

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université De Blida 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Option : Matériaux en Génie Civil

Thème

**Formulation d'un Béton Auto-Cicatrisant et Etude Paramétrique entre
BO et BAC pour une Structure R+9+ 2 S-Sol**

Présentée par :

FETOUHI Amina

Devant les membres de jury :

Mme. BOULAGHBAR	U. Saad Dahleb-Blida	Présidente
Dr. MESSAOUDI. F	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Dr. HALFAIA. FZ	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mr. BENIDIR. A	CNERIB	Co-promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Dieu, qui m'a accordé la santé, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ma formation de Master et aboutir à la réalisation de ce travail de recherche.

*Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements à ma promotrice, **Madame HALFAYA F/Z**, pour ses conseils avisés, ses suggestions pertinentes et la confiance qu'elle m'a témoignée tout au long de ce travail. Son accompagnement constant a été pour moi d'un grand soutien.*

*Mes remerciements s'adressent également à mon co-promoteur, **Monsieur BENIDIR Adel**, pour la qualité de son encadrement, ses conseils précieux et son implication tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

Je remercie vivement les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire.

Je souhaite également remercier l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, qui ont su transmettre leur savoir avec engagement et ont largement contribué à ma formation.

Enfin, j'adresse ma profonde gratitude à toutes les personnes, de près ou de loin, ayant contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dedicace

Je me dédie ce travail, en hommage à toutes les fois où j'ai voulu abandonner, À mes nuits blanches, à mes efforts invisibles. Ce projet est aussi la preuve que je peux aller au bout de mes rêves.

À ma mère

Vous êtes les racines profondes qui ont nourri chaque étape de mon chemin. Votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux et vos prières discrètes ont été ma force dans les moments les plus difficiles. Grâce à votre foi en moi, même lorsque je doutais, j'ai pu avancer et grandir. Ce projet est autant le vôtre que le mien. Merci du fond du cœur.

À la mémoire de mon père

À toi, mon père, parti trop tôt mais toujours présent dans mon cœur. Ton souvenir m'accompagne chaque jour, dans mes efforts comme dans mes réussites. Tu m'as transmis la force, l'honnêteté et la volonté de ne jamais abandonner. Ce travail est un hommage à ce que tu as été pour moi : un repère, un modèle, un pilier silencieux. Que cette réussite te parvienne là où tu es.

À mon frère

Votre présence a toujours été une source de force et d'encouragement. Je suis profondément fière d'avoir un frère aussi sage, bienveillant et attentionné, qui a su être mon repère et mon allié tout au long de ce parcours.

À mes sœurs, Siham et Soulef

Votre tendresse et vos conseils m'ont été précieux. Vous êtes mes complices, mes confidentes, et je vous aime profondément. Merci pour votre soutien inconditionnel et votre amour inestimable.

A toutes mes amies Wissem ,Khadidja,Merieme, Nafissa , Nosaiba , Manel ... Merci pour les fous rires, les confidences, et tous ces moments inoubliables, Vous êtes précieuses.

ملخص

هذا المشروع هو دراسة تجريبية حول الخرسانة ذاتية الإصلاح، وهي مادة مبتكرة قادرة على إصلاح تشققاتها بنفسها. الهدف الرئيسي هو إطالة عمر المنشآت، وتقليل عمليات الصيانة، والمساهمة في البناء المستدام. تتمثل المرحلة الأولى من العمل في صياغة خلطات خرسانة معدلة بالسيليكاات الصوديوم، وإجراء اختبارات ميكانيكية (الضغط والانحناء)، ومتابعة تطور عملية إصلاح الشقوق باستخدام طرق غير مدمرة، لا سيما بالموجات فوق الصوتية. ونظرًا لبطء هذه العملية (من 90 يومًا إلى سنة)، فإنه من الضروري إجراء متابعة منتظمة لتقييم فعاليتها. كما أبرزت الدراسة بعض القيود، لا سيما تلك المتعلقة بجرعات عالية من المواد المضافة، التي يمكن أن تضعف مصفوفة الخرسانة. لذلك، تم اقتراح تعديلات على التركيبة من أجل إيجاد توازن مثالي بين فعالية الإصلاح الذاتي والمتانة الميكانيكية. بالتوازي مع ذلك، تم إجراء دراسة هيكلية لمبنى مكون من 9 طوابق، وتم حساب حديد التسليح للأعمدة والعوارض. تم إجراء دراسة بارامترية واقتصادية لتقييم الجانب المالي وإمكانات الخرسانة ذاتية الإصلاح في السوق.

Résumé

Ce projet est l'étude expérimentale sur le béton auto-cicatrisant, un matériau innovant capable de réparer ses propres fissures. L'objectif principal est de prolonger la durée de vie des ouvrages, de réduire les interventions de maintenance, et de contribuer à une construction durable.

La première partie du travail consiste à formuler des bétons modifiés au silicate de sodium, à réaliser des essais mécaniques (compression et flexion), et à suivre l'évolution de la cicatrisation des fissures à l'aide de méthodes non destructives, notamment par ultrasons. Le phénomène étant lent (de 90 jours à un an), un suivi régulier est nécessaire pour en évaluer l'efficacité.

L'étude a également permis de mettre en évidence certaines limites, notamment liées à un dosage élevé en adjuvants, pouvant fragiliser la matrice du béton. Des ajustements de formulation sont donc proposés afin de trouver un équilibre optimal entre efficacité autoguérissante et durabilité mécanique.

En parallèle, une étude structurelle d'un bâtiment R+9 a été faite, le ferrailage des poteaux et des poutres a été calculé. Une étude paramétrique et économique a été réalisée afin d'évaluer l'aspect financier et le potentiel du béton auto-cicatrisant sur le marché.

Abstract

This project is an experimental study on self-healing concrete, an innovative material capable of repairing its own cracks. The main objective is to extend the service life of structures, reduce maintenance interventions, and contribute to sustainable construction.

The first part of the work consists of formulating sodium silicate-modified concretes, performing mechanical tests (compression and bending), and monitoring the evolution of crack healing using non-destructive methods, in particular ultrasound. As the phenomenon is slow (taking 90 days to a year), regular monitoring is necessary to evaluate its effectiveness.

The study also highlighted certain limitations, particularly related to high doses of admixtures, which can weaken the concrete matrix. Formulation adjustments are therefore proposed in order to find an optimal balance between self-healing efficiency and mechanical durability.

At the same time, a structural study of a nine-story building was carried out, and the reinforcement of the columns and beams was calculated. A parametric and economic study was carried out to evaluate the financial aspect and market potential of self-healing concrete.

Table des matières

Remerciements

Dedicace

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des symboles

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale 1

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1 Introduction.....5

I.2 Définition du béton auto-cicatrisant 5

I.3 Historique sur les bétons auto-cicatrisant 5

I.4 Composition du béton auto-cicatrisant 7

I.5 Mécanismes d'auto-cicatrisation du béton 8

I.5.1 Hydratation du ciment non réagi 9

I.5.2 Carbonatation 10

I.5.3 Réaction du silicate de sodium (capsules ou solution) 12

I.5.4 Mécanismes biologiques (optionnel)..... 12

I.5.5 Autres mécanismes d'auto cicatrisation..... 13

I.6 Conditions favorables à l'auto-cicatrisation 14

I.7 Mécanismes Déclencheurs de l'Auto-Cicatrisation 14

I.7.1 Hydratation du ciment résiduel 14

I.7.2 Carbonatation 14

I.7.3 Réaction du silicate de sodium 14

I.7.4 Composition du béton..... 14

I.8 Les facteurs favorisant le mécanisme d'auto-cicatrisation 14

I.8.1 Propriétés et rôle du silicate de sodium (Na_2SiO_3) dans l'auto-cicatrisation du
béton 15

I.9 Paramètres influençant le mécanisme d'auto-cicatrisation..... 17

I.9.1 Facteurs généraux influençant l'auto-cicatrisation..... 17

I.9.2 Facteurs influençant la préparation du béton auto- cicatrisant..... 17

I.9.3	Autre	19
I.9.4	Intégration de capsules contenant l'agent cicatrisant	19
I.9.5	Rapports E/C et C/S.....	19
I.9.6	PH de la matrice cimentaire	20
I.9.7	Âge du béton au moment de la fissuration	21
I.9.8	Paramètres environnementaux.....	21
I.9.9	Paramètres physiques	22
I.10	Méthode de vérification que l'auto cicatrisation a commencé.....	23
I.10.1	Surveillance par ultrasons	23
I.10.2	Mesures acoustiques linéaires.....	23
I.11	Premiers résultats et implications.....	25
I.11.1	Tests mécaniques	25
I.11.2	Temps nécessaire pour la cicatrisation et observation du début du processus	25
I.11.3	Surveillance par l'ultrason	25
I.12	Mécanisme d'action du silicate de sodium	26
I.13	Les Mécanismes de Guérison du Béton	26
I.13.1	Guérison intrinsèque	27
I.13.2	Encapsulation d'agents de guérison.....	27
I.13.3	Systèmes vasculaires intégrés.....	27
I.13.4	Approches biochimiques.....	27
I.14	Rôle des Silicates Alcalins dans la Guérison	27
I.14.1	Réduction de la perméabilité	27
I.14.2	Précipitation de gels de silicate de calcium hydraté (C-S-H)	27
I.14.3	Formation progressive d'une barrière hydrophobe.....	28
I.15	Proportions et effets des silicates alcalins	28
I.16	Impact des agents cicatrisants sur les armatures du béton armé	35
I.16.1	Choix du silicate de sodium et méthode de préparation	35
I.16.2	Composition.....	35
I.16.3	Méthode de préparation	36
I.16.4	Facteurs d'efficacité.....	36
I.17	Volume d'Agent Cicatrisant (Silicate de Sodium) à Incorporer	36
I.18	Les caractéristiques et avantages du béton fibré	37
I.19	Types de fibres et leurs applications	37

I.20	Effets des fibres sur les performances du béton.....	38
I.20.1	Résistance à la compression	38
I.20.2	Résistance en flexion et traction	39
I.20.3	Fissuration et auto-cicatrisation	39
I.21	Conclusion.....	39
Chapitre II : Matériaux et essais		
II.1	Introduction	42
II.2	Matériaux utilisés	42
II.2.1	Ciment	42
II.2.2	Granulat	43
II.2.3	Eau de gâchage	45
II.2.4	Les fibres	45
II.2.5	Produit chimique : silicate de sodium	46
II.3	Partie 2 : Programme des essais, essai préliminaire et protocoles expérimentaux.....	48
II.3.1	Analyse Granulométrique.....	48
	On tamise un granulat sec à travers des tamis de mailles décroissantes pour mesurer la masse retenue et tracer la courbe granulométrique.	48
	Tamis normalisés, balance, vibreur (si disponible)	48
II.3.2	Masse volumique apparente	53
II.3.3	Masse volumique absolue	56
II.3.3	Essai d'équivalent de sable.....	58
II.3.4	Préparation d'une solution de silicate de sodium (rapport $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 2,5$)....	61
II.3.5	Formulation des bétons selon la méthode de Dreux-Gorisse[21]	63
II.3.6	Essai Contrôle de la consistance : Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).....	71
II.3.7	Essai de compression [NF EN 12390-3]	75
II.3.8	Essai de traction par fendage (brésilien)	76
II.3.9	Essai de flexion.....	77
II.4	Conclusion.....	79
Chapitre III : Résultats et discussion		
III.1	Introduction	82
III.2	Les essais réalisés.....	82
III.2.1	Essais à l'état frais :	82
III.2.2	Essais à l'état durci	83
III.3	Conclusion.....	101

Chapitre IV : Note de calcul d'un bâtiment R+9+2 S -sol

IV.1	Introduction	103
IV.2	Présentation de l'ouvrage	103
IV.3	Hypothèses de calcul	105
IV.3.1	Béton	105
IV.3.2	Acier	106
IV.4	Prédimensionnement des éléments structuraux	106
IV.4.1	Plancher en corps creux	106
IV.4.2	Plancher à dalle pleine	107
IV.4.3	Pré dimensionnement des poutres	107
IV.4.4	Prédimensionnement des voiles	109
IV.4.5	Prédimensionnement des poteaux	110
IV.5	Etude dynamique et sismique	114
IV.5.1	Méthodes de calcul	114
IV.6	Modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS 22.5 structural	118
IV.6.1	Résultats de la structure auto-stable	119
IV.6.2	Résultats de la structure initiale	120
IV.6.3	Spectre de réponse	120
IV.7	Disposition des voiles de contreventement	121
IV.7.1	Vérification de la résultante des forces sismique	124
IV.7.2	Vérification de l'interaction voiles-portiques	125
IV.7.3	Vérification de l'effort normal réduit	125
IV.7.4	Vérifications des déplacements	126
IV.7.5	Vérification l'effort normal réduit	127
IV.7.6	Justification vis-à-vis del'effet $P-\Delta$	128
IV.8	Ferraillage des éléments structuraux	129
IV.8.1	Ferraillage des poteaux	130
IV.9	Conclusion	144

Chapitre V : Etude économique et paramétrique du béton auto-cicatrisant

V.1	Introduction	146
V.2	Avantages et inconvénients du béton auto-cicatrisant	146
V.2.1	Avantages principaux	146
V.2.2	Inconvénients et limites	146
V.3	V.3. Étude paramétrique	147

V.3.1 Paramètres influents sur l'efficacité de la cicatrisation	147
V.3.2 Pourcentage d'améliorations mesurées dans la littérature.....	147
V.4 Étude économique	147
V.4.1 Coût du béton auto-cicatrisant.....	147
V.4.2 Coût des matériaux utilisés.....	147
V.4.3 Coût de mise en œuvre	148
V.4.4 Coût de production comparé	148
V.5 Analyse économique sur le cycle de vie	149
V.6 Retour sur investissement (ROI).....	150
V.7 Études de cas et projets pilotes.....	150
V.8 Potentiel de développement en Algérie.....	150
V.8.1 Contexte algérien.....	150
V.8.2 Stratégies d'introduction et acceptabilité	150
V.9 Analyse du marché mondial et perspectives	151
V.9.1 Impact sur l'économie circulaire	151
V.9.2 Perspectives de marché.....	151
V.9.3 État actuel du marché mondial	152
V.9.4 Opportunités pour l'Algérie	152
V.9.5 Stratégie de mise sur le marché	153
V.10 Conclusion.....	153
Conclusion générale et perspectives	154
Reference bibliographique	
Annexes	

Liste des symboles

- CaCO_3 : Carbonate de calcium
- G/S : Gravier/Sable
- C/S : ciment / sable
- E/C : Rapport eau sur ciment
- pH : potentiel hydrogène
- Al_2O_3 : Alumine
- MF : Module de finesse
- ESP : Equivalent de sable Piston
- ESV : Equivalent de sable visuel
- ρ_{app} : Masse volumique apparente
- ρ_{abs} : Masse volumique absolue
- MgO : Oxyde de magnésium
- CaOH : Chaux hydratée
- R_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours
- R_c : Refus cumulé sous les tamis
- CSH : Silicate de calcium hydraté
- CO_2 : dioxyde de carbone
- CEM II : Ciment portland composé (avec ajouts)
- Al_2O_3 : Alumine
- C_2S : Silicate bicalcique (belite)
- C_3S : Silicate tricalcique (alite)
- C_3A : Aluminate tricalcique
- C_4AF : Ferro aluminate calcique
- CaO : L'oxyde de calcium
- $\text{Ca}(\text{OH})_2$: l'hydroxyde de calcium, chaux éteinte , portlandite
- Cl : Chlore
- CEM II : Ciment portland composé (avec ajouts)
- Fe_2O_3 : Oxyde de fer
- K_2O : Oxyde de potassium
- Na_2O : Oxyde de sodium,
- SiO_2 : Dioxyde de silicium

- SO_3 : Trioxyde de soufre
- Na_2OSiO_3 : silicate de sodium
- $\text{Mg}(\text{OH})_2$: l'hydroxyde de magnésium

