit fonctionner en continu avec un taux de charge constant ;
- Mettre en marche le comparateur et l'initialiser : la valeur affichée par le comparateur doit être nulle ;
- Charger l'éprouvette une 1^{ère} fois sans noter les résultats jusqu'à obtenir un déplacement du comparateur $e=0.01\text{mm}$. Si le comportement du comparateur et les valeurs affichées de déplacement semblent anormales, revoir la position et la fixation du comparateur. Décharger l'éprouvette ;
- Réaliser un tableau pour noter le déplacement du comparateur en fonction de la charge F .



Figure 4.8 : Essai du module d'élasticité du béton.

4.6 Techniques de Renforcement et Conservation

4.6.1 Renforcement

➤ Première étape : Préparation des surfaces

Les corps d'épreuve sont des éprouvettes prismatiques en béton ordinaire, de 40 cm de longueur et de section (10x10) cm². La surface supérieure des supports a été préparée de façon à recevoir le renforcement. Afin de minimiser la fissuration résiduelle, et pour faire une bonne adhérence entre l'ancien et le nouveau béton de réparation, la surface de chaque échantillon de BO âgé de 6 mois a été rendue rugueuse et nettoyée avant d'être renforcée par du BAPF.

➤ Deuxième étape : Coffrage des surfaces

Les éprouvettes préparées en BO sont posées sur des calles en ciment (4c m x 4 cm x 2,5 cm) dosés à 450 kg/m³ et centrées de telles manières à assurer un enrobage uniforme de 25 mm de tous les côtés comme le montre la section A-A sur la figure 4.9.

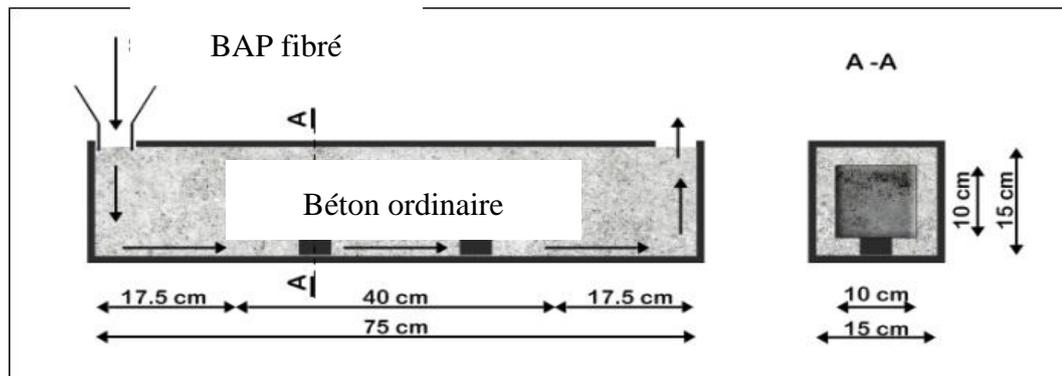


Figure 4.9 : Schématisation de la technique de renforcement du BO.

➤ Troisième étape : Bétonnage

Le béton de type autoplaçant employé doit correspondre aux exigences de ses propriétés mécaniques que pour sa maniabilité. Une fois le béton de réparation est malaxé (**BAPF**) ; il est versé au niveau de l'une des extrémités des poutres (15x15x75 cm), et laissé s'écouler sous son poids propre et sans vibration. La figure 4.10 montre les différentes phases de bétonnage. La phase 1 présente la préparation du moule, la phase 2 la pose de l'éprouvette, la phase 3 est l'ajustage des dimensions de l'enrobage, la phase 4 est la fixation de l'éprouvette et la phase 5 se termine par le coulage du béton (**BAPF**).



Figure 4.10 : Protocole de techniques de renforcement du BO.

4.6.2 Conservation des éprouvettes

Les éprouvettes sont conservées à l'eau dans un bac rempli d'eau à une température d'environ 20°C jusqu'à l'échéance de l'essai, et ce pour maintenir l'humidité

satisfaisante et la température favorable durant la période d'hydratation du ciment et éviter l'évaporation rapide de l'eau de gâchage (Figure 4 .12). Les éprouvettes de béton ordinaire et béton renforcé sont posés à l'air libre pour simuler les mêmes conditions sur chantier (Figure 4 .11).

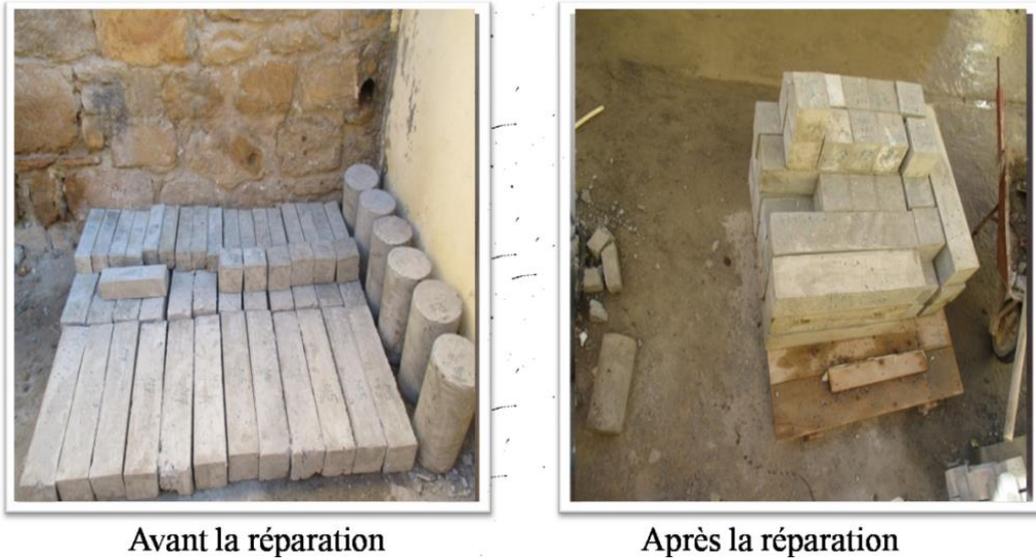


Figure 4.11 : Conservation d'éprouvettes à l'air libre des BOR.



Figure 4.12 : Conservation d'éprouvettes sous l'eau

4.7 Résultats et discussions

4.7.1 Béton frais

Pour obtenir un béton autoplaçant renforcé par des fibres, on a procédé à l'incorporation de fibres métalliques pour différentes longueurs et fractions volumiques, tout en assurant la fluidité, la capacité de passage, de remplissage et la résistance à la ségrégation recommandées par EFNARC [99]. Le tableau 4.7 résume les différentes caractéristiques obtenues à l'état frais.

Tableau 4.7: Caractéristiques à l'état frais du BAP fibré

Concrete		Fluidité		V-f (s)	H2/H1 (%)	ST(%)
		D(mm)	T50(s)			
BAPT		800	1.05	5.18	90	4.29
F1-BAP-V _f %	0.30%	750	1.15	5.4	86	4.47
	0.50%	700	1.25	6.5	80	5.37
	0.80%	680	1.4	7.85	62	5.62
F2-BAP-V _f %	0.30%	745	1.15	5.62	88	4.8
	0.50%	692	1.2	6.75	82	5.48
	0.80%	680	1.7	9.05	64	5.78
F3-BAP-V _f %	0.30%	795	1.1	5.22	89	5.22
	0.50%	780	1.15	5.83	84	5.65
	0.80%	740	1.15	7.52	80	5.89
	1%	725	1.2	10.12	75	6.32

x=1, 2 or 3; D: diamètre d'étalement ; V-f : V- funnel; ST : Stabilité au tamis.

4.7.1.1 Effet des fibres métalliques sur la valeur de T50 et l'étalement

Les résultats de l'écoulement ont révélé que le temps d'écoulement T_{50} est inférieur à 3,40 s recommandé par EFNARC et les diamètres d'étalement de tous les mélanges sont situés entre 680 et 780 mm, alors que le diamètre recommandé par EFNARC [99] est entre 650 et 800.

La figure 4.13 montre l'effet du type et de pourcentage des fibres sur l'étalement des BAP, l'analyse des résultats montre pour tous les types de fibre que l'augmentation du dosage en fibres diminue les valeurs d'étalements. La valeur du BAPT est de 800 est diminué de 692 et 740 mm pour les bétons confectionnés avec 0.5% F2 et 0.8% F3 respectivement. De plus on peut noter d'après ces constatations que les FM1 et FM2 sont plus affectés sur la valeur d'étalement cela est dû à la forme simple, et à la longueur courte des fibres (F3) qui contient des fibres de 30 mm de longueur. D'autre part du côté de pourcentage on remarque que la F3 est un effet favorable sur la valeur d'étalement comparativement aux d'autres types (F1 et F2).