Liste des figures

Figure I. 1: Effet de l'ouverture de fissure sur la perméabilité a l'eau	8
Figure I. 2 : Techniques de microscopie utilisées dans le béton auto-cicatrisant à base de bactéries :	9
Figure I. 3: Les deux réactions forment du carbonate de calcium,.....	10
Figure I. 4: Formation de calcite dans les fissures	11
Figure I. 5: Méthodes d'auto-cicatrisation autogène	11
Figure I. 6: Présence d'hydrates dans une bulle d'air au niveau de la fissure (largeur de 78 /zm) ; Jacobsen a observé des C-S-H au niveau des fissures, grâce à un MEB.....	12
Figure I. 7: Composition chimique des produits d'autocicatrisation	13
Figure I. 8: Les procédures d'auto-cicatrisation sont organisées de manière hiérarchique [13].....	16
Figure I. 9: Influence du rapport E/C sur les regains de résistance pour les séries de mortier [9] [27]	20
Figure I. 10: Influence du rapport E/C sur les regains de résistance pour les séries de mortier [9] [27].	21
Figure I. 11: Effet de la temperature sur la permeabilitea l'eau pour une fissure de 0,05 mm [8].....	22
Figure I. 12: Schéma du dispositif expérimental de contrôle non destructif (a), et illustration du décalage du signal coda provoqué par la présence d'une fissure selon le niveau d'excitation : comparaison entre une éprouvette non fissurée (en haut) et une éprouvette fissurée (en bas) (b).....	24
Figure I. 13: Graphique 1. Configuration expérimentale : (a) Photographie de la configuration mise en œuvre ; (b) Croquis du configuration électronique.....	25
Figure I. 14: Cercle proportionnel permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié.....	29
Figure I. 15: Illustration des différents types de fibres mentionnés précédemment	38
Figure I. 16: Illustration suggérée : images MEB de l'interface fibre/matrice selon le type de stratifié (LMW, MMW, HMW).	38
 Figure II. 1: Ciment Matine E CEM II/ 42.5 N	42
Figure II. 2: Sable de dune utilisé comme matériau dans le béton.....	44
Figure II. 3: Sable de carrière utilisé comme matériau dans le béton.	44
Figure II. 4: Gravier 8/15 utilisé dans l'étude.	45
Figure II. 5: Gravier 3/8 utilisé dans l'étude.	45
Figure II. 6: Illustration des fibres SikaFibre® Metal Chapes utilisées dans le béton.	45
Figure II. 7: Solution de silicate de sodium utilisée dans le béton auto-cicatrisant.	46
Figure II. 8: Solution de silicate de sodium utilisée dans le béton auto-cicatrisant.	47
Figure II. 9: Cercle proportionnel permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié.	47
Figure II. 10: Matériaux placés dans l'étuve pour séchage.	48
Figure II. 11: Courbe granulométrique de gravier 8/15.	49
Figure II. 12: Courbe granulométrique de gravier 3/8.	49

Figure II. 13: Courbe granulométrique du sable 0/5.	50
Figure II. 14: Courbe granulométrique du sable 0/6,3.	51
Figure II. 15: Quantité de sable 1 (sable de dune).....	52
Figure II. 16: Quantité de sable 2 (sable de carrière).	52
Figure II. 17: Préparation du mélange à partir des deux sables (sable de dune et sable de carrière.	52
Figure II. 18: Courbe granulométrique des matériaux utilisée.....	53
Figure II. 19: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.....	53
Figure II. 20: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.....	54
Figure II. 21: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.....	54
Figure II. 22: Gravier 8/15 et gravier 3/8 avec un volume de récipient constant de 5 litres.	56
Figure II. 23: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.....	56
Figure II. 24: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.....	57
Figure II. 25: illustrant la préparation de l'échantillon.	59
Figure II. 26: Illustration du pesage de l'échantillon.	59
Figure II. 27: Illustrations des équipements de laboratoire utilisés pour la détermination l'équivalent de sable.	60
Figure II. 28: Introduction du sable dans la solution lavante.	60
Figure II. 29: Agitation de l'éprouvette pour homogénéisation du mélange.	60
Figure II. 30: Prise de mesure après repos du mélange.....	61
Figure II. 31: Préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.	62
Figure II. 32: Organigramme de préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.....	62
Figure II. 33: Abaque permettant la détermination de C_{opt}	64
Figure II. 34: Schéma de la courbe granulaire de référence pour un béton avec des granulats de $D_{max} \leq 20$ mm.....	65
Figure II. 35: Valeurs du terme correcteur K selon le dosage en ciment, la puissance de vibration et l'angularité des granulats [23].	65
Figure II. 36: Utilisation de la courbe granulaire de référence.	66
Figure II. 37: Tracé de la composition granulaire de référence.	67
Figure II. 38: Composition granulaire exprimée en pourcentage.....	67
Figure II. 39: Éprouvettes vides avant la préparation Il faut ensuite peser avec précision les quantités de ciment, sable, gravier, eau et fibre conformément à la formulation définie pour la préparation du béton.	69
Figure II. 40: Pesage des quantités de sable, gravier et ciment.....	70
Figure II. 41: Pesage des fibres.	70
Figure II. 42: Mise en œuvre du béton dans le malaxeur.....	70
Figure II. 43: Mesure de l'affaissement.....	72
Figure II. 44: Remplissage du cône d'Abrams avec les différentes formulations de béton après malaxage.....	72
Figure II. 45: Illustration de l'affaissement des différentes formulations (4 formulations).	72
Figure II. 46: Remplissage des éprouvettes avec les différentes formulations de béton après malaxage.....	73

Figure II. 47: Uniformiser la surface des éprouvettes à l'aide d'une spatule afin d'assurer une finition parfaitement lisse.....	74
Figure II. 48: Remplissage des moules pour la réalisation des éprouvettes en béton.	74
Figure II. 49: Conservation des éprouvettes dans l'eau.	75
Figure II. 50: Écrasement des éprouvettes cylindrique et cubique a 28 j.....	76
Figure II. 51: Dispositif utilisé pour l'essai de traction par fendage.....	77
Figure II. 52: Appareil de chargement flexion 3 point [EN 12390-5]	78
Figure II. 53: Manipulation de l'éprouvette en essai de flexion.	78
Figure II. 54: Organigramme des essais sur le béton à l'état frais et durci.	79
Figure II. 55: Organigramme de préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.....	80

Figure III. 1: Illustration de l'affaissement des différentes formulations (4 formulations).	82
Figure III. 2: Résistance mécanique du béton témoin – Éprouvette cubique (à gauche) et cylindrique (à droite)	83
Figure III. 3: Résistance à la compression selon différentes formulations – Comparaison entre deux types d'éprouvettes.	86
Figure III. 4: Illustration comparative de l'aspect des éprouvettes après essai de traction par fendage : à gauche, béton témoin ; à droite, béton fibré montrant une fissuration modifiée par la présence des fibres.	87
Figure III. 5: Histogramme montrant la résistance à la traction pour le béton témoin et le béton fibré.	87
Figure III. 6: Illustration de l'essai de flexion et de la fissuration de l'éprouvette au milieu.	88
Figure III. 7: Courbe Force – Déplacement d'éprouvette témoin.....	89
Figure III. 8: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes témoins.	89
Figure III. 9: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes témoins fibré.....	90
Figure III. 10: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes solutions.	90
Figure III. 11: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes solutions fibré.....	90
Figure III. 12: La courbe montre la force maximale moyenne (F_{max}) obtenue pour les six éprouvettes associées à chaque formulation	92
Figure III. 13: L'histogramme montre la résistance moyenne à la flexion (R_f) obtenue pour les six éprouvettes associées à chaque formulation.....	92
Figure III. 14: Présentation de l'appareil à ultrasons avec deux transducteurs et gel.....	94
Figure III. 15: Histogramme des profondeurs de fissure pour l'ensemble des éprouvettes.	96
Figure III. 16: Vue illustrative de la technique de mesure de fissure par ultrasons avec deux transducteurs placés de part et d'autre de la fissure.	96
Figure III. 17: Présentation du microscope optique.....	97
Figure III. 18: Microstructure du béton témoin observée au microscope optique.....	99
Figure III. 19: Microstructure du béton avec silicate de sodium observée au microscope optique.	99

Figure IV. 1: Vue en plan du RDC et du 1er étage.	104
---	-----

Figure IV. 2: Vue en plan de l'étage courant	104
Figure IV. 3: Vue en élévation de la façade principale	105
Figure IV. 4: Conception de la structure initiale.	119
Figure IV. 5: Conception de la structure initiale. 3eme étage.	119
Figure IV. 6: Spectre de réponse.	121
Figure IV. 7: Modèle présentant la disposition des voiles — à gauche : RDC et 1er étage ; à droite : étage courant.	122
Figure IV. 8: Modèle en vue 3D.....	122
Figure IV. 9: Schéma de ferrailage des poteaux.	137
Figure IV. 10: Schéma de ferrailage des poutres porteuses.	143
Figure IV. 11: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.	144
 Figure V. 1: Analyse économique du béton classique vs béton auto-cicatrisant.....	149
Figure V. 2: Évolution du marché mondial du béton auto-cicatrisant (2022–2030) et principaux acteurs	151
Figure V. 3: Prévisions de croissance régionale du marché mondial du béton auto- cicatrisant (2023–2030)	152

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Paramètres environnementaux et matériaux affectant la régénération du béton.....	14
Tableau I. 2: Permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié.	28
Tableau I. 3: Comparaison des matériaux et mécanismes d’auto-cicatrisation	30
Tableau I. 4: Comparaison des proportions avant et après auto-cicatrisation.....	32
Tableau I. 5: Comparaison des performances béton ordinaire vs auto-cicatrisant.....	33
Tableau I. 6: Techniques d’application des agents cicatrisants avec dosages indicatifs	36
Tableau I. 7: Types de fibres et leur contribution aux performances du béton.....	37
Tableau I. 8: Effet des fibres et de leur dosage sur les propriétés mécaniques du béton ...	39
Tableau II. 1: Composition minéralogiques du ciment (voir la fiche technique de ciment)	43
Tableau II. 2: Composition chimique typique du ciment CEM II/B-L 42.5 N.....	43
Tableau II. 3: Caractéristiques physiques du ciment	43
Tableau II. 4: Présentant la composition chimique typique du sable de dune [38]	44
Tableau II. 5: résume les caractéristiques principales des fibres SikaFibre® Metal Chapes utilisées dans les formulations. Pour plus d’informations, voir la fiche technique en annexe	46
Tableau II. 6: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente.....	54
Tableau II. 7: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente.....	55
Tableau II. 8: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente.....	55
Tableau II. 9: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente.....	55
Tableau II. 10: Résultats de la masse volumique apparente du sable 0/5	57
Tableau II. 11: Résultats de la masse volumique apparente du sable 0/6,3.....	57
Tableau II. 12: Résultats de la masse volumique apparente de gravier 3/8	57
Tableau II. 13: Résultats de la masse volumique apparente de gravier 8/15	57
Tableau II. 14: Résultats de la masse volumique apparente de melange	57
Tableau II. 15: Affaissement au cône conseillé en fonction du type d’ouvrage à réaliser.	63
Tableau II. 16: Tableau des paramètres principaux	63
Tableau II. 17: Tableau de dosages en ciment et en eau.....	64
Tableau II. 18: Formulation du squelette granulaire.....	67
Tableau II. 19: Dimensions et volumes des éprouvettes.....	68
Tableau II. 19: Dimensions et volumes des éprouvettes.....	68
Tableau II. 20: quantité des matériaux en kg pour 0,184 m ³	68
Tableau II. 21: Description des différentes formulations de béton.....	69

Tableau III. 1: Résultats d'affaissement et leur interprétation.....	82
Tableau III. 2: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cubique	83
Tableau III. 3: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cylindrique	84
Tableau III. 4: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cubique	84
Tableau III. 5: Résistance mécanique du béton témoin fibré éprouvette cylindrique	84
Tableau III. 6: Résistance mécanique du béton +silicate.....	84
Tableau III. 7: Résistance mécanique du béton +silicate éprouvette cubique	85
Tableau III. 8: Résistance mécanique du béton fibré +silicate éprouvette cubique	85
Tableau III. 9: Résistance mécanique du béton fibré +silicate éprouvette cubique	85
Tableau III. 10: Résistance à la traction du béton témoin et du béton fibré	87
Tableau III. 11: Résultat d'éprouvette 1 pour le béton témoin (Voir l'annexe pour les autres éprouvettes et formulations.).....	89
Tableau III. 12: Comparaison des performances mécaniques des différentes formulations	91
Tableau III. 13: Étapes pour mesurer la profondeur d'une fissure par ultrasons.....	95
Tableau IV. 1: Loi de dégression	113
Tableau IV. 2: Récapitulatif de la descente de charge	113
Tableau IV. 3: Choix final de la section des poteaux.....	114
Tableau IV. 4: Valeurs des pénalités P_q	116
Tableau IV. 5: Valeurs du coefficient de pondération ψ	116
Tableau IV. 6: Valeurs de classification des sites	116
Tableau IV. 7: Valeurs du coefficient CT	117
Tableau IV. 8: Résultats ETABS – Modèle initial (avant l'ajout des voiles).....	120
Tableau IV. 9: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	123
Tableau IV. 10: Vérifications de la résultante des forces sismiques.....	124
Tableau IV. 11: Tableau : Forces sismiques – Résultats après majoration.....	125
Tableau IV. 12: Vérification de l'interaction sous charges verticales.	125
Tableau IV. 13: Vérification de l'effort normal réduit.....	126
Tableau IV. 14: Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.	126
Tableau IV. 15: Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.	127
Tableau IV. 16: Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 55x55.....	127
Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50.....	128
Tableau IV. 18: Vérification de l'effort normal réduit voile 485x20.....	128
Tableau IV. 19: Vérification des effets $P-\Delta$ sens X-X.	129
Tableau IV. 20: Vérification des effets $P-\Delta$ sens Y-Y	129
Tableau IV. 21: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	130
Tableau IV. 22: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).	131
Tableau IV. 23: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).	131
Tableau IV. 24: Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).	131
Tableau IV. 25: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).	132
Tableau IV. 26: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).	132
Tableau IV. 27: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).	132
Tableau IV. 28: Choix des armatures des poteaux.....	132

Tableau IV. 29: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	133
Tableau IV. 30: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	133
Tableau IV. 31: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	133
Tableau IV. 32: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	135
Tableau IV. 33: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.	136
Tableau IV. 34: Choix des armatures transversales pour les poteaux.	136
Tableau IV. 35: Ferrailage des poutres porteuses 30x50.	139
Tableau IV. 36: Ferrailage des poutres porteuses 30x50.	139
Tableau IV. 37: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.	139
Tableau IV. 38: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.	139
Tableau IV. 39: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.	139
Tableau IV. 40: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.	140
Tableau IV. 41: Vérification de la condition de non fragilité.	140
Tableau IV. 42: Vérification des poutres (30x50) à l'ELS.	140
Tableau IV. 43: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.	141
Tableau IV. 44: Vérification de la contrainte de cisaillement.	141
Tableau IV. 45: Calcul des armatures transversales	142
Tableau IV. 46: Récapitulatif du calcul de la flèche.	143
Tableau V. 1: Effets de l'auto-cicatrisation sur les propriétés du béton.	147
Tableau V. 2: Comparaison des coûts entre béton ordinaire et béton auto-cicatrisant	148
Tableau V. 3: Coût estimatif des bétons utilisés ($\text{€}/\text{m}^3$)	148
Tableau V. 4: Évolution des coûts et de la durée de vie selon le type de béton.	148
Tableau V. 5: Béton classique vs. Béton auto-cicatrisant – Critères économiques et environnementaux.	152

Introduction générale

Le béton, matériau de construction universellement utilisé, occupe une place centrale dans notre environnement moderne. Présent dans les bâtiments, les ponts, les routes, les barrages ou encore les infrastructures industrielles, il est devenu la deuxième substance la plus consommée dans le monde après l'eau. Son succès s'explique par sa facilité de mise en œuvre, sa résistance mécanique, sa durabilité face aux conditions climatiques, et son coût économique comparé à d'autres matériaux.

Constitué principalement de ciment, d'eau, de granulats, et parfois d'adjuvants, le béton a connu, au fil des décennies, de nombreuses évolutions dans sa composition afin de répondre aux exigences croissantes en matière de performance, de durabilité et d'impact environnemental. Parmi ces évolutions, les chercheurs s'intéressent de plus en plus à une propriété innovante : la capacité d'auto-cicatrisation.

En effet, malgré ses nombreuses qualités, le béton présente une faiblesse majeure : la fissuration. Ce phénomène, souvent inévitable, apparaît sous l'effet de contraintes mécaniques, thermiques, du retrait ou encore de conditions environnementales. Les fissures, même de très faible largeur, peuvent compromettre la durabilité de la structure en facilitant la pénétration des agents agressifs tels que les chlorures, les sulfates ou le dioxyde de carbone. Cela entraîne la corrosion des armatures, la perte de résistance, et à long terme, des désordres structurels importants.

C'est dans ce contexte qu'émerge l'intérêt pour le béton auto-cicatrisant, un matériau capable de réparer spontanément ses fissures sans intervention humaine. Ce type de béton repose sur des mécanismes naturels ou activés, qui permettent la formation de produits minéraux (comme le carbonate de calcium ou le gel C-S-H) au sein même des fissures, permettant ainsi de les combler progressivement.

Parmi les mécanismes les plus étudiés, on retrouve :

- La poursuite de l'hydratation du ciment non réagi,
- La carbonatation du calcium libéré,
- L'activation de capsules contenant des agents cicatrisants, comme le silicate de sodium, qui réagit pour former un gel minéral obstruant les fissures.

Dans un contexte où les coûts de maintenance sont de plus en plus élevés, où les structures vieillissent, et où les exigences environnementales deviennent pressantes, cette capacité d'auto-réparation du béton représente une avancée prometteuse. Elle permet non seulement de prolonger la durée de vie des ouvrages, mais aussi de réduire la fréquence des réparations,

la consommation de ressources, et donc l'empreinte carbone globale du secteur du bâtiment et des travaux publics.

L'objectif de ce travail est d'étudier le phénomène d'auto-cicatrisation dans le béton, en analysant les principaux mécanismes impliqués (hydratation résiduelle, carbonatation, réaction du silicate de sodium), et en identifiant les facteurs influençant leur efficacité. L'étude repose sur une approche expérimentale, comparant le comportement de bétons témoins à celui de bétons modifiés, soumis à des conditions favorables à la cicatrisation.

Tous les essais expérimentaux ont été réalisés au Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB), garantissant un encadrement technique rigoureux et des conditions de test normalisées.



Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres :

- Le **premier chapitre** présente une revue bibliographique portant sur les causes de la fissuration du béton, les mécanismes d'auto-cicatrisation, ainsi que les matériaux susceptibles d'améliorer ce phénomène.
- Le **deuxième chapitre** décrit le programme expérimental mis en œuvre. Il détaille la formulation des bétons étudiés, les conditions d'exposition choisies, ainsi que les essais réalisés au sein du laboratoire du CNERIB.
- Le **troisième chapitre** expose les résultats expérimentaux obtenus à travers divers tests, tels que les mesures de résistance mécanique, la profondeur de fissures, et les observations par microscopie optique. Ces résultats permettent une comparaison entre le béton témoin et les bétons auto-cicatrisants.
- Le **quatrième chapitre** est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage multiple de type R+9. Il comprend la présentation de l'ouvrage, la caractérisation géométrique, la modélisation sous ETABS, ainsi que l'ensemble des vérifications nécessaires pour garantir la stabilité de la

structure, notamment en termes de déplacements. Le ferrailage des différents éléments structuraux y est également abordé.

- Le **cinquième chapitre** propose une analyse comparative entre les deux types de béton, en mettant l'accent sur les aspects économiques et en intégrant une étude paramétrique pour évaluer les performances en fonction de plusieurs critères.
- Le **sixième chapitre** présente la conclusion générale du mémoire et propose des perspectives pour des travaux futurs.
- Enfin une conclusion générale a été présentée pour récapituler l'ensemble du travail réalisé.

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1 Introduction

Ce chapitre présente un aperçu des recherches menées sur le béton auto-cicatrisant. Il résume les différentes méthodes développées pour permettre au béton de se réparer automatiquement après fissuration. À travers une analyse des travaux récents, on y retrouve les mécanismes utilisés, les matériaux ajoutés, les techniques d'application, ainsi que les résultats obtenus. Cette revue permet de mieux comprendre l'état actuel des connaissances et sert de base pour orienter la suite de l'étude.

Dans ce cadre, j'ai aussi étudié le béton fibré, qui peut aider à mieux contrôler les fissures et renforcer l'efficacité de l'auto-cicatrisation.

A/ Béton auto-cicatrisant

I.2 Définition du béton auto-cicatrisant

Le béton auto-cicatrisant est un matériau innovant capable de réparer automatiquement ses fissures sans intervention humaine. Il intègre des agents de cicatrisation, tels que des solutions alcalines telles que les silicates de sodium, de potassium ou de lithium qui se révèlent particulièrement prometteurs pour le développement de bétons auto-réparants encapsulés. Il existe d'autres approches qui emploient des bactéries ou de polymères spécifiques, qui s'activent au contact de l'eau lors de l'apparition de fissures. Ces bactéries intégrées dans le béton produisent de la calcite, un minéral qui comble les fissures et permet ainsi au matériau de restaurer son intégrité structurelle.

I.3 Historique sur les bétons auto-cicatrisant

L'idée de l'auto-cicatrisation des matériaux, y compris du béton, remonte au XIX^e siècle. Cependant, ce n'est qu'au début du XXI^e siècle que le béton auto-cicatrisant a émergé comme un champ de recherche à part entière. À l'origine, les travaux se concentraient sur la réparation des fissures dans des matériaux tels que la pierre ou les métaux. Ce n'est qu'avec les récentes avancées scientifiques et technologiques que l'intégration de solutions biologiques dans le béton a commencé à susciter un réel intérêt. Un moment clé dans cette évolution a eu lieu en 2007, lors de la première conférence internationale dédiée aux matériaux auto-cicatrisants. Cet événement a marqué un tournant majeur, mettant en lumière les progrès accomplis et stimulant de nouvelles recherches ainsi que des applications concrètes dans ce domaine en pleine expansion. [1]

L'un des pionniers du béton auto-cicatrisant est le microbiologiste néerlandais Hendrik Marius Jonkers. En collaboration avec l'Université technologique de Delft, il a développé un additif innovant basé sur des bactéries capables de produire du carbonate de calcium en réponse à l'apparition de fissures dans le béton. Ces bactéries, intégrées dès la fabrication du béton, restent inactives jusqu'à ce qu'une fissure apparaisse, moment auquel elles se réveillent et génèrent du carbonate de calcium pour colmater la fissure.[2]

Ce développement a conduit à la création de la start-up Basilisk [2] fondée par Jonkers et ses collaborateurs, qui a ensuite commercialisé des solutions de béton auto-cicatrisant [1] L'une des premières applications de cette technologie a été réalisée dans des bâtiments et infrastructures en Hollande, et la start-up a permis de démontrer la faisabilité de l'intégration de micro-organismes dans le béton pour améliorer sa durabilité et sa longévité.

Des applications pratiques et validation de cette technologie sur des projets pilotes tels que :

- Un parking à Apeldoorn
- Un bassin d'eau dans le port de Rotterdam.
- Une route a été construite avec ce béton. Des fissures ont été observées après quelques mois d'utilisation, mais au lieu d'une détérioration continue, les microcapsules se sont activées, "réparant" le béton presque automatiquement. Cela témoigne d'un avenir prometteur pour cette technologie

Ces projets ont permis de valider l'efficacité du béton auto-cicatrisant, qui a montré sa capacité à réparer des fissures de moins de 0,8 mm de large, contribuant ainsi à réduire les coûts de maintenance et à prolonger la durée de vie des infrastructures [1][2]

Les résultats de ces projets ont non seulement démontré les avantages du béton auto-cicatrisant dans des conditions réelles, mais ont aussi incité d'autres chercheurs à s'intéresser à ce domaine, explorant de nouvelles méthodes pour améliorer l'efficacité et l'intégration de ces solutions dans l'industrie du bâtiment.

En 2011, des chercheurs de l'Université de Binghamton ont développé une approche différente, en intégrant le champignon *Trichoderma reesei* dans le béton. Ce champignon, lorsqu'il est exposé à l'humidité et à l'oxygène apporté par les fissures, produit du carbonate de calcium, ce qui permet de combler les fissures et de restaurer l'intégrité du béton. Cette recherche a mis en évidence la diversité des solutions biologiques qui pourraient être

utilisées pour améliorer l'auto-cicatrisation du béton, offrant ainsi un complément aux méthodes basées sur les bactéries [3].

Aujourd'hui, les recherches se poursuivent sur plusieurs fronts. En plus des bactéries et des champignons, d'autres micro-organismes et technologies sont explorés pour améliorer l'efficacité du béton auto-cicatrisant. Les défis restent cependant nombreux, notamment en ce qui concerne la durabilité à long terme des solutions biologiques, l'intégration à grande échelle dans l'industrie du béton, ainsi que la gestion des impacts environnementaux liés à ces technologies. Les chercheurs s'efforcent également de résoudre des problèmes tels que la durée de vie des micro-organismes et leur capacité à fonctionner dans des conditions variées et difficiles.

Ainsi, l'évolution du béton auto-cicatrisant, qui a commencé avec des recherches pionnières sur les matériaux biologiques, continue de se développer avec des applications innovantes et des solutions pratiques qui visent à rendre les infrastructures plus durables et résilientes face aux conditions environnementales et aux contraintes mécaniques.

I.4 Composition du béton auto-cicatrisant

La composition du béton auto-cicatrisant varie selon le mécanisme de cicatrisation recherché, qu'il soit chimique, physique ou biologique. Dans le cas d'un béton à base de microcapsules, des agents réparateurs tels que des résines époxydes sont encapsulés dans une enveloppe de polymère (généralement à base d'urée-formaldéhyde) et incorporés à hauteur de 3 % de la masse du ciment. Ces capsules, d'un diamètre moyen de 166 μm , se brisent lors de l'apparition de microfissures, libérant le contenu qui comble la fissure et durcit par polymérisation [4].

Pour les bétons biologiques, la formulation inclut des spores bactériennes (souvent du *Bacillus subtilis*), dosées entre 10^6 et 10^8 UFC/g de béton, ainsi qu'un substrat nutritif tel que le lactate de calcium, combiné à des extraits de levure ou de peptone. Ces bactéries, activées par l'eau infiltrée dans les fissures, précipitent du carbonate de calcium (CaCO_3) qui colmate les défauts du matériau [5].

D'autres approches innovantes utilisent des microbilles d'alginate de calcium, un polymère naturel capable de gonfler et de libérer du Ca^{2+} pour initier la précipitation de CaCO_3 . À un taux de 1 % de la masse cimentaire, ces billes améliorent la capacité d'autocicatrisation tout en maintenant les performances mécaniques du béton [6].

Enfin, dans les milieux humides ou marins, des formulations hybrides combinant microbilles d'alginate, spores bactériennes et acétate de magnésium ont montré une réduction significative de la perméabilité aux fissures (>66 %) pour des ouvertures allant jusqu'à 0,5 mm [7].

Ces différentes compositions doivent être optimisées selon les conditions d'exposition de l'ouvrage, la nature des sollicitations, et les performances attendues en termes de durabilité et de régénération.

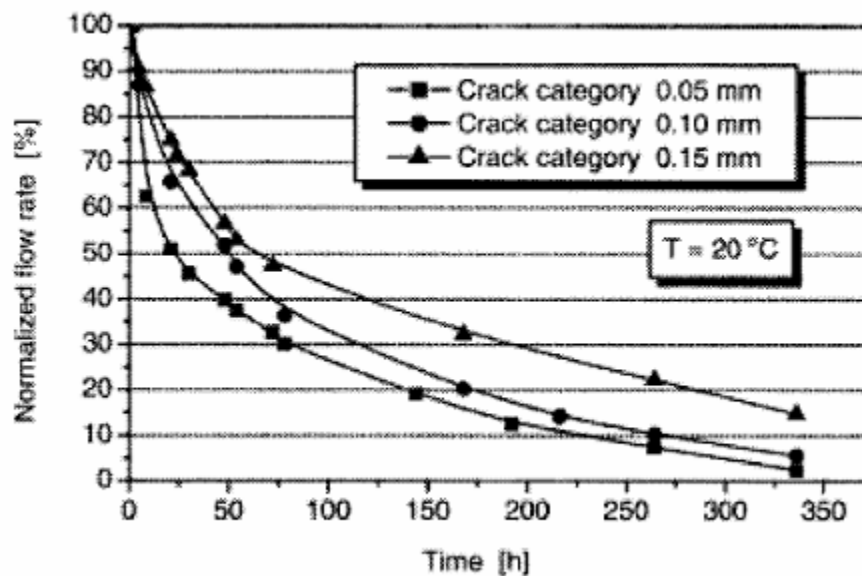


Figure I. 1: Effet de l'ouverture de fissure sur la perméabilité à l'eau [8]

I.5 Mécanismes d'auto-cicatrisation du béton

Pour bien comprendre le fonctionnement du béton auto-cicatrisant, il est essentiel d'explorer les mécanismes physico-chimiques qui permettent la réparation autonome des fissures. Ces mécanismes, inspirés par des processus biologiques naturels, reposent sur l'interaction entre les composants du béton et des agents spécifiques tels que les bactéries, les capsules polymères ou le silicate de sodium.

Les mécanismes principaux documentés dans la littérature sont :

1. L'hydratation du ciment résiduel,
2. La carbonatation,
3. La réaction des agents cicatrisants encapsulés (ex. : l'activité bactérienne, silicate de sodium).

I.5.1 Hydratation du ciment non réagi

Le béton ne réagit jamais à 100 % au moment de la prise ; une partie du ciment reste non hydratée. Lorsqu'une fissure s'ouvre, l'eau qui y pénètre entre en contact avec ces grains anhydres, relançant la réaction d'hydratation. Cela génère des produits d'hydratation secondaires comme les C-S-H, la portlandite, et l'étringite, qui comblent progressivement la fissure [9] [10] [8].

❖ Observation expérimentale :

Des observations au **microscope électronique à balayage (MEB)** par Ismail (2006) ont révélé la formation de ces hydrates dans des fissures conservées à 100 % d'humidité. Jacobsen et al. (1995) ont également confirmé la formation de C-S-H dans les fissures après une période d'humidification contrôlée.

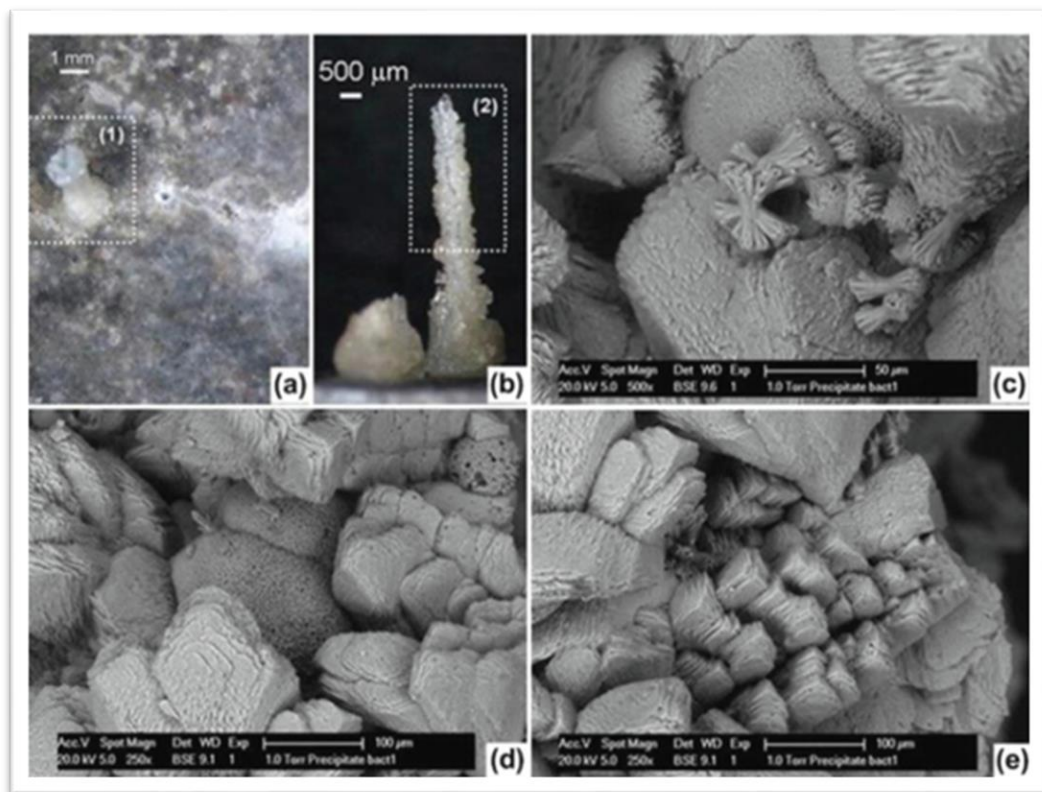
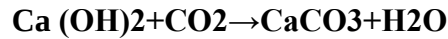


Figure I. 2 : Techniques de microscopie utilisées dans le béton auto-cicatrisant à base de bactéries :

- (a) Vue d'ensemble stéréomicroscopique de la fissure obturée,
- (b) Image en gros plan stéréomicroscopique, (c–e) Images MEB environnemental (ESEM) de la partie supérieure du précipité colonnaire massif indiqué par le carré pointillé sur l'image

I.5.2 Carbonatation

La carbonatation est un autre mécanisme clé, activé par la présence de dioxyde de carbone (CO_2) et d'humidité. Le CO_2 réagit avec la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour former du carbonate de calcium (CaCO_3), qui précipite dans les fissures et les colmate progressivement [8] [11][9]



Ce processus est renforcé dans les bétons auto-cicatrisants biologiques, où des bactéries telles que *Bacillus subtilis* produisent du CO_2 à partir de substrats organiques (ex. : lactate de calcium), favorisant la formation de CaCO_3 dans les fissures. Le carbonate ainsi précipité restaure l'étanchéité et améliore la durabilité du matériau. [8] [11][9]

Les réactions chimiques associées sont :

- $\text{Ca}^{2+} + \text{CO}_3^{2-} \rightarrow \text{CaCO}_3$ (pour $\text{pH} > 8$)
- $\text{Ca}^{2+} + \text{HCO}_3^- \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}^+$ (pour $7,5 < \text{pH} < 8$)

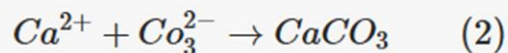


Figure I. 3: Les deux réactions forment du carbonate de calcium,

Réaction (2) : précipitation du carbonate de calcium à partir des ions carbonate,

Réaction (3) : précipitation du carbonate de calcium à partir des ions hydrogénocarbonate (bicarbonate) : [11]

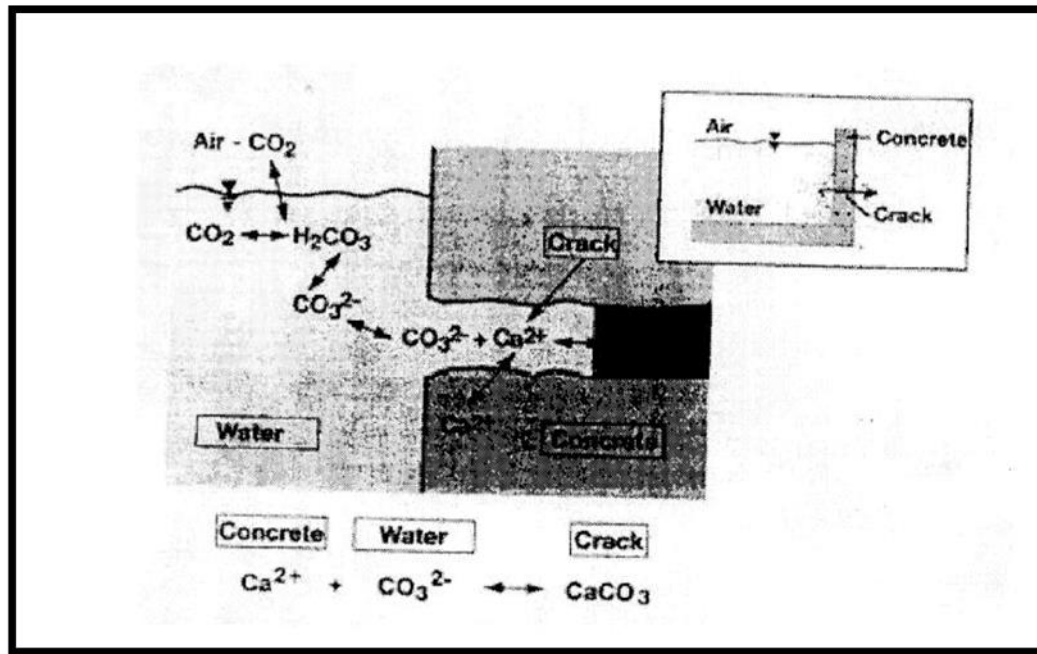


Figure I. 4: Formation de calcite dans les fissures [8] [12].