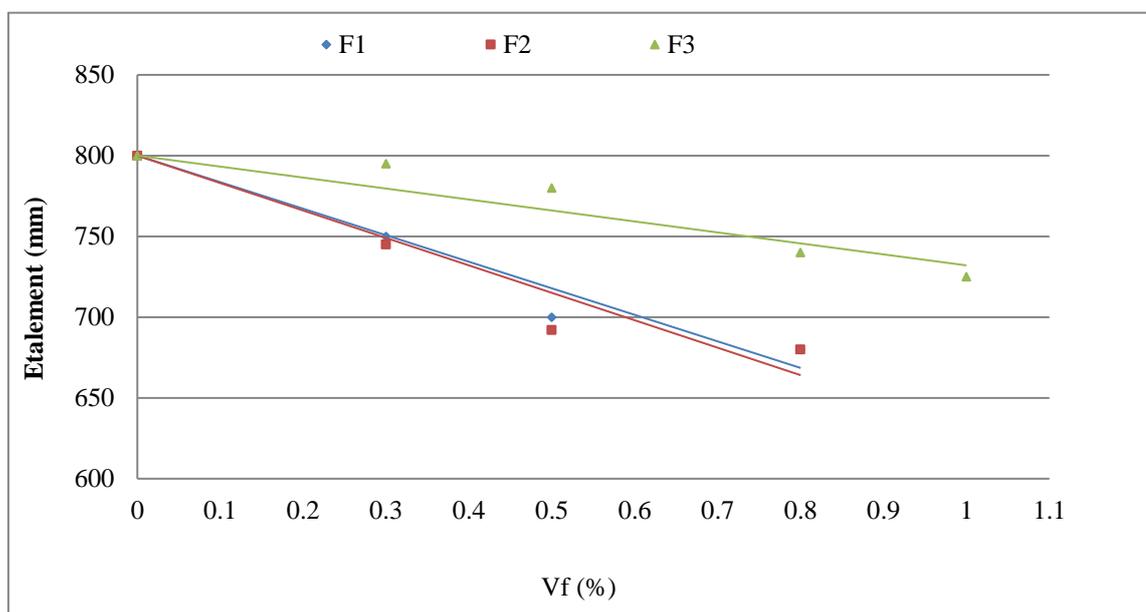


Figure 4.13 : Etalement du BAPF en fonction du pourcentage des fibres.

L'analyse des résultats de figure 4.13 montre que la plus grande valeur de l'étalement est celle de BAPT avec 800 mm de diamètre, et la plus petite est celle de BAPF1 et BAPF2, qui contiennent des fibres de 50 mm de longueur et 0,8 % comme une fraction volumique. En ce qui concerne le T_{50} , la plus petite valeur est de 1,1 sec correspondant au BAPF3 avec une fraction volumique de 0.3 % de fibres, et la plus grande valeur est estimée à 1.7 sec correspondant au mélange (BAPF2 0.8 %).

La diminution de l'effondrement d'écoulement est due à l'augmentation de la cohésion de la matrice, qui se traduit par une augmentation de la rigidité du béton. Des résultats similaires ont été rapportés par d'autres chercheurs [100-101].

L'écoulement des BAPF est affecté par l'introduction des fibres, plus qu'on augmente le pourcentage et la longueur des fibres, plus que l'écoulement diminue [102-103]. Deux observations indiquent que l'écoulement n'est pas homogène, un étalement n'est pas circulaire, cela veut dire que l'écoulement est contracté selon une ou plusieurs directions et une concentration des fibres et des agrégats au centre de la galette déformée après la réalisation de l'essai à travers un cône d'Abrams [102] .

Martinie et al [104] ont constaté que la forme élancée des fibres multiplie d'autant leur encombrement au sein du matériau. Bilodeau et al [105] et shafigh et al [106] ont trouvé une baisse de fluidité avec l'augmentation de la longueur des fibres, ce phénomène est dû aux perturbations causées par les fibres sur la compacité totale du système .

4.7.1.2 Effet des fibres sur le temps d'écoulement à travers le V-funnel

L'entonnoir permet la mesure de la vitesse d'écoulement du béton. La figure 4.14 montre l'effet des fibres sur le temps d'écoulement à travers l'entonnoir. Plus le volume de fibre augmente, plus le temps d'écoulement est augmenté et converge plus rapidement vers le seuil supérieur (cas de PAPF1, PAPF2 de 0.8 % et PAPF3 de 1 %). Cette convergence du temps vers le seuil revendique des signes de ségrégations et hétérogénéité des mélanges. D'autre part, plus qu'on augmente le pourcentage des fibres, plus la formation d'oursins (amas de fibres entremêlées) s'accroît [107]. Cette évolution perturbe l'écoulement et par conséquent l'augmentation de la viscosité provoque d'éventuelles ségrégations et blocage au niveau des armatures [108]. Ces résultats seront confirmés par la suite à travers l'essai L-BOX.

Le temps de l'écoulement le plus faible était 5,18 sec pour le BAPT tandis que 1% de F3 avec 30 mm de longueur, a eu le temps d'écoulement le plus élevé de 10 sec. Les valeurs recommandées sont de l'ordre de 4 à 12 secs, selon EFNARC [99].

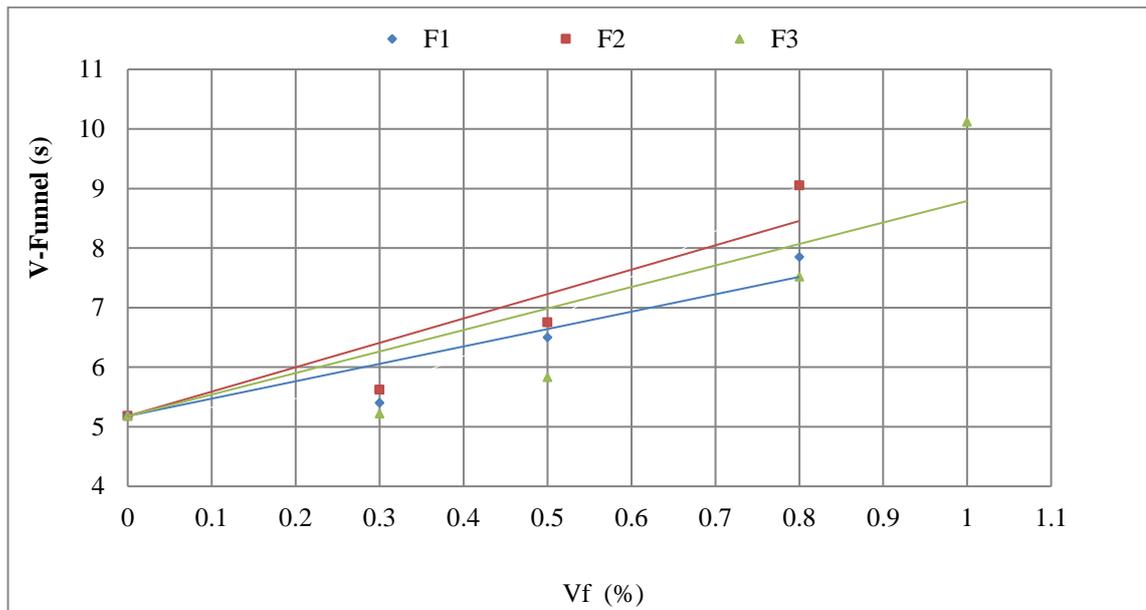


Figure 4.14 : Variation du V-funnel du BAPF en fonction du pourcentage des fibres.

4.7.1.3 Capacité de remplissage à travers L-box

L'essai de la boîte en L (L-Box) donne une bonne appréciation de la capacité de remplissage, de passage et de la résistance à la ségrégation. La figure 4.15 montre la variation du rapport H_2/H_1 en fonction du pourcentage de fibres. Le rapport du blocage est situé entre (62% - 90%), dont le plus faible rapport était 62% pour le BAPF1 qui contient des fibres de 50 mm de longueur et une fraction volumique de 0.8%, et le plus important rapport correspond au BAPT. Le rapport minimum à assurer est de 80 % selon EFNARC [99].

Le blocage des fibres au droit des armatures du L-box est enregistré pour un volume de 0.5% des mélanges confectionné par les fibres (F1 et F2) de 50 mm de longueur. Par contre le blocage a été observé pour un pourcentage volumique de 0,8% pour le mélange du troisième type de fibre (Figure 4.16). Ces dernières fibres ont une longueur comparable aux dimensions des gros granulats (25/20), contrairement aux deux autres types qui ont une longueur double (50/20), ce paramètre peut influencer la rhéologie des mélanges.

Dans le cas d'utilisation des BAP fibrés dans la réparation mince, le ferrailage dense n'aura lieu, donc on ne considère pas le blocage des fibres au droit des armatures. Ces résultats seront confirmés par les essais mécaniques sur les bétons autoplaçants fibrés et bétons réparés.

Corinaldesi et Moriconi [109] ont montré l'existence d'une concentration critique de fibres au-delà de laquelle le matériau ne s'écoule plus quelles que soient ses caractéristiques rhéologiques sans fibres. Ce même constat est rapporté par de nombreux chercheurs [110] qui notent un effet accru des fibres sur l'étalement du BO et BAP.

Au-delà d'une certaine concentration de fibres, le matériau est rapporté comme étant trop ferme pour s'écouler. D'autre part pour des facteurs d'aspect de fibres trop élevés, des oursins de fibres se forment, rendant le matériau hétérogène [107].