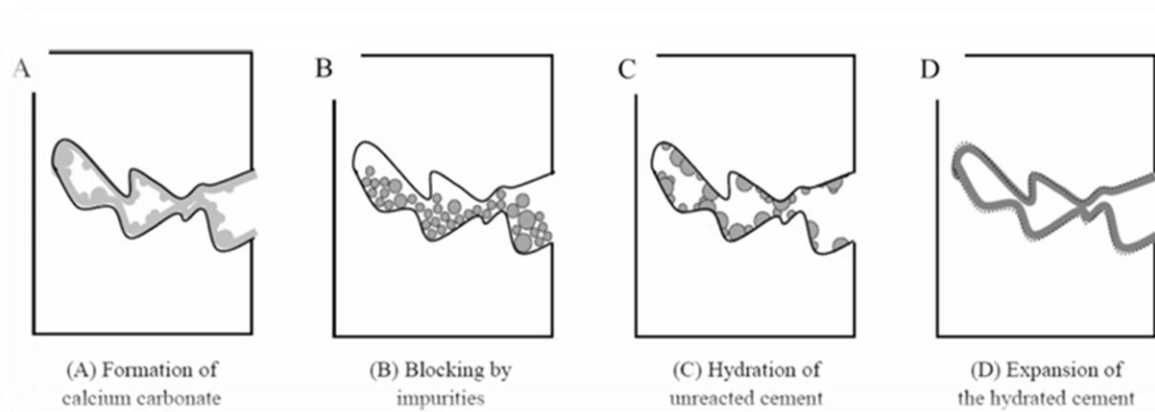


Figure I. 5: Méthodes d'auto-cicatrisation autogène [13].

❖ Preuves expérimentales :

Ismail (2006) a montré, à l'aide du MEB, la présence de cristaux de calcite cubiques et prismatiques dans les fissures. Yang et al. (2009) ont confirmé ces résultats grâce à des analyses EDX, révélant des pics de calcium et de carbone, caractéristiques du CaCO_3 .

Edvardsen (1999) conclut que ce phénomène est très sensible à la taille des fissures et à la vitesse d'écoulement de l'eau, mais indépendant du type de ciment ou de granulat.

I.5.3 Réaction du silicate de sodium (capsules ou solution)

Le **silicate de sodium** est un agent cicatrisant couramment intégré dans des capsules ou mélangé directement à la pâte. Lorsqu'une fissure se forme, la solution de silicate est libérée ou activée par l'humidité. Elle réagit alors avec l'**hydroxyde de calcium (CH)** présent dans le béton pour former un gel de **C-S-H**, qui remplit la fissure.[14] [15]

Cette réaction peut être schématisée ainsi :

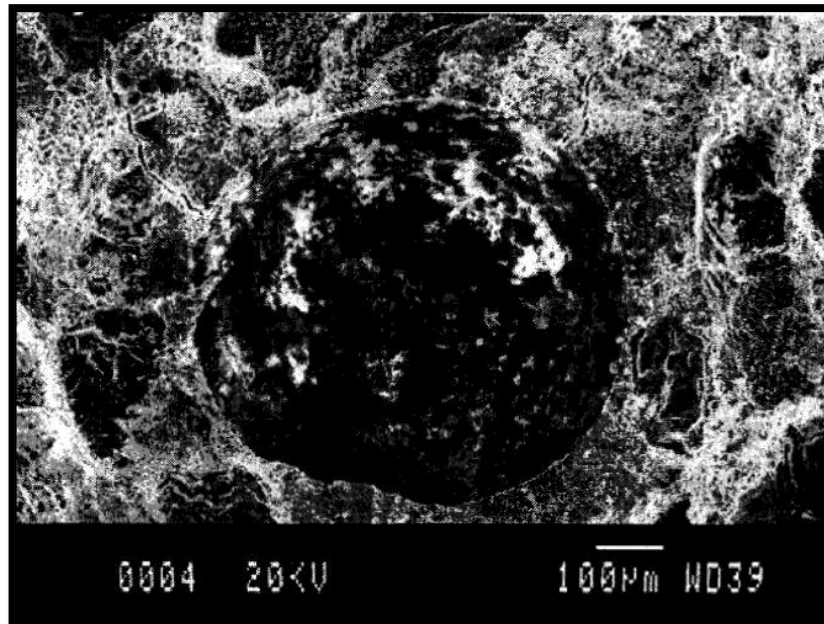


Figure I. 6: Présence d'hydrates dans une bulle d'air au niveau de la fissure (largeur de 78 /zm) [30] [8] ; Jacobsen a observé des C-S-H au niveau des fissures, grâce à un MEB. [10]

❖ Effets supplémentaires :

- Ce gel peut gonfler légèrement, contribuant à boucher la fissure.
- L'évaporation de l'eau contenue dans le silicate induit une précipitation de SiO_2 , qui densifie la microstructure environnante [14]

I.5.4 Mécanismes biologiques (optionnel)

Dans les bétons dits "biologiques", des **bactéries** encapsulées dans des capsules sont activées à l'entrée d'eau. Elles produisent alors du **carbonate de calcium** via des réactions enzymatiques, avec le même effet final de colmatage. Ce procédé est encore en phase expérimentale mais montre un grand potentiel [16]

I.5.5 Autres mécanismes d'auto cicatrisation

Outre l'hydratation du ciment et la carbonatation, d'autres processus peuvent contribuer à la cicatrisation des fissures dans le béton [8] :

- **Réaction entre le magnésium de l'eau de mer et les constituants du béton** : Cela conduit à la formation de produits denses, notamment de l'hydroxyde de magnésium ($\text{Mg}(\text{OH})_2$), qui combles les fissures.
- **Formation de produits de corrosion** : Les composés issus de la corrosion des armatures peuvent obstruer partiellement les fissures.
- **Pénétration de particules externes** : Des particules issues de l'environnement peuvent s'accumuler dans les fissures et participer à leur colmatage.

Ces mécanismes secondaires n'ont pas été approfondis dans cette étude, car ils ne sont pas directement pertinents pour les recherches menées.[8]

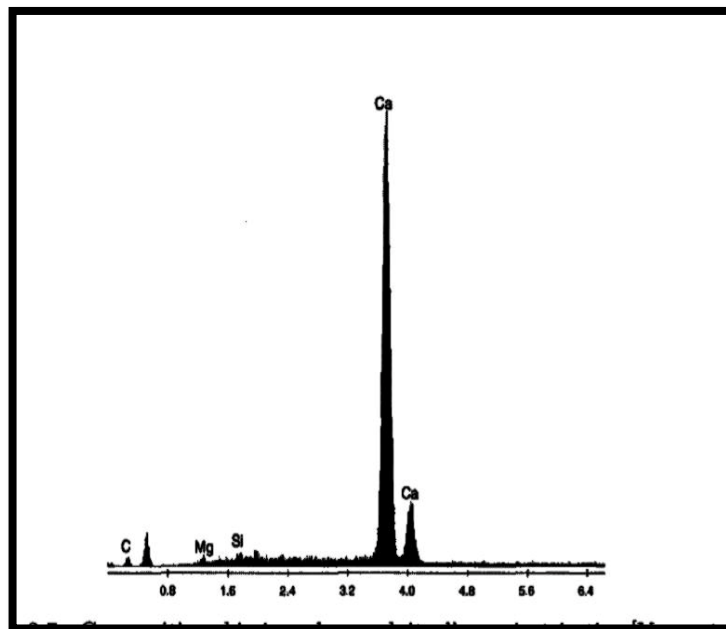


Figure I. 7: Composition chimique des produits d'autocicatrisation [8].

I.6 Conditions favorables à l'auto-cicatrisation

Plusieurs **paramètres conditionnent l'efficacité** des mécanismes décrits :

Tableau I. 1: Paramètres environnementaux et matériaux affectant la régénération du béton

Paramètre	Influence
Ouverture de la fissure	Des fissures fines ($< 0,2$ mm) se cicatrisent plus facilement.
Humidité relative	Essentielle pour activer l'hydratation et la carbonatation.
CO ₂ atmosphérique	Favorise la carbonatation si l'eau circule lentement.
Type de ciment/adjuvants	Influence la porosité, le pH, et la quantité de CH disponible.
Présence d'agents actifs	Capsules, bactéries ou silicate augmentent la cicatrisation.

I.7 Mécanismes Déclencheurs de l'Auto-Cicatrisation

L'auto-cicatrisation du béton repose sur plusieurs mécanismes :

I.7.1 Hydratation du ciment résiduel

Les fissures exposent des grains de ciment non réagis qui, au contact de l'eau, continuent leur hydratation et combler les fissures.[17][18]

I.7.2 Carbonatation

Le CO₂ réagit avec le Ca(OH)₂ pour former du CaCO₃ qui précipite dans les fissures. [18]
[19]

I.7.3 Réaction du silicate de sodium

En cas de fissure, les capsules libèrent du silicate qui forme un gel C-S-H comblant les fissures et densifiant le béton.[20][21][22]

I.7.4 Composition du béton

Des ajouts comme les cendres volantes ou les laitiers améliorent la cicatrisation en fournissant plus de calcium.[23][18]

I.8 Les facteurs favorisant le mécanisme d'auto-cicatrisation

Le mécanisme d'auto-cicatrisation du béton peut être optimisé en jouant sur plusieurs facteurs qui influencent directement la rapidité et l'efficacité du processus. Voici les éléments les plus importants qui favorisent l'auto-cicatrisation :

I.8.1 Propriétés et rôle du silicate de sodium (Na_2SiO_3) dans l'auto-cicatrisation du béton

Aït Ourabi souligne que les silicates alcalins, tels que ceux de sodium, de potassium et de lithium, jouent un rôle clé dans l'auto-cicatrisation du béton grâce à leur grande réactivité chimique avec les composants de la matrice cimentaire [14].

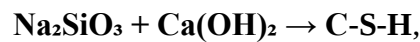
Le silicate de sodium (Na_2SiO_3) présente plusieurs propriétés favorables qui expliquent son efficacité dans le colmatage des fissures :

I.8.1.1 Faible viscosité

Elle permet une infiltration efficace dans les microfissures, même très fines (200–400 μm), favorisant une répartition homogène dans le réseau fissuré [14].

I.8.1.2 Affinité chimique avec la matrice cimentaire

Le silicate de sodium réagit avec l'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), produit lors de l'hydratation du ciment, selon la réaction :



Formant ainsi un gel C-S-H (hydrates de silicate de calcium) identique à celui du ciment hydraté, renforçant ainsi la compatibilité et la cohésion du matériau [14].

I.8.1.3 Formation de gel solide (gélification)

En présence d'air ou d'humidité, le silicate se transforme en gel, comblant les pores et capillaires, ce qui contribue à réduire la perméabilité du béton [14].

I.8.1.4 Précipitation de silice (SiO_2)

Lors de l'évaporation de l'eau contenue dans la solution, de la silice précipite et densifie la microstructure du béton, augmentant ainsi la résistance mécanique dans la zone réparée [14].

I.8.1.5 Propriétés hydrophobes après durcissement

Le gel formé agit comme une barrière à l'humidité, limitant les infiltrations futures et améliorant la durabilité de la réparation [14].

I.8.1.6 Compatibilité minérale élevée

Contrairement à d'autres produits chimiques, le silicate de sodium n'engendre pas d'effets secondaires néfastes dans le béton, tels que le retrait ou le gonflement excessif. Il est donc particulièrement adapté à une utilisation comme agent de cicatrisation [14].



Figure I. 8: Les procédures d'auto-cicatrisation sont organisées de manière hiérarchique [13].

I.9 Paramètres influençant le mécanisme d'auto-cicatrisation

L'auto-cicatrisation du béton dépend de plusieurs facteurs qui influencent la rapidité et l'efficacité du processus de fermeture des fissures. Ces facteurs peuvent être regroupés en trois grandes catégories :

I.9.1 Facteurs généraux influençant l'auto-cicatrisation

Ces paramètres s'appliquent à divers matériaux auto-cicatrisants et influencent leur efficacité :

I.9.1.1 Type de Stimulus

Des facteurs externes tels que la température, l'humidité et les contraintes mécaniques influencent l'activation de l'auto-cicatrisation [17][8]

I.9.1.2 Temps de Cicatrisation

La vitesse à laquelle les fissures se referment est essentielle pour évaluer l'efficacité du matériau [17]

I.9.1.3 Nombre Maximal de Cycles de Cicatrisation

Certains matériaux ne peuvent subir qu'un nombre limité de cycles avant de perdre leur capacité de régénération [17]

I.9.1.4 Propriétés Physiques Initiales

La résistance mécanique, le module de traction et l'allongement à la rupture influencent la capacité d'auto-réparation du matériau [17]

I.9.2 Facteurs influençant la préparation du béton auto- cicatrisant

Le béton auto-cicatrisant est un matériau innovant capable de réparer de manière autonome les microfissures qui apparaissent au cours de sa durée de vie. L'efficacité de ce type de béton repose principalement sur le **choix des matériaux**, la **formulation du mélange**, et la **réactivité chimique** des composants. De nombreux chercheurs se sont penchés sur les paramètres clés à optimiser pour améliorer ses performances. Ces paramètres sont liés aux matériaux utilisés dans la composition du béton [8] [14]

I.9.2.1 Choix et concentration de l'agent cicatrisant

Parmi les agents chimiques utilisés pour la cicatrisation, le **silicate de sodium** est l'un des plus courants. Il est apprécié pour sa **faible viscosité**, permettant une bonne diffusion dans

la matrice cimentaire, et sa capacité à réagir avec l'hydroxyde de calcium (CH) pour former un gel de **silicate de calcium hydraté (C-S-H)**, qui scelle les fissures [16] [14]

Cependant, l'efficacité du silicate de sodium dépend fortement de sa **concentration**. Une concentration trop élevée entraîne une **gélification prématurée**, bloquant la diffusion dans les microfissures, tandis qu'une concentration trop faible rend la réaction inefficace (Li et al., 2020). Il est donc crucial d'ajuster cette concentration selon la porosité et la formulation globale du béton. [14]

I.9.2.2 Formulation du mélange cimentaire

Le **type de ciment** joue un rôle central dans le processus de cicatrisation. Par exemple, l'utilisation d'un ciment **CEM II/A-LL 42,5 R** est recommandée, car il présente une bonne compatibilité avec les agents chimiques tels que le silicate de sodium et offre une quantité suffisante de CH disponible pour la réaction. [14]

Un ciment contenant davantage de **C₂S (silicate de calcium bicalcique)** et ayant un **broyage plus grossier** favorise l'auto-cicatrisation car il permet une réhydratation plus tardive.[8]

Un béton avec un faible rapport **eau/liant (E/L < 0,30)** possède un potentiel d'auto-cicatrisation accru en raison de la présence de ciment non hydraté disponible pour réagir en cas de fissuration. [8]

Un ciment plus fin améliore la densité et la quantité de grains de ciment non hydratés, ce qui favorise l'auto-cicatrisation. [8]

Différents ajouts cimentaires influencent l'auto-cicatrisation du béton de manière variable. Les cendres volantes (jusqu'à 55 %) se distinguent par leur capacité à prolonger le processus de cicatrisation grâce à leur réactivité lente [8] . En comparaison, les fillers calcaires (jusqu'à 12 %) n'apportent pas de contribution significative à ce mécanisme. Contrairement aux deux précédents, la fumée de silice (5–10 %) peut même limiter la cicatrisation en réduisant la disponibilité de Ca(OH)₂, essentiel à la formation de CaCO₃ [10] [8]

Les **fibres de PVA** (2 %) limitent l'ouverture des fissures, facilitant ainsi leur fermeture (Qian et al., 2009). Les bétons de type **ECC** permettent de réduire la largeur des fissures à environ 60 µm, favorisant leur auto-cicatrisation (Yang et al., 2009). D'un autre côté, certaines **bactéries** comme *Bacillus Sphaericus* peuvent précipiter du carbonate de calcium (CaCO₃) dans les fissures, améliorant ainsi la réparation naturelle du béton [24] [8]

Géomatériaux : Ajoutés à 5 %, ils gonflent au contact de l'eau et accélèrent la cicatrisation des fissures de 0,2 mm en 28 jours [8]

De plus, certains **adjuvants** (plastifiants, réducteurs d'eau) peuvent **modifier la perméabilité** du béton, influençant la **diffusion** et la **cinétique** de la réaction chimique. Roig-Flores et al. (2015) ont montré que certains additifs peuvent retarder ou accélérer la cicatrisation, selon leur nature chimique et leur dosage [25].

I.9.3 Autre

Paramètres spécifiques aux matériaux :

I.9.3.1 Ouverture Initiale de la Fissure

Les petites fissures se colmatent plus facilement que les grandes, car elles nécessitent moins de matériau pour être comblées [23]

I.9.3.2 Humidité et CO₂

La présence d'humidité favorise l'hydratation du ciment résiduel et la réaction du silicate de sodium, tandis que le CO₂ participe à la carbonatation, formant du CaCO₃ qui renforce la structure [23]

I.9.4 Intégration de capsules contenant l'agent cicatrisant

Une autre stratégie consiste à encapsuler l'agent cicatrisant dans des **microcapsules**. Ces capsules doivent être suffisamment **résistantes** pour ne pas se briser durant le malaxage, mais assez **fragiles** pour se rompre lors de la formation d'une fissure .[11]

Des paramètres tels que la **taille**, la **concentration** et la **distribution spatiale** des capsules sont déterminants. Une répartition homogène garantit une meilleure couverture du réseau de fissures, tandis qu'une concentration trop élevée pourrait affecter la **cohésion mécanique** du béton [16]

I.9.5 Rapports E/C et C/S

Le **rapport Eau/Ciment (E/C)** est un facteur fondamental dans la formulation des bétons auto-cicatrisants. Un **rapport de 0,5** est souvent utilisé pour assurer un **bon équilibre** entre **résistance mécanique** et **capacité de diffusion** de l'agent cicatrisant [26] . Ce rapport influence directement la **porosité capillaire**, qui contrôle le déplacement des ions et des agents chimiques dans la matrice.

En parallèle, un **rapport Ciment/Sable (C/S)** de **1:3** est souvent préconisé pour assurer une granulométrie favorable à la compacité, sans compromettre la diffusion du silicate de sodium.

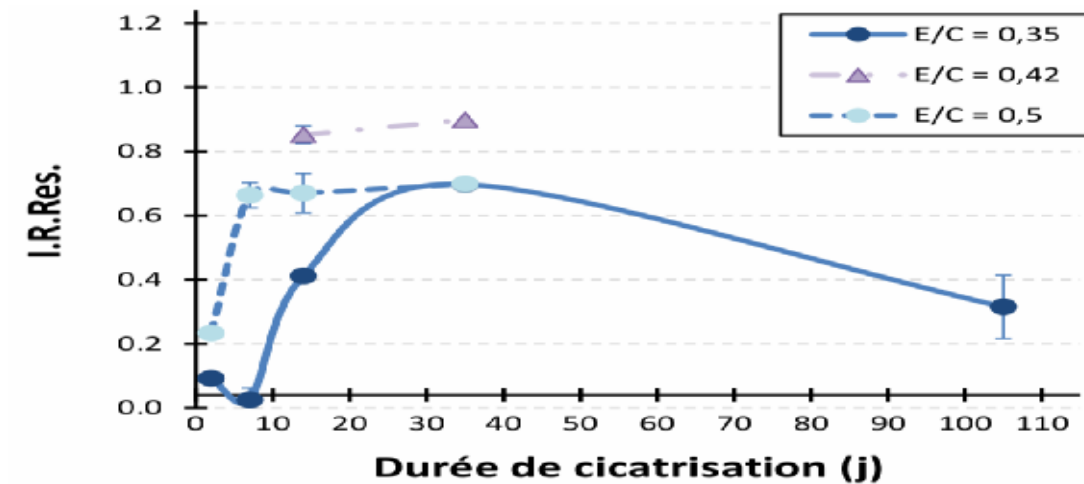


Figure I. 9: Influence du rapport E/C sur les regains de résistance pour les séries de mortier [9] [27]

I.9.6 PH de la matrice cimentaire

La réactivité du silicate de sodium est également liée au **pH de la solution interstitielle** du béton. Il a été démontré qu'un **pH élevé (≥ 12)** favorise la réaction du silicate avec le CH pour former du C-S-H. En revanche, un **pH inférieur à 10,7** entraîne une **gélification trop rapide** du silicate, empêchant sa propagation à travers les fissures [25]. [14]

Il est donc essentiel de maintenir un **milieu alcalin stable** dans la matrice pour garantir une réaction progressive et efficace.

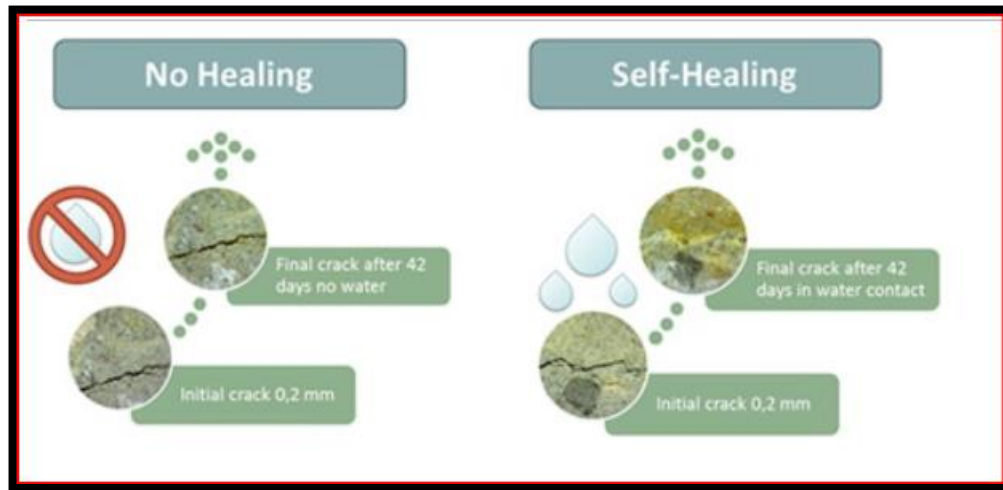


Figure I. 10: Influence du rapport E/C sur les regains de résistance pour les séries de mortier [9] [27].

I.9.7 Âge du béton au moment de la fissuration

L'**âge du béton** influence la **quantité de CH** disponible pour réagir avec le silicate de sodium. Un béton **jeune** (< **quelques mois**) contient une concentration plus élevée de CH, ce qui favorise une réaction rapide et efficace. À l'inverse, un béton **ancien** (> **1 an**) présente une quantité de CH réduite, ce qui **ralentit** ou **limite** la cicatrisation [14] [26]

Il est donc recommandé d'**adapter la formulation** de l'agent cicatrisant en fonction de l'âge estimé du béton au moment où les fissures sont susceptibles d'apparaître.

I.9.8 Paramètres environnementaux

L'environnement influence fortement l'efficacité de l'auto-cicatrisation :

I.9.8.1 Température

- Une température élevée accélère l'auto-cicatrisation des fissures [8] [17]

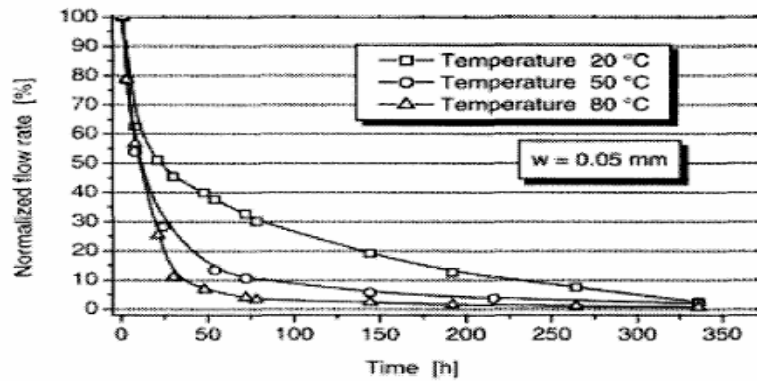


Figure I. 11: Effet de la température sur la perméabilité à l'eau pour une fissure de 0,05 mm [8].

I.9.8.2 Humidité

- Une humidité de **100 % HR** (humidité relative) accélère le processus, tandis qu'un flux continu d'eau peut nuire à l'auto-cicatrisation en lixiviant les produits d'hydratation [8] [17]
- Un maintien en **environnement humide pendant 4 mois** permet une réduction du débit d'air de **90 %**, contre 55 % pour un béton exposé à des cycles secs/humides [9]

I.9.8.3 PH de l'eau

- Une eau acide ($\text{pH} < 7$) réduit l'auto-cicatrisation en dissolvant l'hydroxyde de calcium présent dans le béton [8]

I.9.8.4 Enduit cristallin

- Réagit avec le Ca(OH)_2 du béton pour former des cristaux insolubles qui bouchent les fissures [16]

I.9.9 Paramètres physiques

I.9.9.1 Ouverture des fissures

- Plus une fissure est fine, plus elle cicatrise rapidement.
- Une fissure de **0,07 mm** peut se refermer en **25 jours**, tandis qu'une fissure de **0,09 mm** prend **65 jours** [8]
- Au-delà de **0,5 mm**, la fissure ne peut plus se refermer efficacement [8]
- Le seuil d'étanchéité aux ions chlorures est de **80 μm** [9] [8]

I.10 Méthode de vérification que l'auto cicatrisation a commencé

L'auto cicatrisation des matériaux cimentaires peut être suivie à l'aide de différentes méthodes, notamment les méthodes acoustiques linéaires et non linéaires. Ces techniques permettent d'évaluer l'évolution des dommages et de détecter les premiers signes de récupération des propriétés mécaniques et structurales.

I.10.1 Surveillance par ultrasons

Les ultrasons constituent un outil efficace pour **analyser les propriétés du béton fissuré et détecter les premiers signes de cicatrisation**. Deux grandes catégories de mesures acoustiques ont été étudiées dans la littérature :

I.10.2 Mesures acoustiques linéaires

L'acoustique linéaire est largement utilisée pour examiner l'état des matériaux cimentaires et suivre l'évolution des dommages. [14]

Différents indicateurs ont été proposés pour surveiller ces changements :

I.10.2.1 Analyse de la transmission ultrasonore

Permet de mesurer le coefficient de transmission à travers une région fissurée et d'évaluer la propagation des ondes ultrasonores [14].

I.10.2.2 Variation de la vitesse des ondes ultrasonores

Les changements de vitesse sont utilisés comme un indicateur sensible des modifications structurelles dans le béton endommagé [14].

I.10.2.3 Décalage de la fréquence de résonance

L'adoucissement de la fréquence de résonance peut être causé par des précontraintes ou par l'évolution de la structure interne du béton, notamment en raison de la cicatrisation autogène [14].

I.10.2.4 Analyse de la distribution des fissures

La modification de la distribution et de l'ouverture des fissures peut être suivie par des techniques d'analyse ultrasonique [14].

I.10.2.5 Méthodes ultrasoniques non linéaires

Les méthodes non linéaires ont montré une sensibilité encore plus grande que les approches linéaires pour détecter les variations microstructurales associées aux processus de cicatrisation. Plusieurs indicateurs sont utilisés :

I.10.2.5.1 Analyse des harmoniques

L'amplitude des secondes et troisièmes harmoniques des ondes ultrasonores peut révéler des changements subtils dans la structure du béton [14].

I.10.2.5.2 Décalage de la fréquence de résonance

La fréquence de résonance d'un matériau peut être influencée par l'évolution des fissures et par leur éventuelle cicatrisation [14].

I.10.2.5.3 Propriétés de l'onde coda

L'analyse des ondes coda permet de détecter des modifications dans la structure interne du matériau, notamment en raison du comblement des fissures [14].

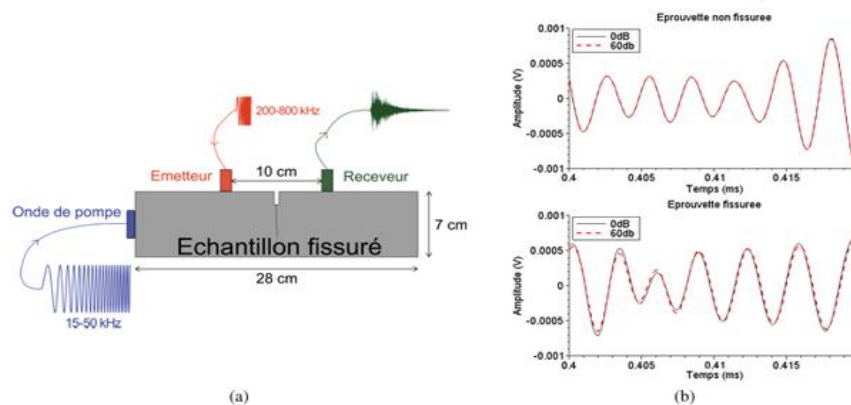


Figure I. 12: Schéma du dispositif expérimental de contrôle non destructif (a), et illustration du décalage du signal coda provoqué par la présence d'une fissure selon le niveau d'excitation : comparaison entre une éprouvette non fissurée (en haut) et une éprouvette fissurée (en bas) (b). [28]

I.10.2.5.4 Méthode de soustraction d'échelle (SSM)

Cette approche non linéaire a été développée pour quantifier la non-linéarité acoustique et suivre les évolutions structurales dans le béton [14].

I.11 Premiers résultats et implications

Les études montrent que les méthodes ultrasoniques, qu'elles soient linéaires ou non linéaires, permettent de détecter des signes précoces de récupération du matériau. En particulier, la récupération des propriétés acoustiques a été observée en quelques jours seulement après l'application d'une solution de silicate de sodium, bien avant que la récupération mécanique complète ne soit atteinte.

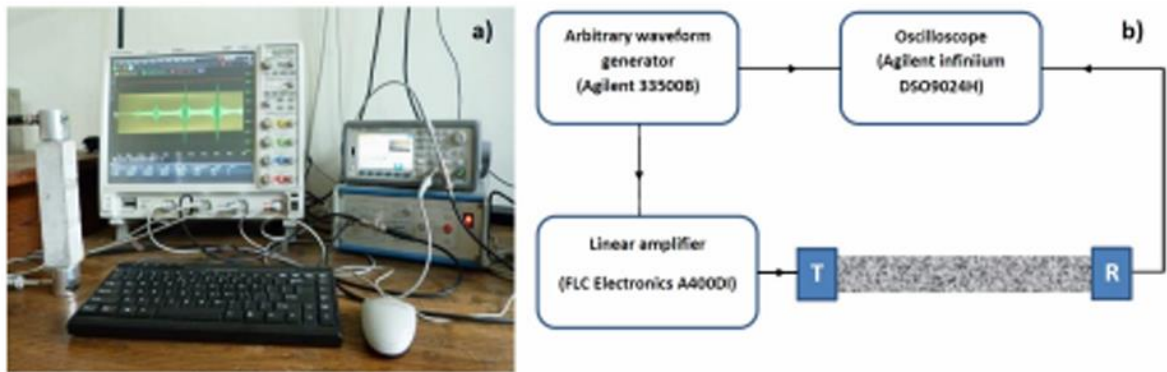


Figure I. 13: Graphique 1. Configuration expérimentale : (a) Photographie de la configuration mise en œuvre ; (b) Croquis du configuration électronique. [14]

I.11.1 Tests mécaniques

- Essais de flexion en trois points avant et après cicatrisation pour évaluer la reprise de résistance.
- Dans l'étude, après trois semaines, les échantillons réparés ont retrouvé jusqu'à 76 % de leur résistance initiale[14].

I.11.2 Temps nécessaire pour la cicatrisation et observation du début du processus

- L'auto-cicatrisation commence immédiatement après la libération du silicate, mais la solidification et la création d'un lien stable prennent du temps. [14].

I.11.3 Surveillance par l'ultrason

- Les changements majeurs dans le comportement acoustique sont observés en quelques jours.
- La transmission des ondes ultrasonores augmente progressivement, indiquant une fermeture progressive des fissures. [14].

- Après environ 5 à 7 jours, les propriétés acoustiques sont presque restaurées.

En résumé, la surveillance ultrasonique est une méthode efficace pour détecter rapidement le début du processus de cicatrisation, bien avant que la récupération mécanique complète ne soit atteinte[14].