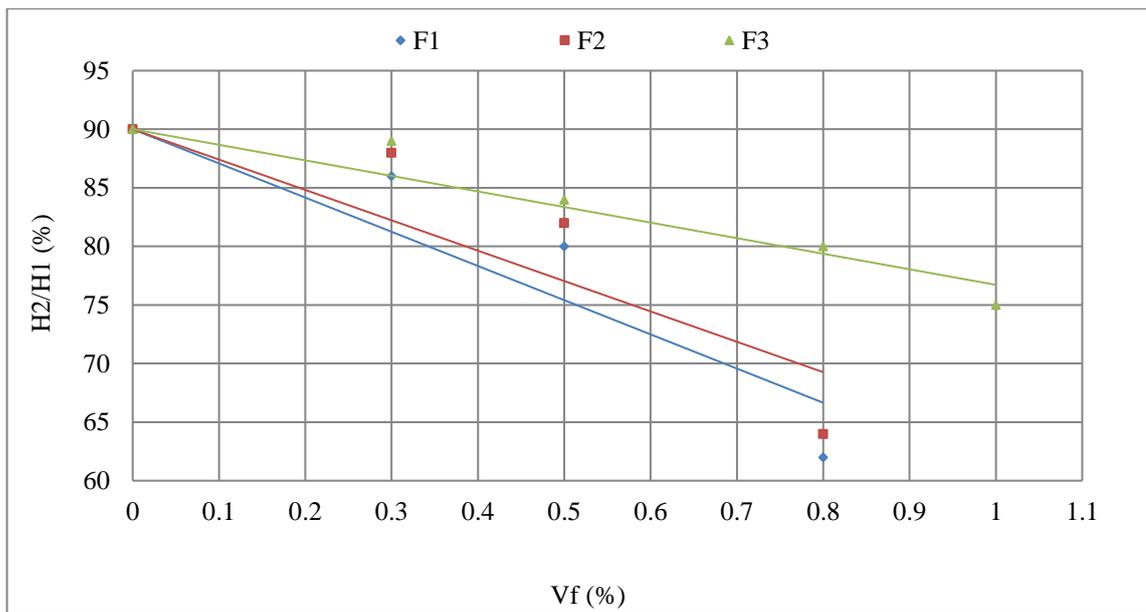


Figure 4.15 : H_2/H_1 en fonction du pourcentage des fibres



Figure 4.16 : Cas de blocage du BAPF

4.7.1.4 Stabilité au tamis

Plus le pourcentage des fibres métalliques augmente, plus le taux de ségrégation augmente par rapport au BAPT. Cela est dû à la diminution de la viscosité du béton autoplaçant ainsi que le collage des fibres au niveau des mailles de tamis qui est un facteur très influant sur le passage de la laitance du béton. Il faut signaler que les résultats restent comparables et au-dessous des valeurs recommandées par EFNARC [99].

Irki et al. [111] Ont étudié l'influence des fibres métallique sur le comportement du BAP à l'état frais. Les résultats expérimentaux ont montré que l'introduction de FM avec une fraction volumique plus élevée et une longueur plus longue, augmente le risque de ségrégation de béton.

4.7.2 Béton durci

Les résultats des essais sur béton à l'état durci regroupe l'ensemble des résultats trouvés sur le béton ordinaire (BO), le béton autoplaçant fibré (BAPF) et le béton ordinaire renforcé par du béton autoplaçant fibré (BOR).

4.7.2.1 Béton ordinaire

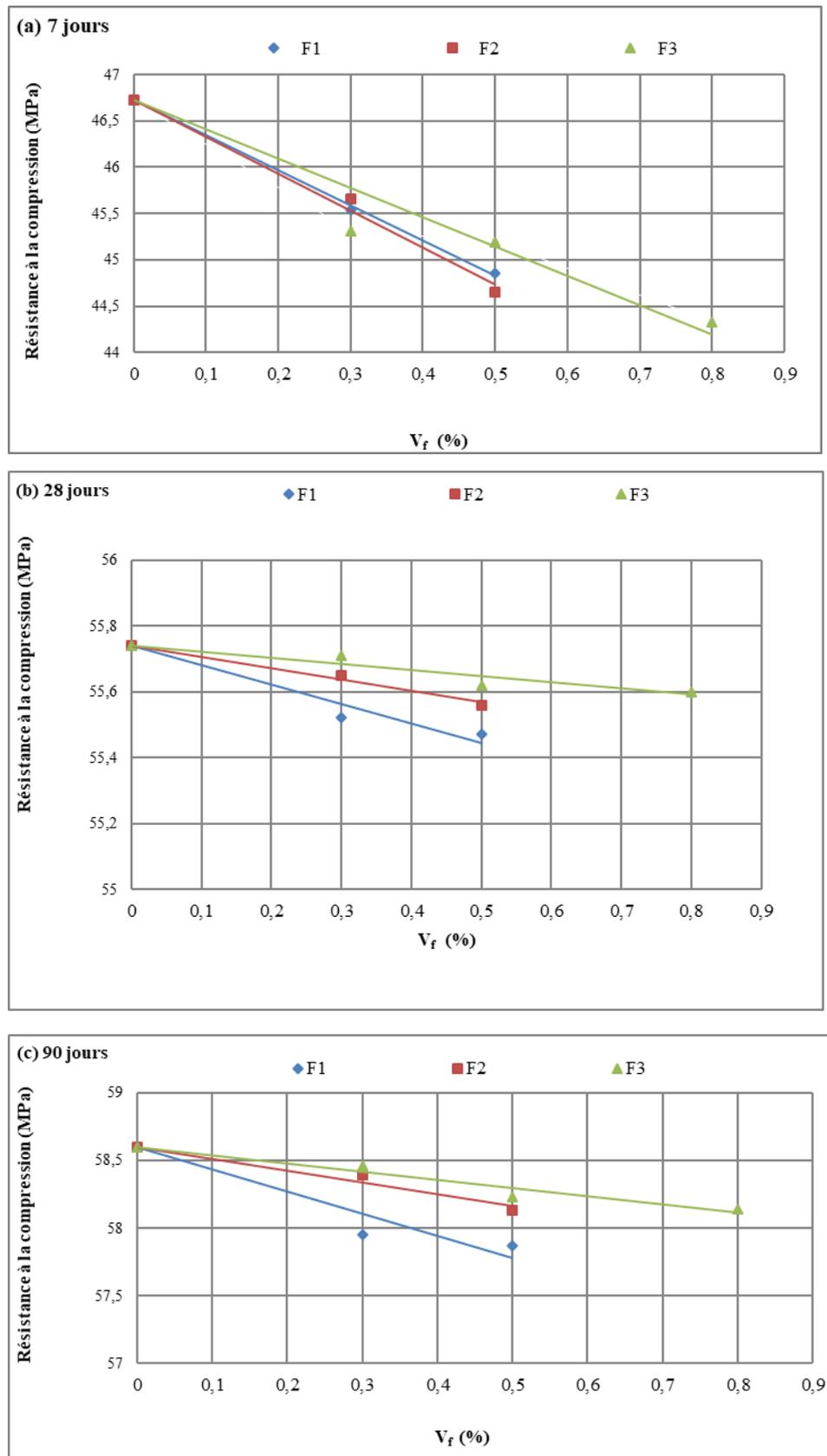
Les résultats de résistance à la compression obtenus sur le béton ordinaire (BO) à 7, 28 et 90 jours sont respectivement de 10, 15 et 17 MPa. Le mélange a été conçu pour avoir une faible qualité de BO et pour pouvoir le renforcer par la suite.

4.7.2.2 Effet des fibres métalliques sur la résistance à la compression du BAP

Les résultats obtenus à 7, 28, et 90 jours des bétons autoplaçant avec différentes fractions volumiques de fibre sont illustrés sur la figure 4.17. On constate que la résistance à la compression a baissé légèrement avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres et que cette baisse n'est pas significative. Un minimum a été observé à 28 jours avec un Vf 0.5%. Pour un même pourcentage de fraction volumique de fibres utilisées la fibre F3 reste la meilleure et donne de bons résultats au cours du temps. Cette diminution est due peut être à la chute de l'ouvrabilité qui provoque une baisse de la compacité.

Une légère augmentation est engendrée par le phénomène de confinement provoqué par la formation des oursins à l'intérieur des matrices cimentaires permettant l'augmentation de la charge ultime [112, 113].

Rossi [114] a montré que les fibres courtes ont toujours des résistances à la compression supérieures à celles du béton non fibré. Par contre les fibres longues n'apportent pas d'amélioration en compression. D'autres chercheurs ont rapporté une légère diminution de la résistance à la compression [102, 115, 116] probablement dû à l'abaissement de l'ouvrabilité qui provoque une réduction de la compacité [109].

Figure 4.17 : Variation de la résistance à la compression des BAPF en fonction de V_f.

4.7.2.3 Effet du BAPF sur la résistance à la compression du BOR

Les deux figures suivantes 4.18 et 4.19 illustrent la variation de la résistance à la compression des différents mélanges du BOR renforcé par le BAPF. En générale, on remarque que la variation de la résistance à la compression du BOR suit la même cinétique pour tout les mélanges réalisés et que plus la fraction volumique des fibres augmente plus la résistance du BOR est améliorée. À 28 jours, comme le montre la figure 4.19, une augmentation de la résistance de 18% en compression a été obtenue pour BOR avec des fibres de Type 2 et 3 et une fraction volumique de fibres de 0,5% par rapport au BOR sans fibres.

Ceci est probablement due à la bonne adhérence entre l'ancien et le nouveau béton et le phénomène de confinement assuré par le béton de renforcements sur la résistance.