I.12 Mécanisme d'action du silicate de sodium

Le silicate de sodium agit comme un agent d'auto-cicatrisation chimique en plusieurs étapes clés. Lorsqu'il est appliqué sur un béton fissuré, il pénètre dans les microfissures grâce à sa faible viscosité. Une fois à l'intérieur, il réagit avec l'hydroxyde de calcium (CH) libre, produit de l'hydratation du ciment Portland. Cette réaction donne lieu à la formation d'un gel de silicate de calcium hydraté (C-S-H), semblable au constituant principal du ciment durci.[14]

Ce gel C-S-H se forme progressivement dans la fissure, où il joue un double rôle : d'une part, il comble l'ouverture de la fissure, contribuant à restaurer partiellement la continuité mécanique du matériau ; d'autre part, il augmente la densité locale du béton et réduit sa perméabilité, ce qui améliore la durabilité globale de la structure.[14]

L'efficacité de ce mécanisme dépend de plusieurs facteurs. La disponibilité de CH libre est essentielle : elle est plus élevée dans les bétons jeunes, ce qui favorise la réaction, alors qu'elle diminue dans les bétons anciens, pouvant ralentir la cicatrisation. En outre, la présence d'humidité est indispensable pour activer la réaction, et une température modérée (entre 19 et 24 °C) permet d'accélérer la formation du gel. Enfin, la taille de la fissure joue un rôle déterminant : une largeur comprise entre 200 et 400 μm est considérée comme optimale pour permettre une cicatrisation autonome efficace. [14]

I.13 Les Mécanismes de Guérison du Béton

Plusieurs stratégies sont mobilisées pour permettre au béton de cicatrifier de manière autonome après l'apparition de fissures. Ces approches peuvent être classées comme suit[14]:

I.13.1 Guérison intrinsèque

Elle repose sur des mécanismes naturels tels que la réhydratation des grains de ciment non hydratés ou la précipitation de carbonate de calcium dans les fissures.

I.13.2 Encapsulation d'agents de guérison

Des substances actives (comme des polymères, des silicates ou des spores bactériennes) sont encapsulées dans des microcapsules qui se rompent lorsque des fissures apparaissent, libérant ainsi les agents de réparation.

I.13.3 Systèmes vasculaires intégrés

Ils fonctionnent comme des réseaux internes permettant l'acheminement d'agents cicatrisants vers les zones endommagées, à la manière des systèmes biologiques.

I.13.4 Approches biochimiques

Certaines stratégies exploitent l'activité de bactéries capables de précipiter du carbonate de calcium dans les fissures, favorisant ainsi leur colmatage.

Parmi ces approches, l'utilisation de silicates alcalins, en particulier le **silicate de sodium**, se distingue par son efficacité. Ce type de solution présente une grande affinité chimique avec la matrice cimentaire et une bonne capacité à pénétrer en profondeur dans les fissures, ce qui en fait une méthode prometteuse d'auto-cicatrisation. [14]

I.14 Rôle des Silicates Alcalins dans la Guérison

L'étude de Aït Ourabi met en avant le rôle central des solutions de silicate de sodium dans l'amélioration des performances mécaniques et de la durabilité du béton fissuré. Leur action repose essentiellement sur les effets suivants :

I.14.1 Réduction de la perméabilité

Du matériau grâce à la formation de gels denses et solides. [14]

I.14.2 Précipitation de gels de silicate de calcium hydraté (C-S-H)

Qui viennent renforcer la microstructure du béton et colmater les fissures.[14]

I.14.3 Formation progressive d'une barrière hydrophobe

Limitant la pénétration future d'humidité et ralentissant les phénomènes de dégradation.[14]
Le projet HEALCON souligne que l'incorporation d'agents cicatrisants, tels que des bactéries encapsulées ou des hydrogels, permet au béton de retrouver son étanchéité et ses propriétés mécaniques, avec un processus autonome activé en fonction des types de fissures (statique ou dynamique) [6]

Les résultats expérimentaux montrent que l'application d'une solution de silicate de sodium permet de combler efficacement les fissures en quelques jours, tout en contribuant à la restauration partielle de la capacité portante du béton. La solution utilisée dans l'étude est composée de **10,6 % de Na_2O , 26,5 % de SiO_2 et 62,9 % d'eau**, une formulation optimisée pour maximiser la réactivité avec l'hydroxyde de calcium présent dans le béton. [14]

Tableau I. 2: Permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié.
[14]

Composant	Proportion en poids (%)
Na_2O (Oxyde de sodium)	10,6 % ,[14]
SiO_2 (Silice)	26,5 % ,[14]
H_2O (Eau)	62,9 % ,[14]

I.15 Proportions et effets des silicates alcalins

Les silicates alcalins (lithium, sodium, potassium) sont utilisés pour améliorer la durabilité du béton et favoriser l'auto-cicatrisation des fissures. Le **silicate de lithium**, présent dans des produits comme [20], affiche une **teneur en solides comprise entre 14,5 % et 16 %**. Il agit principalement comme densificateur et scellant, contribuant à renforcer la surface du béton.

Le **silicate de potassium**, quant à lui, contient **27 % de silice (SiO_2)** et favorise la cicatrisation en réagissant avec les minéraux du béton pour former une structure stable et durable. Il est particulièrement efficace pour stabiliser les supports poreux, combler les microfissures et limiter la propagation des dégradations.

Ces silicates, en réagissant avec les composants du béton (comme l'hydroxyde de calcium), génèrent des gels (notamment de type C-S-H) qui améliorent la compacité, réduisent la perméabilité et contribuent à la réparation partielle des fissures.[14]

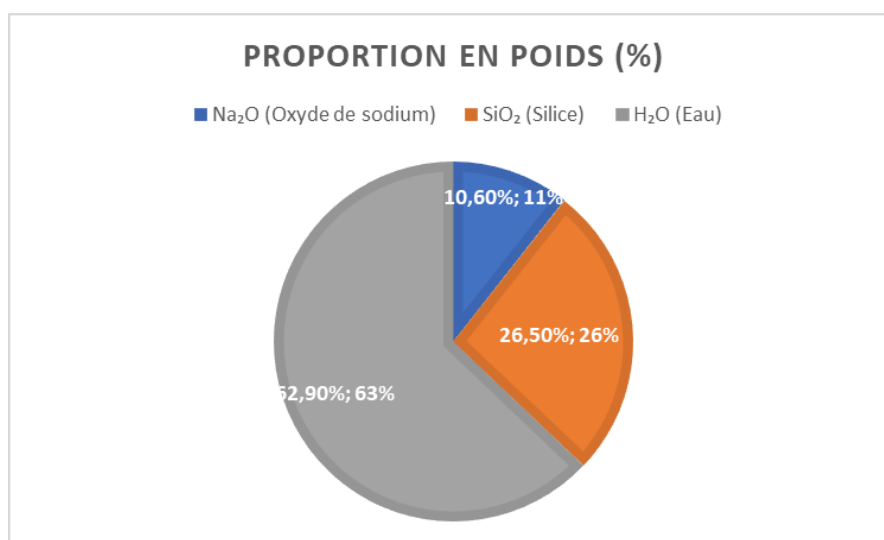


Figure I. 14: Cercle proportionnel permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié

Tableau I. 3: Comparaison des matériaux et mécanismes d'auto-cicatrisation

Composant	Proportion (%)	Perméabilité	Capillarité	Résistance à 28 jours (MPa)	Résistance à 90 jours (MPa)	Coût	Référence
Silicate de sodium	5-10	Forte réduction	Améliore le colmatage des fissures	45 - 50	55 - 60	Moyen	[27]
Silicate de potassium	27	Forte réduction	Améliore la durabilité et adhérence	50 - 55	60 - 70	Élevé	[30]
Silicate de lithium	14,5 - 16	Très forte réduction	Excellente réticulation avec la surface du béton	55 - 60	65 - 75	Élevé	[29] et [31]
Cendres volantes	55	Diminue progressivement	Diminue la porosité	30 - 40	50 - 60	Faible	[27]
Laitier de haut fourneau	30 - 71	Réduction élevée	Bonne efficacité dans la cicatrisation	35 - 45	55 - 70	Moyen	[27]
Métakaolin	15 - 30	Améliore la densité	Favorise la précipitation des produits	40 - 50	55 - 65	Élevé	[27]
Fumée de silice	5-10	Réduit la perméabilité mais consomme la chaux	Diminue la capillarité	50 - 60	65 - 75	Élevé	[8]
Fillers calcaires	12	Effet modéré	Augmente la surface de réaction	30 - 40	45 - 55	Faible	[8]
Chlorure de calcium	42,3	Accélère l'hydratation mais faible impact sur la perméabilité	Augmente la précipitation des produits de cicatrisation	55 - 65	70 - 80	Moyen	[27]
Brucite (Mg(OH)₂)	83,3	Forte réduction	Favorise la cristallisation	40 - 50	55 - 70	Élevé	[27] et [8]
Portlandite (Ca(OH)₂)	Variable	Réagit avec le CO ₂ pour sceller les fissures	Favorise la cicatrisation chimique	35 - 45	50 - 65	Moyen	[27]
Fibres de PVA	2 % (volume)	Limite l'ouverture des fissures	Ralentit la diffusion des ions	45 - 55	60 - 70	Élevé	[8]

Analyse comparative :

1. Meilleur composant pour réduire la perméabilité : Brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) et Silicate de sodium.
2. Meilleur composant pour augmenter la résistance mécanique : Fumée de silice et Chlorure de calcium.
3. Composant le plus économique : Cendres volantes et Fillers calcaires.
4. Composant le plus efficace pour la cicatrisation des fissures : Silicate de sodium, Métakaolin et Fumée de silice.
5. Meilleure solution globale : Fibres de PVA + Laitier de haut fourneau + Silicate de sodium offrent un bon compromis entre résistance, durabilité et coût.

Ce tableau offre une **comparaison détaillée basée sur les sources fournies. Toutes les références sont extraites des documents et chaque page est indiquée pour vérification.**

Tableau I. 4: Comparaison des proportions avant et après auto-cicatrisation

Composant	Proportion AVANT cicatrisation (%)	Proportion APRÈS cicatrisation (%)	Changements observés	Référence
Silicate de sodium	5 - 10	2 - 4	Une partie réagit pour former du gel C-S-H	[14]
Cendres volantes	10 - 55	5 - 30	Réaction progressive, colmatage des fissures, diminution de la perméabilité	[27]
Laitier de haut fourneau	30 - 71	20 - 50	Hydratation retardée, formation de produits secondaires	[27]
Métakaolin	15 - 30	10 - 20	Partiellement consommé, amélioration de la compacité	[27]
Fumée de silice	5 - 10	3 - 6	Réaction avec la chaux, réduction de porosité	[8]
Fillers calcaires	12	10	Légère diminution, formation de carbonates	[8]
Chlorure de calcium	42,3	20 - 30	Accélération de l'hydratation, consommation rapide	[27]
Brucite (Mg(OH)_2)	83,3	40 - 60	Transformation en phases hydratées	[27]
Portlandite (Ca(OH)_2)	Variable	Réduction significative	Réagit avec le CO_2 , formation de CaCO_3	[27]
Fibres de PVA	2 % (volume)	2 % (inchangé)	Stabilisation des fissures, maintien de la microstructure	[8]

Tableau I. 5: Comparaison des performances béton ordinaire vs auto-cicatrisant

Paramètre	Béton Ordinaire	Béton Auto-Cicatrisant	Références
Résistance à 28 jours (fc28)	30-40 MPa	35-50 MPa (améliorée selon l'agent cicatrisant)	[27], [8] ,[32] ,[14]
Résistance à long terme	Augmente de 10% après 90 jours	Jusqu'à 20-30% d'amélioration grâce à l'auto-cicatrisation	[8] ,[4] ,[27]
Rapport E/C	0,45 à 0,60	0,40 à 0,50 (réduit pour limiter la porosité et optimiser la cicatrisation)	[27], [8] ,[32] ,[14]
pH	~12-13	11-13 (dépend des agents cicatrisants : bactéries protégées, silicates réactifs avec le ciment)	[8]
Perméabilité	Élevée si les fissures présentes	Réduite de 30 à 50 % grâce aux agents cicatrisants (précipitation de calcite, gels CSH)	[27], [8] ,[32] ,[14]
Capillarité	Absorption d'eau importante en cas de microfissures	Diminuée par le colmatage naturel des fissures	[27], [8] ,[32] ,[14]
Type d'agent cicatrisant	Aucun	Géo-matériaux, silicate de potassium, bactéries, silicate de sodium	[8],[14], [29] [31] [30]
Proportion des composants	Ciment, granulats, eau, adjuvants standards	6 % lactate de calcium, $1,7 \times 10^5$ spores/g de bille d'argile, 26,5 % SiO ₂ pour le silicate de sodium, 27% Silicate de potassium	[27], [8] ,[32] ,[14]
Préparation spéciale	Mélange conventionnel	Agents incorporés dans billes d'argile ou encapsulation chimique	[27], [8] ,[32] ,[14]

Temps de cicatrisation	Aucune récupération naturelle	5 à 7 jours pour récupération acoustique, 14 à 28 jours pour récupération mécanique complète	[27], [8],[32],[14]
Impact sur les armatures	Corrosion accélérée en cas de fissures ouvertes	Réduction des attaques chlorures grâce à la cicatrisation, mais risque alcali-silice avec certains silicates, doit être surveillé pour éviter des réactions alcali-silice nuisibles	[27], [8] ,[32] ,[14]
Méthode de détection	Essais mécaniques conventionnels	Tests par ultrasons linéaires et non linéaires, résonance et microscopie	[27], [8] ,[32] ,[14]
Durabilité	Dépend de l'entretien et des fissurations	Augmentée de 20-30 % grâce à la fermeture naturelle des fissures	[27], [8] ,[32] ,[14]
Disponibilité	Très répandu	Dépend des matériaux utilisés (bactéries, silicate, géo-matériaux, silicate de sodium)	[27], [8] ,[32] ,[14]
Coût	Standard	15-30% plus élevé, compensé par une meilleure durabilité	[27], [8] ,[32] ,[14]

I.16 Impact des agents cicatrisants sur les armatures du béton armé

L'incorporation d'agents cicatrisants, notamment les silicates alcalins, présente des **effets globalement bénéfiques** sur la protection des armatures. En densifiant la microstructure et en refermant les fissures, ces agents **réduisent la perméabilité** du béton et **limitent l'accès de l'eau, de l'oxygène et des chlorures** aux aciers, freinant ainsi la corrosion. [14]

Cependant, certains **risques potentiels** doivent être considérés : modification du pH, interaction chimique avec l'acier ou formation excessive de gels pouvant générer des tensions locales. Pour minimiser ces effets, il est essentiel de **maîtriser les dosages**, de **vérifier la compatibilité avec les armatures**, et de poursuivre les **études à long terme** sur leur influence. [14]

En conclusion, bien formulés et correctement appliqués, les agents cicatrisants peuvent **améliorer la durabilité** des structures en béton armé sans compromettre la protection des aciers.

I.16.1 Choix du silicate de sodium et méthode de préparation

Le silicate de sodium a été retenu comme agent cicatrisant pour les essais expérimentaux en raison de sa disponibilité en laboratoire, de sa bonne réactivité avec la matrice cimentaire, et de la facilité de reproduction des résultats.[14]

I.16.2 Composition

La solution utilisée contient :

- 10,6 % de Na_2O ,
- 26,5 % de SiO_2 ,
- 62,9 % d'eau.

Ce ratio est conçu pour garantir **une réaction efficace avec la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) du béton**, favorisant la formation de gels de silicate de calcium hydraté (**C-S-H**) et contribuant ainsi à la cicatrisation des fissures.[14]

I.16.3 Méthode de préparation

Le silicate de sodium est soit **encapsulé** dans des microcapsules (libérées à la fissuration), soit **appliqué sous forme liquide** directement sur les fissures dans les échantillons.

Une fois en contact avec la fissure, le silicate **diffuse dans la matrice** et réagit avec le CH pour former des gels C-S-H, renforçant localement la structure.

La **cicatrisation acoustique** est détectable dès **5 à 7 jours**, tandis que la **récupération mécanique** est atteinte en **21 jours**. [14]

I.16.4 Facteurs d'efficacité

- **PH élevé** (supérieur à 10,7) nécessaire pour activer la réaction,
- **Âge du béton** : plus le béton est jeune, plus la portlandite disponible est abondante, ce qui favorise la réaction. [14]

I.17 Volume d'Agent Cicatrisant (Silicate de Sodium) à Incorporer

La quantité d'agent cicatrisant dépend de **la méthode d'incorporation et des propriétés du béton** [14]

Tableau I. 6: Techniques d'application des agents cicatrisants avec dosages indicatifs

Méthode d'application	Proportion recommandée	Remarque
Encapsulation (microcapsules)	3 % – 6 % en poids de ciment	Libération contrôlée à l'apparition des fissures
Mélange direct sous forme liquide	2 % – 4 % en poids de ciment	Assure une diffusion homogène dans la matrice
Injection post-fissuration	0,5 L à 1 L par m³ de béton	Appliqué directement sur les fissures ouvertes

◆ Facteurs influençant la quantité

- Un excès de **silicate de sodium** peut provoquer une **fragilisation locale** et **réduire l'adhérence interfaciale**.
- La réaction est optimisée dans un **milieu alcalin (pH > 10,7)** avec un **rapport E/C de 0,40 à 0,50**. [14]

Après avoir exploré les différentes approches et mécanismes de l'auto-cicatrisation du béton, il apparaît que les performances de ce matériau peuvent être encore améliorées par l'intégration d'éléments de renforcement adaptés.

Parmi les solutions les plus étudiées, l'incorporation de fibres dans la matrice cimentaire offre des avantages notables, notamment en ce qui concerne la limitation de l'ouverture des fissures, condition essentielle pour optimiser l'efficacité du processus de cicatrisation.