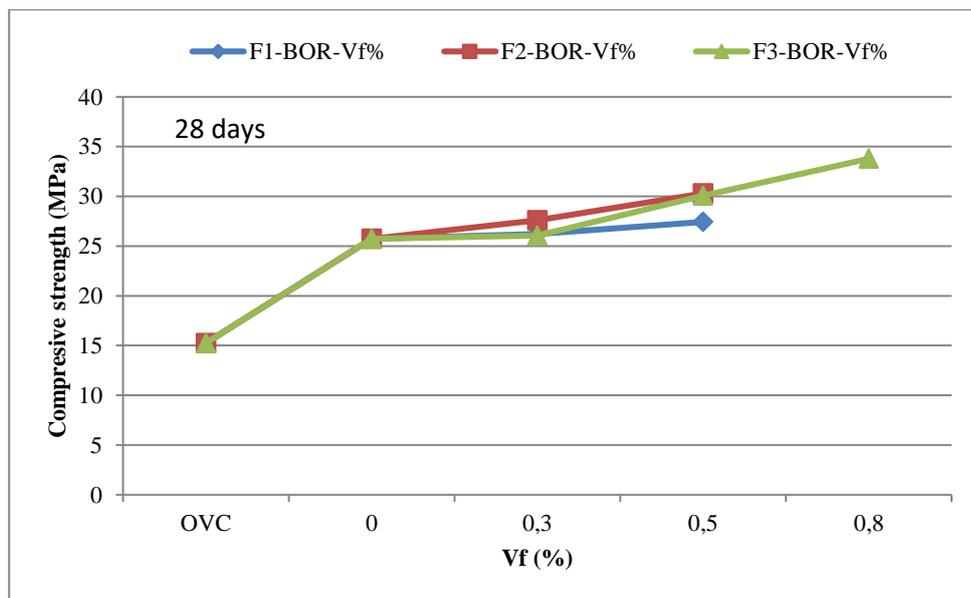
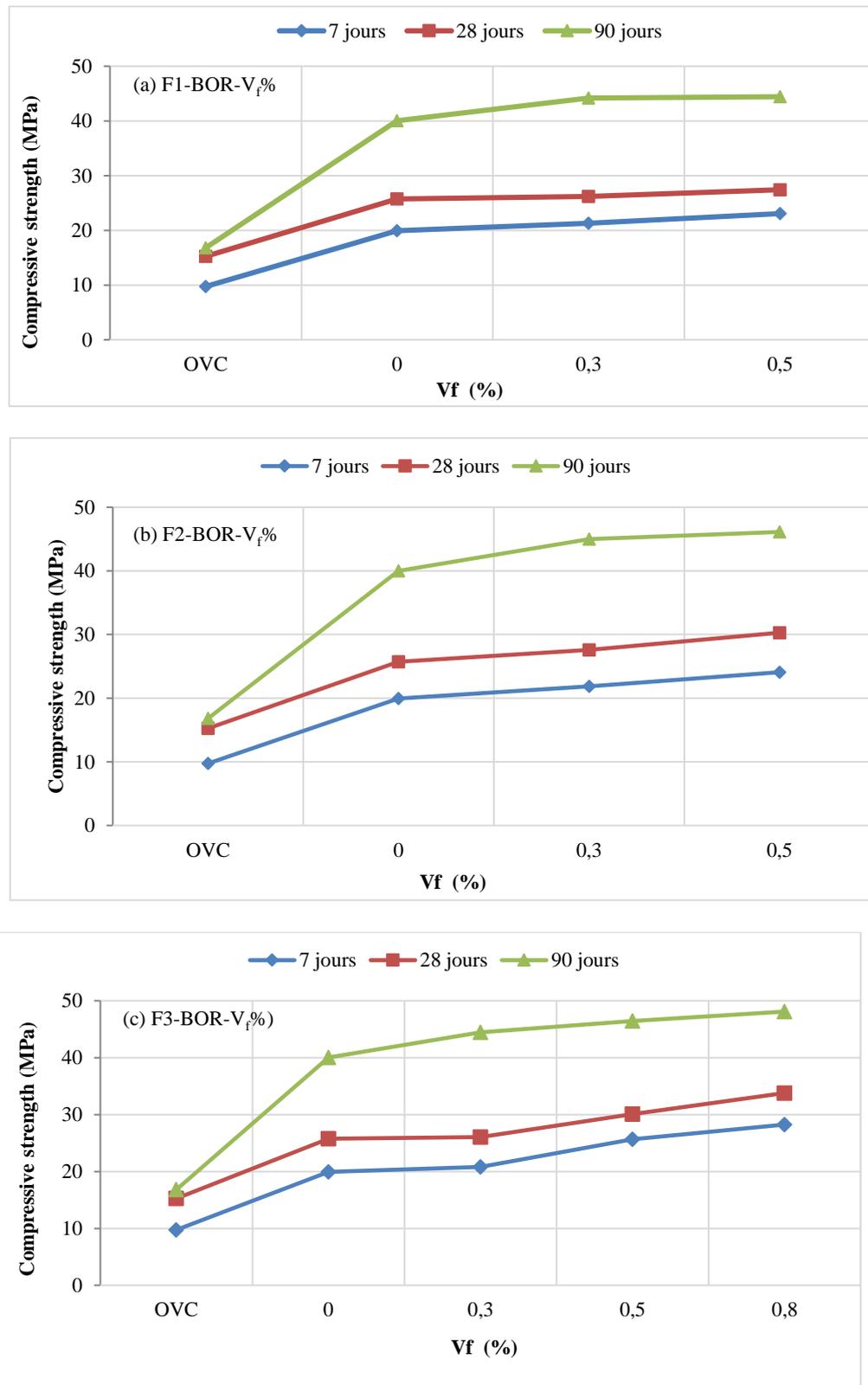


Figure 4.18 : Variation de la résistance à la compression du BOR à 28 jours.

Figure 4.19 : Variation de la résistance à la compression du BOR avec V_f .

4.7.2.4 Effet des fibres métalliques sur la résistance à la traction par flexion des BAP

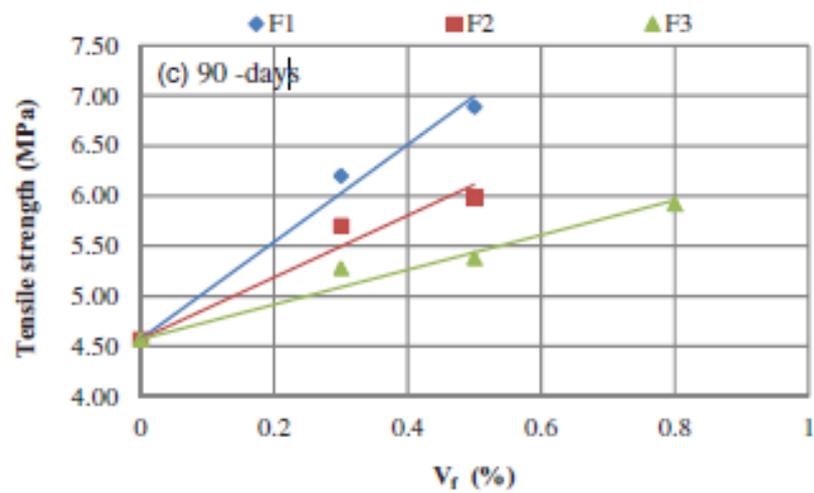
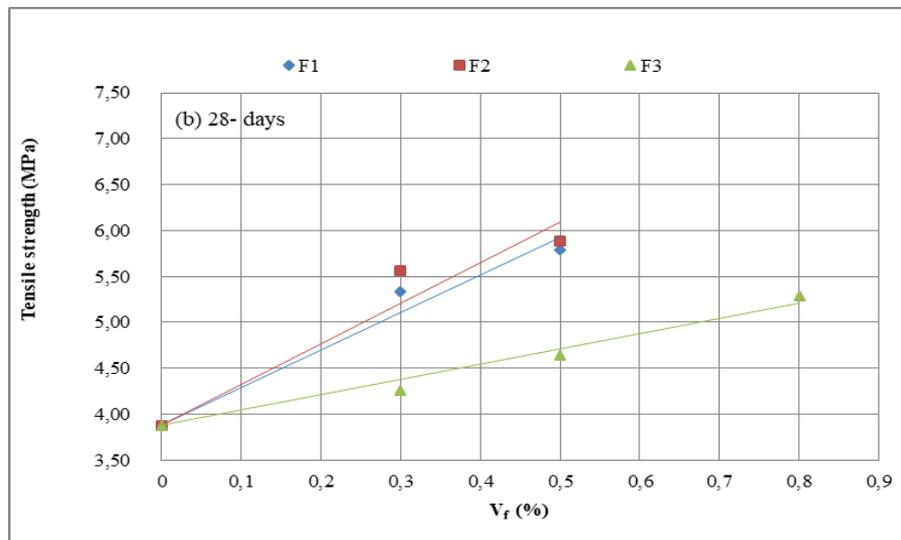
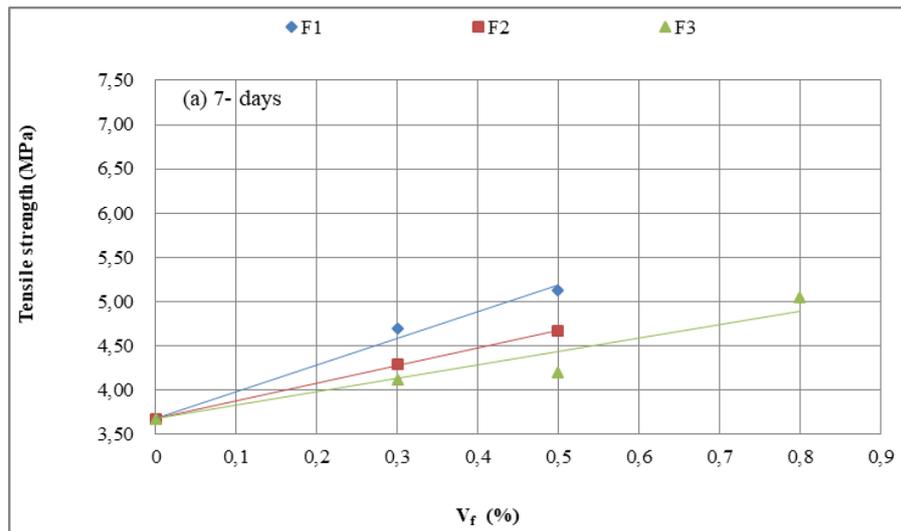
Les résistances à la traction par flexion obtenues à 7, 28, et 90 jours des bétons autoplaçant avec différentes fractions volumiques de fibres métalliques sont représentées sur la figure 4.20.

On constate que la résistance à la traction augmente avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres et la longueur de la fibre métallique. Un optimum d'un gain de 50% de la résistance à la traction est enregistré à 28 jours avec le type 1 et 2 de fraction volumique de fibres 0,5%. L'amélioration est moins importante pour le reste des mélanges. Compte tenu des résultats trouvés sur la résistance à la compression du BOR, le type F2 avec Vf0,5% peut être la meilleure combinaison pour avoir un BOR avec des résistances mécaniques optimales.

Les résultats ont révélé aussi que l'augmentation de la longueur des fibres, améliore la résistance à la traction par flexion. D'autres chercheurs [102, 117-118] ont aussi rapporté qu'une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres.

Kawamata et al [119] ont montré que l'augmentation de la longueur et du volume des fibres métalliques améliore le comportement à la flexion des bétons.

Dans cette étude, des longueurs différentes 8, 16, 24 et 32 mm et un dosage volumique maximal en fibres de 1% ont été utilisés. Cela confirme les résultats obtenus pour les bétons de fibres longues de 50 mm.

Figure 4.20 : Variation de la résistance à la traction du BAP avec V_f .

4.7.2.5 Effet des BAPF sur la résistance à la traction des bétons renforcés

Les figures 4.21 et 4.22 montrent la résistance à la traction par flexion des différents mélanges utilisés pour le renforcement du BO. Les résultats montrent que plus qu'on augmente en fraction volumique des fibres, plus la résistance à la traction est améliorée. Une augmentation de 25% a été observée à 28 jours (figure 4.22) avec un optimum en fraction volumique des fibres de 0,5% pour le béton type (F2-BOR) et ce dernier semble être bénéfique pour le renforcement des bétons. Les fibres de plus faible longueur (F3) ont présenté moins de performances. Les performances des deux autres types (F1 et F2) étaient comparables en termes de rapport (l/d) et ont des longueurs égales. L'utilisation de fibres dans le matériau de réparation permet d'abord de limiter la propagation de la fissuration à l'ancien béton. En limitant l'ouverture des fissures, les fibres empêchent les fissures d'atteindre l'interface entre le nouveau et le vieux béton et donc diminuent les chances de décollement de la réparation [109, 120].

Kenai et al. [121] ont utilisé un renforcement de surface avec une grille en polymère pour renforcer des poutres en béton. Ils ont trouvé une amélioration de la résistance à la flexion et de la ductilité.

Il est important d'également de tenir compte de la résistance à la traction du matériau. Un matériau ayant un module d'élasticité plus élevé possède généralement une résistance à la traction plus grande [122].

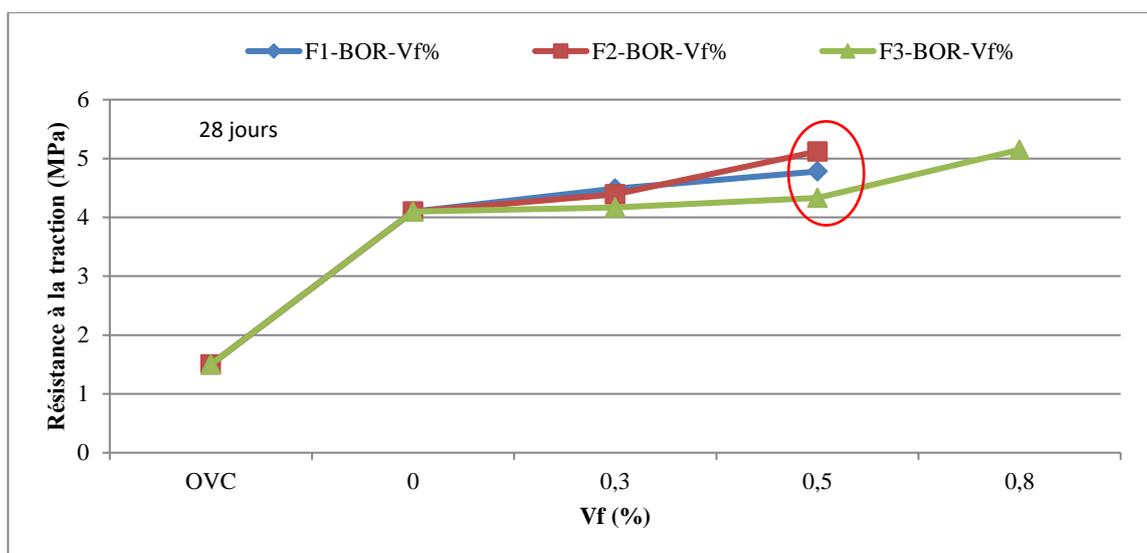


Figure 4.21 : Variation de la résistance à la traction du BOR à 28 jours.

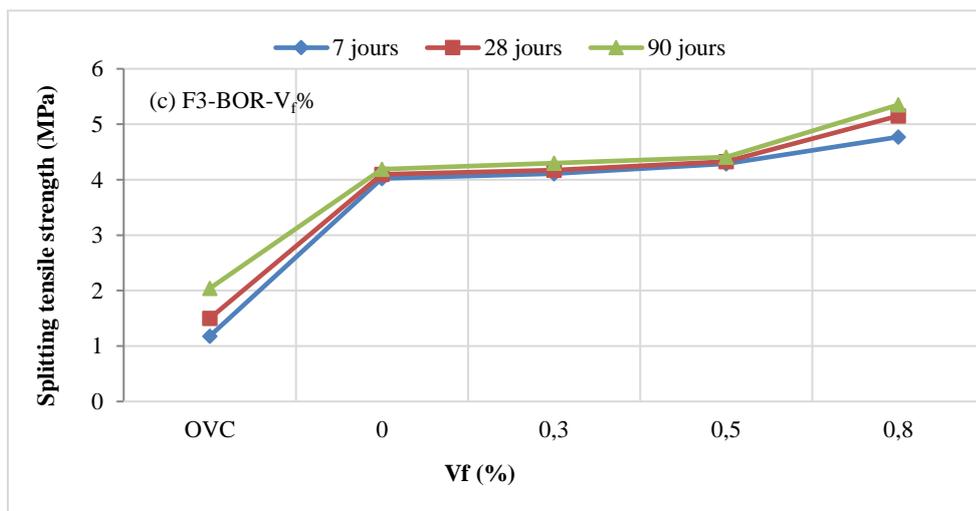
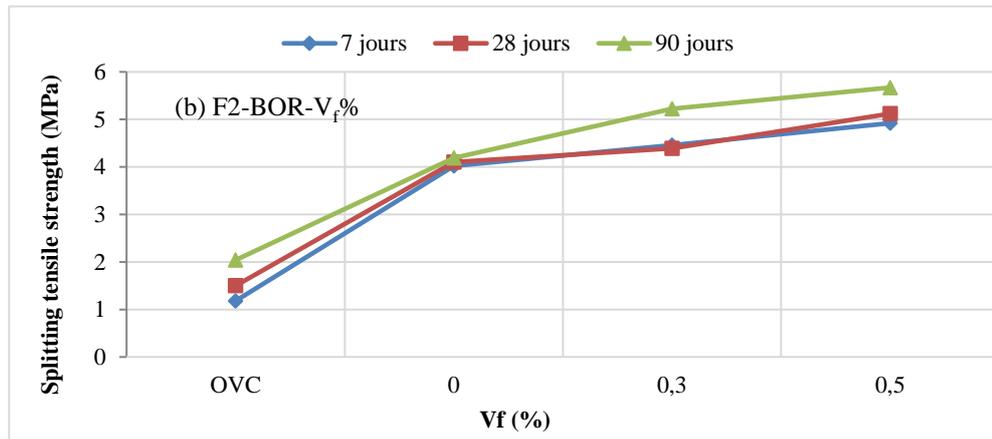
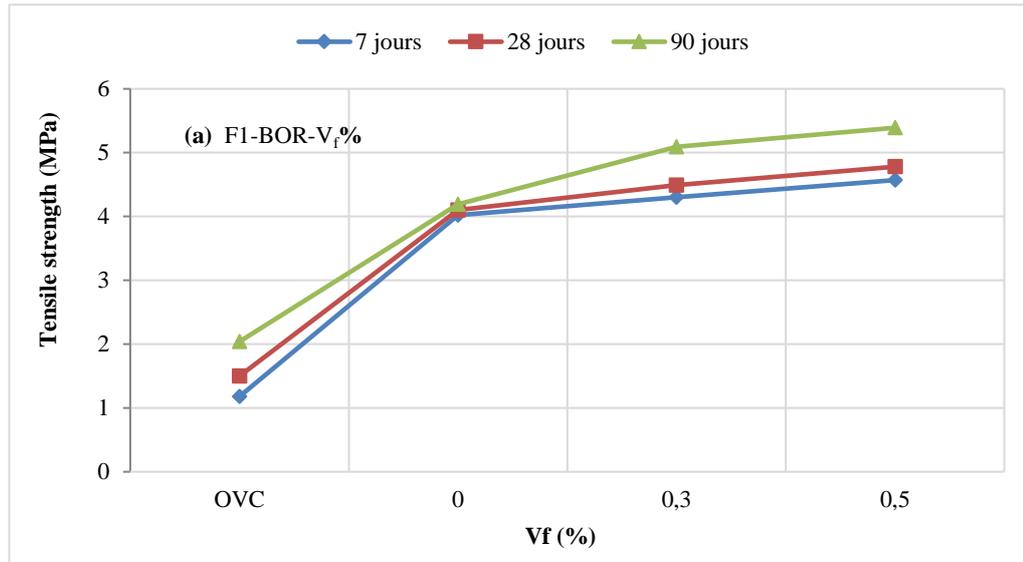


Figure 4.22 : Variation de la résistance à la traction du BOR avec Vf.