Ainsi, afin de renforcer le comportement mécanique du béton tout en favorisant son potentiel d'auto-réparation, l'étude s'intéresse désormais au béton fibré, un matériau composite combinant résistance accrue et durabilité améliorée.

B/ Le Béton Fibré

Dans cette partie, nous nous intéressons au béton fibré en tant que matériau composite renforcé par l'ajout de fibres. L'objectif est d'examiner les différents types de fibres utilisés, leurs caractéristiques spécifiques, ainsi que leur influence sur les propriétés mécaniques et la durabilité du béton. Cette analyse permet de mieux comprendre comment les fibres contribuent à améliorer les performances globales du matériau, notamment en termes de résistance, de contrôle des fissures et de longévité.[33]

I.18 Les caractéristiques et avantages du béton fibré

- D'améliorer la résistance mécanique (compression, traction, flexion) [34][33]
- De limiter l'ouverture et la propagation des fissures [32][33]
- Et de renforcer la durabilité en réduisant la perméabilité [34][33]

I.19 Types de fibres et leurs applications

Les fibres utilisées sont classées selon leur nature et leur effet mécanique :

Tableau I. 7: Types de fibres et leur contribution aux performances du béton

Type de fibre	Propriétés mécaniques	Applications principales
Métalliques	Améliorent traction, flexion et ductilité	Bétons haute performance, auto-cicatrisants [33]
Synthétiques (PP, nylon)	Réduisent fissuration plastique, résistance au gel/dégel	Structures exposées aux variations climatiques [34]
Verre	Résistent aux attaques chimiques	Bétons exposés aux milieux agressifs [32]
Carbone	Augmentent rigidité et résistance à la fatigue	Béton ultra-haute performance (BFUP) [34]



Figure I. 15: Illustration des différents types de fibres mentionnés précédemment [34] .

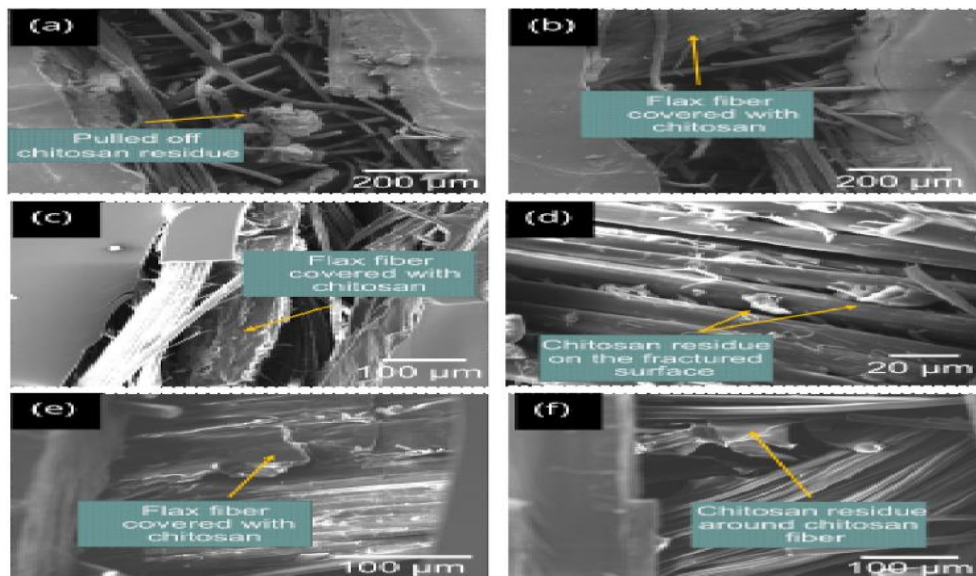


Figure I. 16: Illustration suggérée : images MEB de l'interface fibre/matrice selon le type de stratifié (LMW, MMW, HMW) [35].

I.20 Effets des fibres sur les performances du béton

I.20.1 Résistance à la compression

- Augmentation de **15 à 25 %** avec des fibres métalliques [33].
- Les **BFUP** atteignent **150 à 225 MPa** avec 2 à 3 % de fibres [34].

I.20.2 Résistance en flexion et traction

- 1 % de fibres métalliques permet **+62 %** de résistance en flexion [33].
- Résistance en traction de **8 à 15 MPa** avec 3 % de fibres métalliques [34].

I.20.3 Fissuration et auto-cicatrisation

- Réduction significative de l'ouverture des fissures, améliorant l'**efficacité de la cicatrisation** [32].
- Favorise la **précipitation de gels C-S-H** dans les fissures [34].
- **. Proportion des Fibres pour Béton Fibré**
- L'ajout de **fibres** améliore la **résistance aux fissures** et permet une **répartition plus homogène des contraintes mécaniques**. [14]

Tableau I. 8: Effet des fibres et de leur dosage sur les propriétés mécaniques du béton

Type de fibres	Proportion en volume	Effet sur le béton
Fibres métalliques	0,5 % – 1,5 %	Améliore la résistance à la traction et à la flexion
Fibres synthétiques (polypropylène, verre)	0,1 % – 0,5 %	Limite la fissuration précoce et améliore la durabilité
Combinaison optimale	1 % de fibres métalliques + 0,2 % de fibres synthétiques	Maximisation de la résistance et du colmatage des fissures

V. Protocole d'incorporation des fibres

L'incorporation des fibres métalliques suit un **processus rigoureux** visant à :

- Garantir une **dispersion homogène** dans la matrice cimentaire, [33], [34] et [32]
- **Éviter l'agglomération** des fibres, [33], [34] et [32]
- et assurer une **adhérence optimale** avec le ciment hydraté. [33], [34] et [32]

I.21 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré les principales avancées en matière de béton auto-cicatrisant. Les différentes approches, qu'elles soient basées sur l'hydratation résiduelle, la carbonatation ou l'incorporation d'agents spécifiques comme le silicate de sodium, ont été analysées à travers une revue des travaux récents.

Cette analyse a permis de mieux comprendre les mécanismes de cicatrisation, les types de matériaux utilisés, ainsi que les performances obtenues dans divers contextes. Elle met en évidence le fort potentiel de ces solutions pour prolonger la durée de vie des structures en béton, tout en soulignant certaines limites liées à leur efficacité à long terme ou à leur coût.

Ce travail bibliographique constitue ainsi une base solide pour orienter la suite de notre étude, notamment au niveau expérimental.

Chapitre II : Matériaux et essais

II.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter les matériaux utilisés pour élaborer différentes formulations de béton. Des essais à l'état frais et durci, ainsi que des essais préliminaires, ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques de chaque matériau. L'ensemble des modes opératoires suivis lors de ces essais est également détaillé.

II.2 Matériaux utilisés

II.2.1 Ciment

Le ciment utilisé dans ce projet est le **MATINE™**, un ciment de type **CEM II/B-L 42.5 N**, fabriqué par **Lafarge Algérie**. Il est conforme à la norme **NA 442** et contient du **clinker** (65-71%) avec une addition de **calcaire** (21-35%).

Ce ciment est adapté aux bétons armés exigeants grâce à :

- une bonne résistance mécanique (≥ 42.5 MPa à 28 jours),
- une prise normale ($\approx 2h$),
- une excellente ouvrabilité du béton frais.

Son choix est motivé par ses bonnes performances et sa disponibilité locale



Figure II. 1: Ciment Matine E CEM II/ 42.5 N [37]

II.2.1.1 Constituants principaux du clinker et son rôle principal

Le clinker, composant de base du ciment Portland, est constitué essentiellement des oxydes suivants :

Tableau II. 1: Composition minéralogiques du ciment (voir la fiche technique de ciment)

C₃S (Silicate tricalcique)	C₂S (Silicate bicalcique)	C₃A (Aluminate tricalcique)	C₄AF (Aluminoferriite tétracalcique)	CaCO₃ (Addition calcaire)
45 – 60 %	15 – 30 %	5 – 10 %	5 – 15 %	21 – 35 % (normatif)
Résistance initiale (2–7 j)	Résistance long terme (>28 j)	Chaleur d'hydratation rapide	Modère la chaleur – influence couleur	Réduit CO ₂ – améliore ouvrabilité

Tableau II. 2: Composition chimique typique du ciment CEM II/B-L 42.5 N

Composant chimique	CaO	SiO₂	Al₂O₃	Fe₂O₃	MgO	SO₃	Na₂Oeq	CO₂ (lié au calcaire)
Teneur approximative (%)	60 – 67 %	17 – 25 %	3 – 8 %	0.5 – 6 %	0.5 – 4 %	2 – 4 %	≤ 1 %	Présent (quantité variable)

Tableau II. 3: Caractéristiques physiques du ciment

Finesse Blaine	Densité réelle	Masse volumique apparente	Début de prise	Fin de prise	Expansion (Le Chatelier)	Couleur
3200 – 3800 cm ² /g	≈ 3.1 g/cm ³	1.1 – 1.3 t/m ³	150 – 200 min	220 – 290 min	≤ 10 mm (norme respectée)	Gris clair

II.2.2 Granulat

II.2.2.1 Sable

Dans cette étude, nous avons utilisé deux types de sable : le sable de dune et le sable de carrière.

II.2.2.1.1 Sable de dune

Le sable employé dans ce projet est **un sable de dune** provenant de la région de **Oued Souf**. Ce matériau se distingue par sa granulométrie fine, **inférieure à 5 mm**, et par sa forme arrondie typique des sables transportés par le vent. Ces caractéristiques en font un matériau naturel abondant et adapté pour la réalisation de mélanges en béton, offrant ainsi une solution locale et économique pour les besoins du génie civil.



Figure II. 2: Sable de dune utilisé comme matériau dans le béton.

Tableau II. 4: Présentant la composition chimique typique du sable de dune [38]

Composant chimique	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (trace)	CaO (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	Matières organiques (%)	Na ₂ O (%)
Pourcentage approximatif	77,95	0,92	Trace	10,54	1,15	0,23	6,91	0,62

II.2.2.1.2 Sable carrière

Le sable de carrière, de granulométrie 0/6,3 mm, utilisé dans cette étude provient des unités de concassage de Bordj Bou Arreridj. De forme anguleuse, il offre une bonne adhérence dans le béton et est apprécié en construction pour ses qualités mécaniques et sa disponibilité.



Figure II. 3: Sable de carrière utilisé comme matériau dans le béton.

II.2.2.2 Gravier

Le gravier employé dans cette étude expérimentale provient d'une carrière située dans les environs. Ce matériau est obtenu par concassage de roches naturelles. Les granulométries retenues pour les essais sont les fractions 3/8mm et 8/15 mm.



Figure II. 4: Gravier 8/15 utilisé dans l'étude.



Figure II. 5: Gravier 3/8 utilisé dans l'étude.

II.2.3 Eau de gâchage

L'eau utilisée pour le gâchage dans cette étude comprend de l'eau potable du réseau ainsi que de l'eau distillée pour certains essais en laboratoire. Ces deux types d'eau respectent les normes **NA 442-2 (2004)**[39] et **NF EN 1008 (2002)**[40], garantissant leur compatibilité avec les exigences de formulation du béton.

II.2.4 Les fibres

Les fibres métalliques utilisées dans cette étude sont de type **à crochets aux extrémités**, ce qui permet un meilleur ancrage dans la matrice cimentaire, améliorant ainsi la résistance à la fissuration, la ténacité et le comportement post-fissuration du béton.



Figure II. 6: Illustration des fibres SikaFibre® Metal Chapes utilisées dans le béton.

Tableau II. 5: résume les caractéristiques principales des fibres SikaFibre® Metal Chapes utilisées dans les formulations. Pour plus d'informations, voir la fiche technique en annexe

Caractéristique	Valeur
Aspect	Fils d'acier carbone tréfilés à extrémités crochues
Dimensions	Longueur : 30 mm ; Ø équivalent : 0,62 mm
Densité	7,8
Résistance à la traction	1270 MPa
Module d'élasticité	200 GPa
Dosage recommandé	7 kg/m ³
Conditionnement	Sacs papier de 7 kg
Stockage	À l'abri de l'humidité, ne pas gerber les palettes

II.2.5 Produit chimique : silicate de sodium

II.2.5.1 Présentation du Silicate de Sodium

Le silicate de sodium est un composé chimique de formule générale Na_2SiO_3 , largement utilisé pour améliorer la résistance et la durabilité des bétons. Il intervient dans la formation de gels de silicate de calcium hydraté (C-S-H) supplémentaires en réagissant avec la chaux libre présente dans la matrice cimentaire.

Commercialement, il est fourni sous forme d'une solution aqueuse visqueuse, avec un rapport molaire $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ typique de 3.



Figure II. 7: Solution de silicate de sodium utilisée dans le béton auto-cicatrisant.

II.2.5.2 La soude : Na_2O : L'oxyde de sodium

Ou soude, est un composé chimique réactif constitué de sodium et d'oxygène. Lorsqu'il entre en contact avec l'eau, il forme de l'hydroxyde de sodium (NaOH). Il est utilisé dans la fabrication du verre, des détergents et dans diverses réactions chimiques.



Figure II. 8: Solution de silicate de sodium utilisée dans le béton auto-cicatrisant.

II.2.5.3. Manipulation du Produit

Le silicate de sodium est un produit fortement alcalin.

Sa manipulation exige :

- Le port de **gants de protection, lunettes de sécurité et vêtements adaptés** ;
- Un **stockage** dans des récipients hermétiquement fermés, à une température comprise entre **5°C et 35°C**, à l'abri de l'humidité et de la chaleur directe ;
- Une **bonne ventilation** du poste de travail pour éviter les inhalations prolongées.

Toute préparation ou ajustement doit être réalisé avec précaution, en respectant les procédures de sécurité des produits chimiques.

II.2.5.4. Ajustement du rapport $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$

II.2.5.2.1 Nécessité de l'ajustement

À partir de l'analyse **du cercle de proportion** du silicate de sodium utilisé, le rapport recherché est :

$$\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}} = \frac{26,5}{10,5} \approx 2,5$$

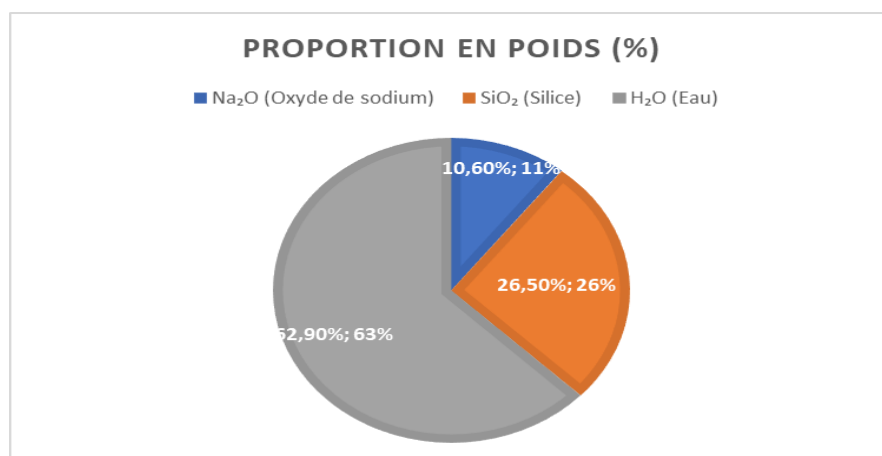


Figure II. 9: Cercle proportionnel permet de visualiser clairement la composition du silicate de sodium étudié. [14]

Or, le produit commercial possède un rapport initial de :

$$\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}} = 3$$

Il est donc nécessaire d'**ajuster** ce rapport de 3 à 2,5 afin d'obtenir les propriétés souhaitées dans la formulation du béton.

II.3 Partie 2 : Programme des essais, essai préliminaire et protocoles expérimentaux

II.3.1 Analyse Granulométrique

II.3.1.1 Principe

On tamise un granulats sec à travers des tamis de mailles décroissantes pour mesurer la masse retenue et tracer la courbe granulométrique.

II.3.1.2 Norme : NF EN 933-1[41]

II.3.1.3 Matériel :

Tamis normalisés, balance, vibreur (si disponible)

II.3.1.4 Mode opératoire

1. Séchage de l'échantillon à 110 ± 5 °C jusqu'à masse constante conformément à la norme [NF EN 932-5],[42]



Figure II. 10: Matériaux placés dans l'étuve pour séchage.

2. Pesée de l'échantillon initial (masse totale).
3. Passage de l'échantillon à travers une série de tamis (ex : 31,5 mm, 16 mm, 8 mm, 4 mm, 2 mm, 0.063 mm).
4. Pesée des fractions retenues sur chaque tamis.
5. Calcul du pourcentage retenu et cumulé.