4.7.2.6 Effet des fibres sur le module d'élasticité des BAP

La figure 4.23 présente les résultats des essais de détermination du module d'élasticité des différents mélanges. On remarque que l'évolution du module d'élasticité suit la même cinétique que la résistance à la traction. Plus on augmente la fraction volumiques, plus le module d'élasticité augmente. La plus grande valeur a été enregistrée par le 3^{ème} type de fibres de 0.8% de fraction volumique et par une augmentation de 30 % par rapport au béton témoin sans fibres.

Cette légère augmentation est engendrée par le phénomène de confinement provoqué par la formation des oursins à l'intérieur des matrices cimentaires permettant l'augmentation de la charge ultime [123, 106,107]. Les fibres de 25mm semblent être les plus efficaces.

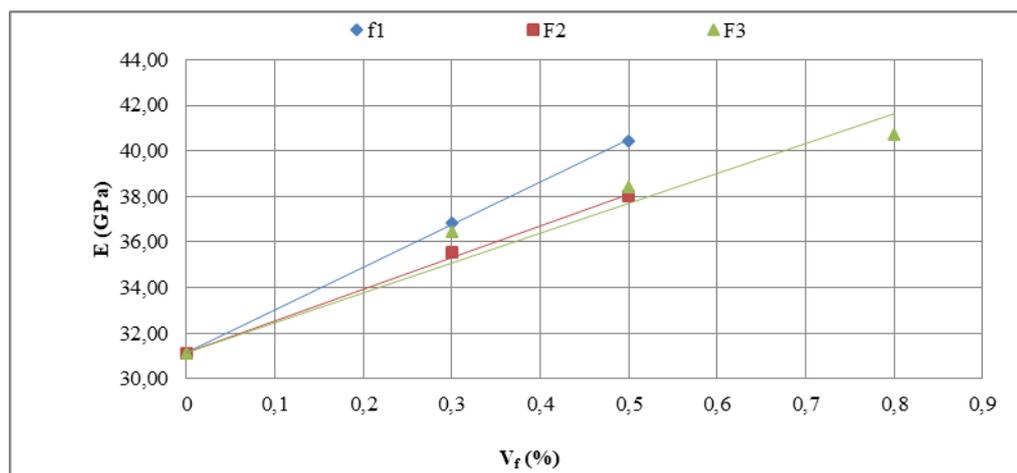


Figure 4.23 : Variation du module d'élasticité du BOR à 28jours

4.8 Conclusion

Les essais réalisés dans cette partie visent à évaluer l'influence des fibres métalliques sur les caractéristiques des BAP et sur les bétons renforcés. Les résultats issus de cette étude expérimentale ont permis de conclure que l'ajout de fibres métalliques participe à l'amélioration des caractéristiques mécaniques à savoir la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité.

En ce qui concerne le renforcement des bétons dégradés par les bétons autoplaçants fibrés, la présence de ce dernier donne un aspect facile de coulage grâce à sa déformabilité. Les BAPF influent aussi positivement sur l'amélioration des comportements des bétons dégradés en termes de comportement mécanique.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

1. Conclusion générale

L'étude menée sur l'évaluation du patrimoine architectural du XXe siècle en béton en Algérie dans la région centre, à permis en premier lieu de connaître le patrimoine du XXe siècle, sa typologie, ses matériaux, les dégradations qu'il a subit et leurs causes. La pathologie la plus représentative dans ce patrimoine en béton reste cependant la corrosion des armatures.

Une synthèse faite sur les connaissances relatives au processus de dégradation du béton et leurs symptômes ainsi qu'à la caractérisation des réparations des structures en béton armé. Des différents cas d'études ont été présentés et une étude expérimentale effectuée, les conclusions suivantes peuvent être dressées :

- Les dégradations observées dans le patrimoine et les cas d'études sont nombreuses, elles requièrent cependant, assez rapidement, des examens plus précis, nécessaires à l'identification de l'origine exacte des dégâts. Une attention particulière devrait être portée à la présence d'eau et d'humidité, source d'inconfort, mais aussi de dégradations par corrosion.
- Les cas d'études illustrent la problématique qui se pose actuellement aux gestionnaires du patrimoine en béton, encore souvent méconnu. Dans notre pays, un travail d'inventaire, suivi d'une inspection visuelle, a été réalisé. Mais beaucoup de travail reste à faire dans cette voie, dans un délai relativement court, afin que la gestion de ces témoins architecturaux reste possible.
- Cette étude nous à permis de conclure que l'importance du patrimoine dans l'histoire de la civilisation, oriente la recherche vers les techniques qui permettront de régénérer le matériau dont il est fait. C'est une nouvelle tâche qui commence par la connaissance des pathologies du matériau et la redécouverte des meilleurs productions que l'architecture doit au béton et au béton armé.

C'est ainsi que l'idée de développer un outil de gestion en temps réel de ce patrimoine pourrait permettre de prévenir les dégradations, d'informer les responsables, de créer un dialogue entre les chercheurs et les acteurs de la restauration. Cela pourrait enfin passer par des sessions de formations régulières concernant les nouvelles pathologies, ainsi que les nouvelles techniques de restauration.

Afin de préserver la capacité de charge de nos structures anciennes en béton armé ou de prolonger leur durée de vie, le renforcement ou la réparation deviennent impératives. Pour résoudre cette problématique nous avons procédé à une étude expérimentale, en utilisant un renforcement du béton ordinaire à l'aide du béton autoplaçant à base de fibres d'aciers. C'est un béton hautement maniable qui peut être placé sous son propre poids sans vibration, et peut facilement remplir le coffrage et passer facilement par renforcement encombré.

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale sont les suivantes :

- Quelle que soit la forme de la fibre métallique utilisée, la maniabilité du béton autoplaçant à base de fibre métallique est influencée négativement par le volume de fibres. Plus le pourcentage et la longueur de la fibre métallique sont élevés, plus la capacité d'écoulement est faible.
- La fluidité optimale du béton autoplaçant à base de fibre métallique est obtenue à 0,5% pour les types F1 et F2 de la fibre métallique et 0,8% de volume de fibre pour le troisième type (F3).
- Les mélanges du béton autoplaçant à base de fibre métallique fabriqués avec un volume de fibres supérieur à 1% présentent une maniabilité inférieure, viscosité plus élevée et un risque de ségrégation et blocage.
- Les mélanges du béton autoplaçant à base de fibre métallique semblent convenir aux applications de renforcement et ils peuvent couler horizontalement sous leur propre poids sur toute la longueur de poutre et remplissent le coffrage de renforcement sans vibration.
- La résistance à la compression du béton autoplaçant à base de fibre métallique diminue légèrement avec une augmentation du pourcentage et la longueur de la fibre métallique, alors que la résistance à la traction du béton autoplaçant à base de fibre métallique augmente (dans la plage de 50%) avec une augmentation du pourcentage de la fibre métallique.

- Pour une meilleure fluidité (capacité de remplissage et de passage, capacité de remplissage et stabilité) et propriétés mécaniques optimales, la fibre métallique avec les types 1 et 2 et par un volume de fibres de 0,5% semblent être le meilleur pour le béton autoplaçant à base de fibre métallique.
- En raison de ses performances mécaniques élevées, le renforcement du béton ordinaire avec du béton autoplaçant à base de fibre métallique peut augmenter respectivement la résistance à la compression et à la traction du nouveau béton ordinaire renforcé avec 18% et 25% respectivement. Les performances dépendent principalement des caractéristiques des mélanges et les fibres utilisées dans le béton autoplaçant. La fibre métallique 2 avec une fraction volumique de 0,5% semble être la meilleure combinaison recommandée pour les utilisateurs de la construction.

2. Recommandations

Les travaux dans le cadre de cette étude expérimentale ont été limités, au renforcement des ouvrages en béton armé, afin de les sauvegarder et prolonger leur durée de vie. Par conséquent, nous recommandons, pour les futurs travaux, ce qui suit :

- Renforcement par l'utilisation d'autres types de fibres, comme les fibres naturelles et les fibres recyclés ;
- Analyse de l'effet de différentes techniques de préparation de la surface à réparer ;
- Etude de l'adhérence Béton-Mortier de réparation ;
- Etude technico-économique de méthode de renforcement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. Saint, Le béton: histoire d'un matériau, (2005) 111.
- [2] A. Said, Devenir du patrimoine colonial dans le cadre d'un projet de réhabilitation urbaine : cas du quartier Belouizdez-Hamma, Mémoire de magistère, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algerie, (2012).
- [3] J. Coignet, L. Coignet, La maison ancienne: construction, diagnostic, interventions, Editions Eyrolles, 2012.
- [4] L. Courard, journée d'études organisée par l'Institut du Patrimoine et Histoire de la FABI, Spécificités des dégradations dans les bétons du patrimoine, Conservation et restauration des bétons du patrimoine moderniste, Namur, Belgique, (2012).
- [5] R. Leroy, L. Dimitriadi, E. Marie-Victoire, Séminaire AMC2, Matériaux pour l'éco conception, approche expérimentale ENSAPM, en collaboration avec le LRMH, Conservation du patrimoine du XXe siècle, classé monument historique, en béton armé, Paris, (2011).
- [6] Infociments. L'essentiel: les données statistiques annuelles de l'industrie cimentière en France, [.https://www.infociments.fr/infociments](https://www.infociments.fr/infociments), (2017)
- [7] M. Cohen, Matériau de la modernité, Le béton entre prouesses et fascinations, Architecte et enseignant, Journée d'études organisé par l'Institut du Patrimoine Wallon et le Comité Patrimoine et Histoire de la FABI sur la Conservation et Restauration des bétons du patrimoine moderniste, (2012).
- [8] S. Van de Voorde, Hennebique's journal'Le Béton armé': a close reading of the genesis of concrete construction in Belgium, 3rd International Congress on Construction History, Brandenburg University of Technology, (2009), pp. 1453-1461.
- [9] B. Espion, Du " ciment" des romains aux débuts du béton armé, Demi-journée d'étude FABI" Connaissez-vous les bétons armés, (1914).
- [10] Cim béton, Cahier des modules de conférence pour école d'architecture, Histoire du béton, Naissance et développement, 1818 à nos jours, Collection Technique, (2009).
- [11] J. Marie Pérouse, Guide du patrimoine Paris, Montclos, Paris, Hachette, (1994)
- [12] I.M. Provost, À la découverte du pat bruxellois d'ingénierie de la construction, (2011).

- [13] J.-F. Denoël, B. Espion, A. Hellebois, M. Provost, *Histoires de Béton Armé: Patrimoine, Durabilité et Innovations*, (2013).
- [14] Synad, *Syndicat national des adjuvants pour Bétons et Mortiers*, Edition (2005).
- [15] Infociments. Adjuvant pour béton, en France, <https://www.infociments.fr/infociments>, (2018).
- [16] *Monumental n°16: Le béton et les monuments historiques*, Editions du Patrimoine Date de parution (1997).
- [17] A. Guillerme, Cyrille Simonnet, *Le Béton, histoire d'un matériau. Économie, technique, architecture*. Paris, éd. Parenthèses, 2005. 220 pages. Ill., index des noms propres, bibliographie et biographie, Documents pour l'histoire des techniques. Nouvelle série, (14) (2007) 155-157.
- [18] X. Bezançon, D. Devillebichot, *Histoire de la construction moderne et contemporaine en France*, Editions Eyrolles, (2014).
- [19] A.Samai-Bouadjaja, *Historiographie de l'architecture moderne à Sétif Algérie,(1930-1962), Actions de modernisation et pluralité d'expressions*, Thèse de Doctorat, Université de Sétif, Algérie, 2018.
- [20] *Archives de Transmission de 2000 ans d'histoire des juifs d'Algérie* www.judaicalgeria.com.
- [21] E.Olivier, *Les Bétons*, Entreprise Moderne d'édition, Paris, France, p. 407, (1980).
- [22] F. Pousin, *Figure de la ville et construction des savoirs: Architecture, urbanisme, géographie*, CNRS, (2005).
- [23] L. Sail, F. Ghomari, A. Megnounif, *Historicité du matériau béton dans la ville de Tlemcen*, *Nature & Technology*, (5) (2011) 36.
- [24] L. Nachtigal, *Agenda du bâtiment ; INSB*, Paris, France, p. 9, (1994).
- [25] N. Domede, *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*, Thèse de Doctorat, Institut des sciences appliquées de Toulouse, France, (2006).
- [26] *Maison de l'UNESCO, Protection des monuments, des ensembles et des sites*, Paris, (1972) 19.

- [27] F. Mazouz, Le renouvellement du patrimoine bâti vétuste en Algérie, Le cas du centre-ville d'Oran, Droit et société, 2015, 151 - 170.
- [28] Centre du patrimoine mondial de l'UNESCO, Trousse d'information sur le patrimoine mondial, Paris, (2008).
- [29] M. Severo, La sélection du patrimoine mondial, une analyse des systèmes d'information de l'UNESCO, (2011).
- [30] S.Soukane, M. Dahli, Les grands axes d'un guide technique de réhabilitation de l'habitat du 19^{ème} et 20^{ème} siècle, Université de Tizi-Ouzou, Algérie, (2012).
- [31] Channing. S, La chirurgie des structures, Réhabilitation structures enveloppe CATED, (1993).
- [32] P. Brenda, Bâtiments en maçonnerie: analyse des déséquilibres statiques et techniques de consolidation, (1993).
- [33] J. Delefosse, Pathologies des fondations, Techniques de l'ingénieur, Paris, Gauthier-Villard, (2019).
- [34] G. Sanglerat *et al.* Pathologie des fondations et des reprises en sous-œuvre. 1980.
- [35] D. Poineau, Réparation et renforcement des structures, FABEM, Guide du STRES. 2010.
- [36] D. Poineau, Protection des bétons, FABEM, Guide du STRES, 2010.
- [37] S. Kenai, R. Bahar, Evaluation and repair of Algiers new airport building, Cement and concrete composites 25(6) (2003) 633-641.
- [38] D. Poineau, Guide technique du STRRES FABEM 7, Réparation et renforcement de structures par des armatures passives additionnelles, (2011).
- [39] T. Samuel *et al.* Rehabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures, Université de Douala, Cameroun, 2007.
- [40] J.J. Carpio Perez, Etude de la dépassivation et de la répassivation des armatures métalliques dans les bétons, Thèse de Doctorat, mécanique appliquée et matériaux, Université de technologie de Compiègne, France, (1991), p.380.
- [41] S.R. Yeomans, Galvanized steel in concrete: an overview, Galvanized Steel Reinforcement in Concrete, Elsevier (2004), pp. 1-289.

- [42] Irc.Ployaert, La corrosion des armatures des bétons armés et précontraints, Technologie Novembre, FEBELCEM Fédération de l'Industrie Cimentière Belge, Bruxelles , www.febelcem.be info@febelcem.be,(2008).
- [43] R. BouSSION, M. Massip, G. Olivier, F Rangeard, Mesure de la profondeur de carbonatation du beton, projet de methode d'essai (17) (1986).
- [44] M. Mamillan, Restauration des bâtiments en béton armé, Ed. Techniques Ingénieur, (1994).
- [45] C. Cochard, G. Tache, La degradation du beton arme liée a la corrosion des armatures le long du littoral Breton, Matériaux et techniques (10) (1993).
- [46] D. Hausmann, Steel corrosion in concrete--How does it occur?, Materials protection (1967).
- [47] C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote, P. Castro, Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar, Cement and Concrete research, 30(7) (2000) 1047-1055.
- [48] V. Davidovici, Séisme de BOUMERDES–21 mai 2003. *Rapport préliminaire du Ministère de l'Habitat, Rapport de Mission, Dynamique Concept*, 2003, vol. 23.
- [49] M. Zacek, Conception parasismique des bâtiments, Journée d'études, La construction parasismique dans l'Ain, France, (2009).
- [50] B. Veritas, Gestion technique du patrimoine. Réhabilitation et maintenance, Guide Veritas du Bâtiment 4 (1993).
- [51] J. Coignet, La maison ancienne, construction, diagnostic, interventions. Eyrolles,Paris, (2003).
- [52] G. Taché, D. Vié, Diagnostic des ouvrages en béton armé: facteurs de vieillissement des ouvrages, Annales du bâtiment et des travaux publics, (1998), pp. 27-37.
- [53] A.-L. Guerrin, Généralités, propriétés générales, mécanique expérimentale du béton armé, (1965).
- [54] G. Tache, Détermination de la vitesse de propagation du son dans le béton, Notice explicative (d'avril 2008).
- [55] J.-P. Bouillette, Protection de constructions en acier contre la corrosion, Serrurerie constructions métalliques (364) (1983) 33-45.

- [56] ASTM C876-91, Standard test method for half cell potentials of uncoated reinforced steel in concrete, Annual Book of ASTM Standard 4.
- [57] J. Berthelot, Matériaux Composites, Comportement Mécanique et Analyse des Structures, Tec et Doc 4eme édition, 200.
- [58] M. Boukhezar, Réhabilitation et renforcement des poutres au moyen de matériaux composites, Mémoire de Magister, Université de Constantine, Algérie, (2009), p.35.
- [59] FABEM, Béton projeté, Guide du STRES, (2010).
- [60] A. Almusallam, F. Khan, S. Dulaijan, O. Al-Amoudi, Effectiveness of surface coatings in improving concrete durability, Cement and concrete composites, 25(4-5) (2003) 473-481.
- [61] M.K. Moradllo, M. Shekarchi, M. Hoseini, Time-dependent performance of concrete surface coatings in tidal zone of marine environment, Construction and Building Materials, 30 (2012) 198-205.
- [62] R.S. Woo, H. Zhu, M.M. Chow, C.K. Leung, J.-K. Kim, Barrier performance of silane-clay nanocomposite coatings on concrete structure, Composites science and technology, 68(14) (2008) 2828-2836.
- [63] T.A. Söylev, M. Richardson, Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-the-art report, Construction and Building Materials, 22(4) (2008) 609-622.
- [64] H. Al Hajjar, Applicabilité et efficacité d'une protection galvanique aux aciers de précontrainte, Thèse de Doctorat, Université Toulouse III-Paul Sabatier, (2008).
- [65] P. Pedferri, Cathodic protection and cathodic prevention, Construction and building materials 10(5) (1996) 391-402.
- [66] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, E. Redaelli, R. Polder, Corrosion of steel in concrete, Wiley Online Library, (2013).
- [67] G. Parthiban, T. Parthiban, R. Ravi, V. Saraswathy, N. Palaniswamy, V. Sivan, Cathodic protection of steel in concrete using magnesium alloy anode, Corrosion Science, 50(12) (2008) 3329-3335.
- [68] T. Marcotte, C. Hansson, B. Hope, The effect of the electrochemical chloride extraction treatment on steel-reinforced mortar Part I: Electrochemical measurements, Cement and Concrete Research, 29(10) (1999) 1555-1560.

- [69] J. Orellan, G. Escadeillas, G. Arliguie, Electrochemical chloride extraction: efficiency and side effects, *Cement and concrete research*, 34(2) (2004) 227-234.
- [70] Association française de normalisation. NF EN 1504. Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton, (2008).
- [71] A. Souf, Etude de la durabilité des systèmes béton armé : mortiers de réparation en milieu marin, Thèse de Doctorat, Université de La Rochelle, France, (2013), p. 235.
- [72] S. Qian, J. Zhang, D. Qu, Theoretical and experimental study of microcell and macrocell corrosion in patch repairs of concrete structures, *Cement and Concrete Composites*, 28(8) (2006) 685-695.
- [73] D. Van Gemert, L. Czarnecki, P. Łukowski, E. Knapen, Cement concrete and concrete-polymer composites: two merging worlds, 11th ICPIG Congress in Berlin, 2004.
- [74] C.E. Chalioris, C.N. Pourzitidis, Self-Compacting Concrete Jacketing—Tests and Analysis, *AASRI Procedia*, 3 (2012) 624-629.
- [75] A. Benyahia, M. Ghrici, Behaviour of self compacting repair mortars based on natural pozzolana in hot climate, *Advances in concrete construction* 6(3) (2018) 285-296.
- [76] X. Zhang, Y. Luo, L. Wang, J. Zhang, W. Wu, C. Yang, Flexural strengthening of damaged RC T-beams using self-compacting concrete jacketing under different sustaining load, *Construction and Building Materials*, 172 (2018) 185-195.
- [77] F. Kassimi, A.K. El-Sayed, K.H. Khayat, Performance of fiber-reinforced self-consolidating concrete for repair of reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal* 111(6) (2014) 1277-1286.
- [78] H.A. Abdulhameed, H. Nassif, K.H. Khayat, Use of fiber-reinforced self-consolidating concrete to enhance serviceability performance of damaged beams, *Transportation Research Record*, 2672(27) (2018) 45-55.
- [79] M. Arezoumandi, C. Wirkman, J.S. Volz, Performance of fiber-reinforced self-consolidating concrete for repair of bridge substructures, *Materials Science, Structures*, (2018), 320-328.

- [80] A. Kaish, E. Sahari, N. Fong, Development of Self-compacting Fibre Reinforced Structural Mortar for Concrete Repair. In : IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. IOP Publishing, 2020. p. 012030.
- [81] H.A. Mesbah, F. Kassimi, A. Yahia, K. Khayat, Flexural performance of reinforced concrete beams repaired with fiber-reinforced SCC, Proceedings of the SCC2007, 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Gent, Belgium, 2000, pp. 637-644.
- [82] Centre de Diagnostic et Expertise (CDE), (CTC), Diagnostic Quatre batiments Kolea, Tipaza, 2013, Alger, 16.
- [83] Centre de Diagnostic et Expertise (CDE), CTC, Diagnostic Bâtisse Rais Hamidou, 2012, Alger, 9.
- [84] Centre de Diagnostic et Expertise (CDE), CTC, Diagnostic Bâtiment colonial Alger centre, 2014, Alger, 11.
- [85] Contrôle technique de construction (CTC), Diagnostic Blocs Logements Ouzera, Médéa, 2011, Médéa, 5.
- [86] Centre de Diagnostic et Expertise (CDE), CTC, Diagnostic Hotel Mazafran, Zeralda, 2017, Alger, 24.
- [87] Centre de Diagnostic et d'Expertise (CDE), CTC, Diagnostic Ecole Ben Mokadem Dziri, Cherchel, 2016, Alger, 11.
- [88] Centre de Diagnostic et d'Expertise (CDE), CTC, Diagnostic Bloc Pédagogique, Bou Ismail, Tipaza, 2013, Alger, 11.
- [89] Centre de Diagnostic et d'Expertise (CDE), CTC, Diagnostic des tribunes 1 et 2 du Stade de Rouïba, 2016, Alger, 18.
- [90] Bureau d'études en ingénierie de construction (Afr Conseils, Chéraga), Expertise d'ouvrages d'art, Pont sur Oued Mechaab RN 26, 2014, Alger, 13.
- [91] Bureau d'études en ingénierie de construction (Afr Conseils, Chéraga), Expertise d'ouvrages d'art, Pont sur Oued Megoura RN 24, 2014, Alger, 12.
- [92] Bureau d'études en ingénierie de construction (Afr Conseils, Chéraga), Expertise d'ouvrages d'art, Pont sur Oued Djmaa RN 09, 2014, Alger, 11.

- [93] Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP), Diagnostic Pont sur Oued Zeghoua, Bir Ghablou, wilaya de Bouira , 2015, Alger,12.
- [94] A. Kenai, M. Rezagui, W. Yahiaoui, B. Menadi, S. Kenai, Performance of Repair Mortar with Natural Fibers, *MRS Advances*, 5(25) (2020) 1295-1304.
- [95] B. EN, 12350-8, Testing fresh concrete, Part 8: Selfcompacting concrete, Slump-flow test, British Standards Publication, London, (2010).
- [96] B. EN, 12350-9 Testing Self Compacting Concrete: V-Funnel Test, British Standard,London, (2010).
- [97] B. EN, 12350-10 Testing Self Compacting Concrete: L-Box Test, British Standard,London, (2010).
- [98] B. EN, 12350-11 Testing Self Compacting Concrete: Sieve Segregation Test, British Standard, London, (2010).
- [99] EFNARC, The European Federation of Specialist Construction and Concrete System, The European Guidelines for Self-Compacting Concrete, Specification, Production and Use, UK, (2005).
- [100] B. Akcay, M.A. Tasdemir, Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete, *Construction and Building Materials* 28, (1) (2012) 287-293.
- [101] M. Westerholm, B. Lagerblad, J. Silfwerbrand, E. Forssberg, Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars, *Cement and Concrete Composites*, 30(4) (2008) 274-282.
- [102] M. Alberti, A. Enfedaque, J. Gálvez, On the mechanical properties and fracture behavior of polyolefin fiber-reinforced self-compacting concrete, *Construction and building materials*, 55 (2014) 274-288.
- [103] A. Kawamata, H. Mihashi, H. Fukuyama, Flexural failure properties of hybrid fiber reinforced cementitious composites, *Proceedings of AIJ Tohoku Chapter Architectural Research Meeting*, 2000, pp. 69-72.
- [104] L. Martinie, P. Rossi, N. Roussel, Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction, *Cement and concrete research*, 40(2) (2010) 226-234.

- [105] A. Bilodeau, V. Kodur, G. Hoff, Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire, *Cement and Concrete Composites*, 26(2) (2004) 163-174.
- [106] P. Shafigh, H. Mahmud, M.Z. Jumaat, Effect of steel fiber on the mechanical properties of oil palm shell lightweight concrete, *Materials & Design*, 32(7) (2011) 3926-3932.
- [107] O. Kayali, M. Haque, B. Zhu, Some characteristics of high strength fiber reinforced lightweight aggregate concrete, *Cement and Concrete Composites*, 25(2) (2003) 207-213.
- [108] N. Haddadou, R. Chaid, Y. Ghernouti, N. Adjou, The effect of hybrid steel fiber on the properties of fresh and hardened self-compacting concrete, *Journal of Building Materials and Structures*, 1(2) (2014) 65-76.
- [109] V. Corinaldesi, G. Moriconi, Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions, *Cement and Concrete Composites*, 33(5) (2011) 596-601.
- [110] Ganesh, A. Chithambar et Muthukannan, M. Effect of steel fibers over the Self Compacting Concrete. *Int. J. Innovative Technol. Explor. Eng.*, 2019, vol. 9, no 2S2, p. 38-41.
- [111] Irki I, Debieb F, Kadri E-H, et al. Effect of the length and the volume fraction of wavysteel fibers on the behavior of self-compacting concrete. *J Adhes Sci Technol*. 2017;31(7):735–748.
- [112] G. Centonze, M. Leone, M. Aiello, Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization, *Construction and Building Materials*, 36 (2012) 46-57.
- [113] E. Awwad, M. Mabsout, B. Hamad, M.T. Farran, H. Khatib, Studies on fiber-reinforced concrete using industrial hemp fibers, *Construction and Building Materials*, 35 (2012) 710-717.
- [114] P. Rossi, *Les bétons de fibres métalliques*, Ed. Techniques Ingénieur 1998, Paris, Tec et Doc-Lavoisier.
- [115] M. Hassanpour, P. Shafigh, H.B. Mahmud, Lightweight aggregate concrete fiber reinforcement—a review, *Construction and Building Materials*, 37 (2012) 452-461.

- [116] Y. Mohammadi, S. Singh, S. Kaushik, Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state, *Construction and Building Materials*, 22(5) (2008) 956-965.
- [117] A.P. Fantilli, P. Vallini, B. Chiaia, Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi-axial compression, *Cement and Concrete Composites*, 33(4) (2011) 520-527.
- [118] S. Yehia, A. Douba, O. Abdullahi, S. Farrag, Mechanical and durability evaluation of fiber-reinforced self-compacting concrete, *Construction and Building Materials*, 121 (2016) 120-133.
- [119] A. Kawamata, H. Mihashi, H. Fukuyama, Properties of hybrid fiber reinforced cement-based composites, *Journal of advanced concrete Technology*, 1(3) (2003) 283-290.
- [120] C. Wang, X. Liu, W. Liu, Z. Li, Effects of Different Interface Forms on Mechanical Properties of Steel Self-Compacting Concrete Composite Beams, *Advances in Civil Engineering*, 2020, 1-17.
- [121] S. Kenai, A. Refai, J. Brooks. The use of polymer grids as surface reinforcement to plain and reinforced concrete. *Proceedings of DeCSAT 95 symposium on new development in concrete science and technology 12–15 September; 1995. China: Publisher.*
- [122] J. Granju, Thin bonded overlays: about the role of fiber reinforcement on the limitation of their debonding, *Advanced Cement Based Materials*, 4(1) (1996) 21-27.
- [123] L. Domagała, Modification of properties of structural lightweight concrete with steel fibres, *Journal of Civil Engineering and Management*, 17(1) (2011) 36-44.