6. Tracé de la courbe granulométrique (masse cumulée retenue en fonction de la taille des tamis).

II.3.1.5 Résultats

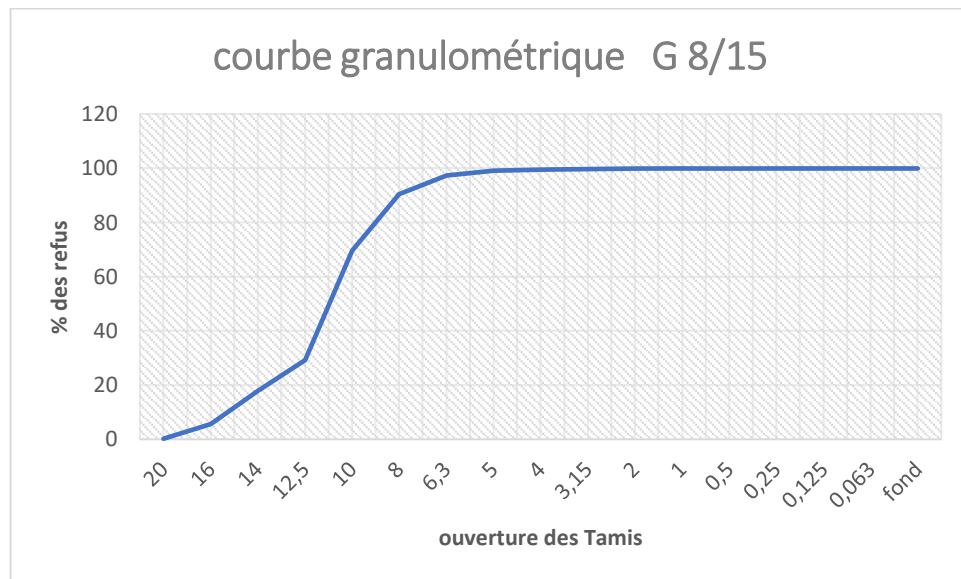


Figure II. 11: Courbe granulométrique de gravier 8/15.

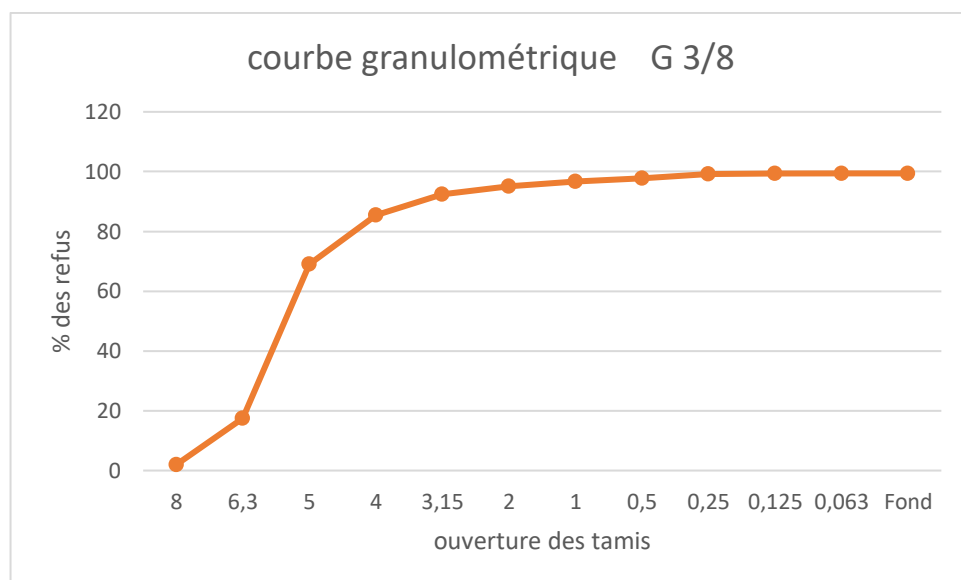


Figure II. 12: Courbe granulométrique de gravier 3/8.

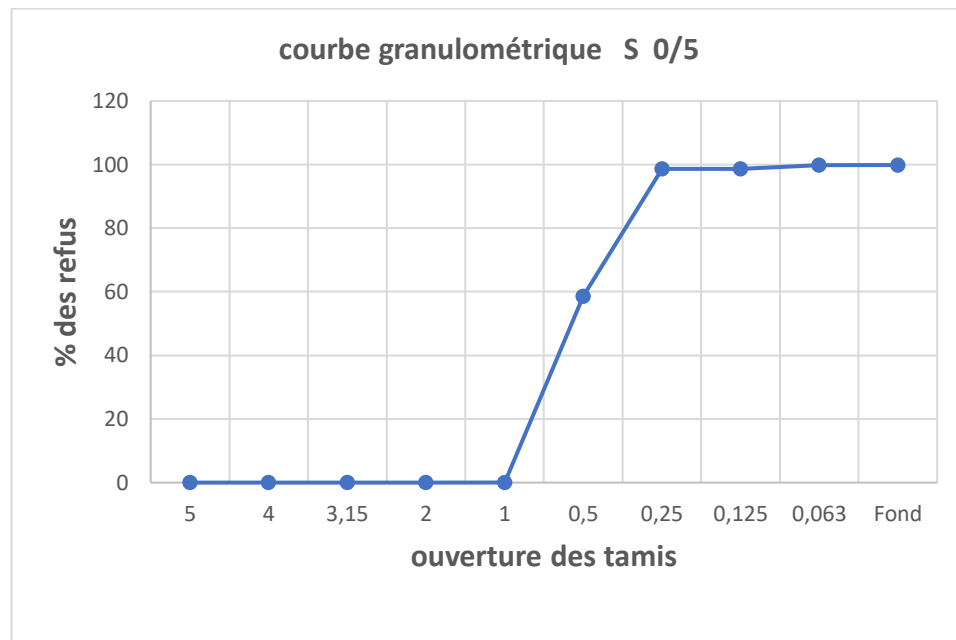


Figure II. 13: Courbe granulométrique du sable 0/5.

II.3.1.6 Module de finesse : (norme européenne [EN 12620] ,[43])

- Module de finesse du sable de dune :

$$M_f = 1/100 \sum \% \text{ (des refus cumulés des ouverture (4+2+1+0,5+0,25+0,125))} =$$

$$M_f = 1/100(0+0+0,05+29,15+69,2+70,35)=1,69$$

$$M_{f1} = 0,98$$

Alors :

- 1,8-2,2 sables fins
- 2,2-2,8 sable préférentiel (moyen)
- 2,8-3,2 sable grossier

➤ **Solution :**

Comme le sable est fin, nous allons le corriger en utilisant un sable plus grossier, soit du sable jaune, soit du sable de carrière, selon ce qui est disponible.

La correction de sable a été réalisée conformément à la norme [NF EN 933-1],[41]

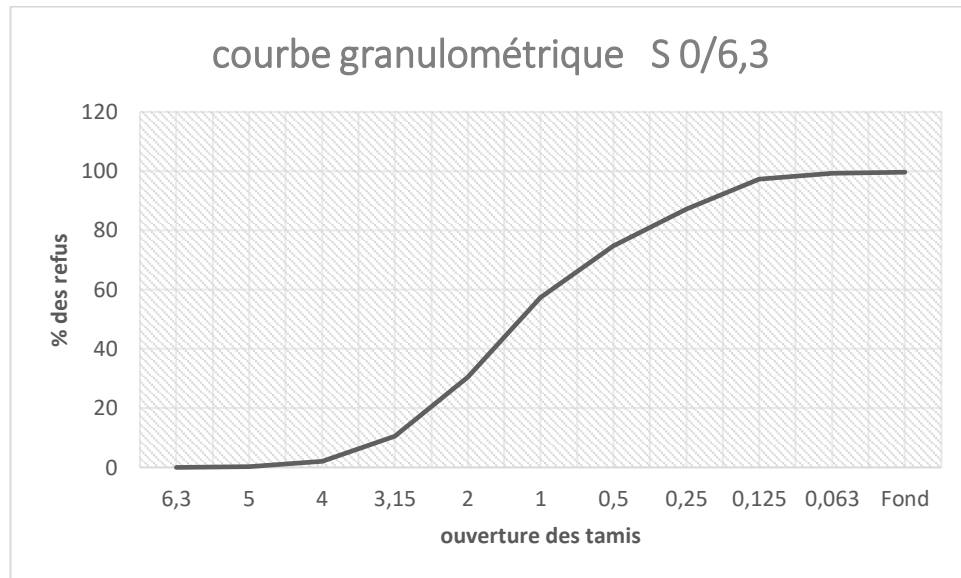


Figure II. 14: Courbe granulométrique du sable 0/6,3.

- **Le module de finesse du sable de carrière : (conformément à la norme [EN 12620], [43])**

$M_f = 1/100 \sum \% \text{ (des refus cumulés des ouvertures (4+2+1+0,5+0,25+0,125))=}$

$M_f = 1/100(2,1+30,5+57,27+74,75+87,27+97,35) = 3,49$

$M_{f2} = 3,49$

Modification du module de finesse M_f :

Après avoir corrigé le sable, un mélange de deux sables est obtenu. Le module de finesse du mélange est ensuite déterminé à l'aide de la formule prévue par la norme [EN933-1],[41]

S1 : sable 1

S2 : sable 2

➤ Si M_{f1} le module de finesse de d'un sable 1, alors :

$$\% \text{ sable 2} = (M_{f3} - M_{f1}) / (M_{f2} - M_{f1})$$

➤ Si M_{f2} le module de finesse de d'un sable 2, alors :

$$\% \text{ sable 1} = (M_{f2} - M_{f3}) / (M_{f2} - M_{f1})$$

- L'objectif est de fixer un module de finesse M_{f3} à 2,4, avant de procéder au calcul du mélange

- $\% \text{ sable 2} = (2,4 - 0,98) / (3,49 - 0,98) = 0,5657 = 56,57\%$

$$\% \text{ sable 1} = (3,49 - 2,4) / (3,49 - 0,98) = 0,4342 = 43,42\%$$

Le mélange est calculé comme suit : on fixe une base de 1 kg (soit 1000 g), ce qui donne:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1000\text{g} \longrightarrow 100\% \\ Q2 \longrightarrow 56,57\% \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1000\text{g} \longrightarrow 100\% \\ Q1 \longrightarrow 43,42\% \end{array} \right.$$

"On obtient le résultat suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} Q1 = 434,2\text{g} \\ Q2 = 565,7\text{g} \end{array} \right.$$

- Préparation du mélange : avec Q1 et Q2 correspondant respectivement aux sables 1 et 2:



Figure II. 15: Quantité de sable 1 (sable de dune).



Figure II. 16: Quantité de sable 2 (sable de carrière).



Figure II. 17: Préparation du mélange à partir des deux sables (sable de dune et sable de carrière).

D'après les résultats obtenus conformément à la norme NF EN 933-1,[41], les courbes granulométriques ont été tracées

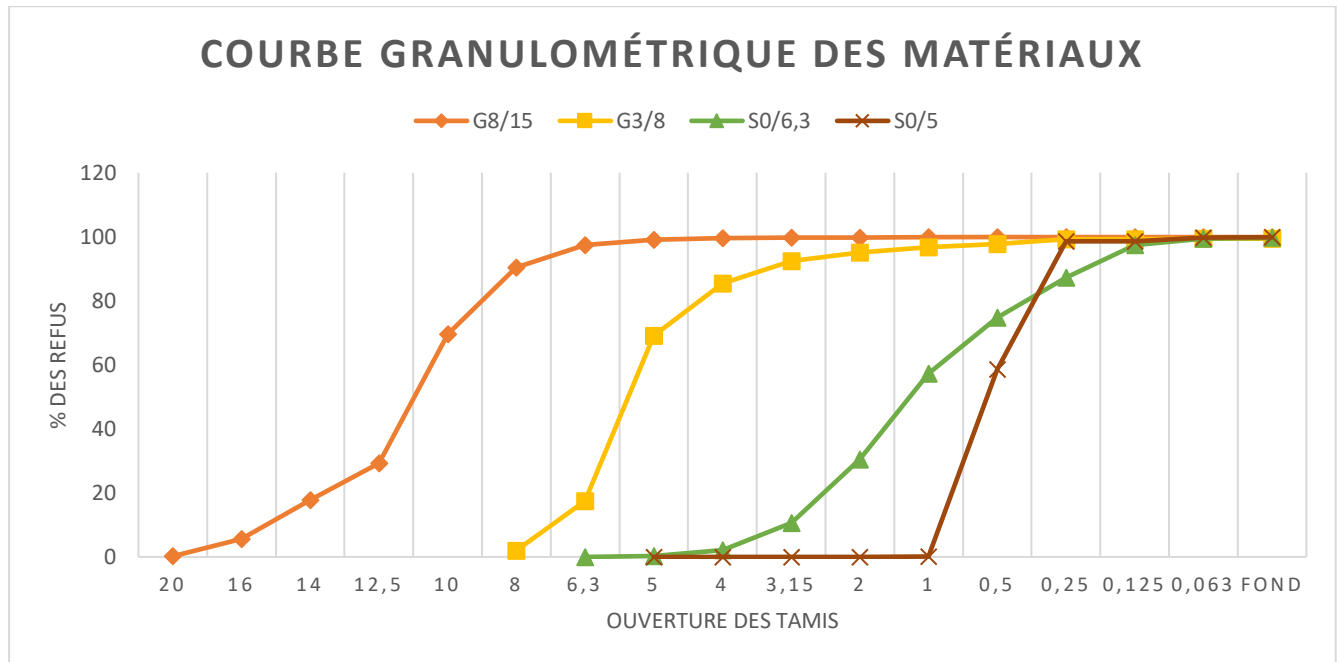


Figure II. 18: Courbe granulométrique des matériaux utilisée.

II.3.2 Masse volumique apparente

La masse volumique apparente est le rapport entre la masse d'un matériau et le volume qu'il occupe, en incluant les vides entre les grains. Elle s'exprime en kg/m^3 ou g/cm^3 et se mesure selon la norme NF EN 1097-6 ,[45] à l'aide d'une balance précise, d'un récipient de volume connu, d'une règle métallique et d'un entonnoir.

II.3.2.1 Procédure

1. Peser le récipient vide (M1).
2. Remplir le récipient avec le matériau (le mélange de 2 sable) en utilisant un entonnoir. En formant un cône



Figure II. 19: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

3- Araser la surface du matériau pour qu'elle soit plane.



Figure II. 20: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

3. Peser le récipient rempli (M2).



Figure II. 21: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

4. Calculer la masse volumique apparente à l'aide de la formule :

$$P_{ap} = \frac{M2 - M1}{V} = \frac{[Kg] ou [g]}{[m^3] ou [cm^3]}$$

Où :

V est le volume du récipient.

- ❖ L'essai est effectué cinq fois sur un litre (1L) pour calculer la masse volumique apparente moyenne.

II.3.2.2 Résultat de l'essai

Tableau II. 6: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente

Désignation 0/6,3	M2 (g)	La Moyenne de la masse (g)	V (ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	2160,6	2161,66	1000	2,161
Essai 2	2161,8			
Essai 3	2157,6			
Essai 4	2163,2			
Essai 5	2165,1			

Tableau II. 7: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente

Désignation Sable 0/5	M2 (g)	La Moyenne de la masse (g)	V (ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	2033,77	2074,71	1000	2,074
Essai 2	2050,19			
Essai 3	2077,5			
Essai 4	2108,6			
Essai 5	2103,5			

Tableau II. 8: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente

Désignation Gravier 3/8	M2 (g)	La Moyenne de la masse (g)	V (ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	7460	7460,3	5000	1,49
Essai 2	7458 ,9			
Essai 3	7461			
Essai 4	7460,9			
Essai 5	7460,7			

Tableau II. 9: Montre les masses des essais, leur moyenne et la masse volumique apparente

Désignation Gravier 8/15	M2 (g)	La Moyenne de la masse (g)	V (ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	8176,8	8177,24	5000	1,63
Essai 2	8176			
Essai 3	8177,5			
Essai 4	8178,8			
Essai 5	8177,1			



Figure II. 22: Gravier 8/15 et gravier 3/8 avec un volume de récipient constant de 5 litres.

II.3.3. Masse volumique absolue

C'est la masse par unité de volume réel d'un matériau, excluant les vides et les pores ouverts.

II.3.2.3 Norme : NF EN 1097-10,[46]

❖ Matériel : Éprouvette graduée, balance précise, eau

II.3.2.4 Procédure

1. Remplir une éprouvette graduée avec un volume initial d'eau ($V_1 = 300\text{ml}$):
2. Peser un échantillon sec du matériau ($M = 300\text{g}$):



Figure II. 23: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

3. Introduire l'échantillon dans l'éprouvette en s'assurant qu'il n'y a pas de bulles d'air.
4. Noter le nouveau volume d'eau (V_2).



Figure II. 24: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

5, Calculer le volume réel du matériau :

$$V=V_2-V_1$$

5. Déterminer la masse volumique absolue avec la formule :

$$\rho_s = \frac{M}{V}$$

II.3.2.5 Résultats

Tableau II. 10: Résultats de la masse volumique apparente du sable 0/5

Désignation sable 0/5	M (g)	V1 (ml)	V2(ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	300	300	420	2,5

Tableau II. 11: Résultats de la masse volumique apparente du sable 0/6,3

Désignation Sable 0/6,3	M (g)	V1 (ml)	V2(ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	300	300	420	2,5

Tableau II. 12: Résultats de la masse volumique apparente de gravier 3/8

Désignation Gravier 3/8	M (g)	V1 (ml)	V2(ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	300	300	430	2,3

Tableau II. 13: Résultats de la masse volumique apparente de gravier 8/15

Désignation Gravier 8/15	M (g)	V1 (ml)	V2(ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	300	300	430	2,3

Tableau II. 14: Résultats de la masse volumique apparente de mélange

Désignation mélange	M (g)	V1 (ml)	V2(ml)	ρ_{app} (g/cm ³)
Essai 1	300	300	410	2,71

❖ Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais :

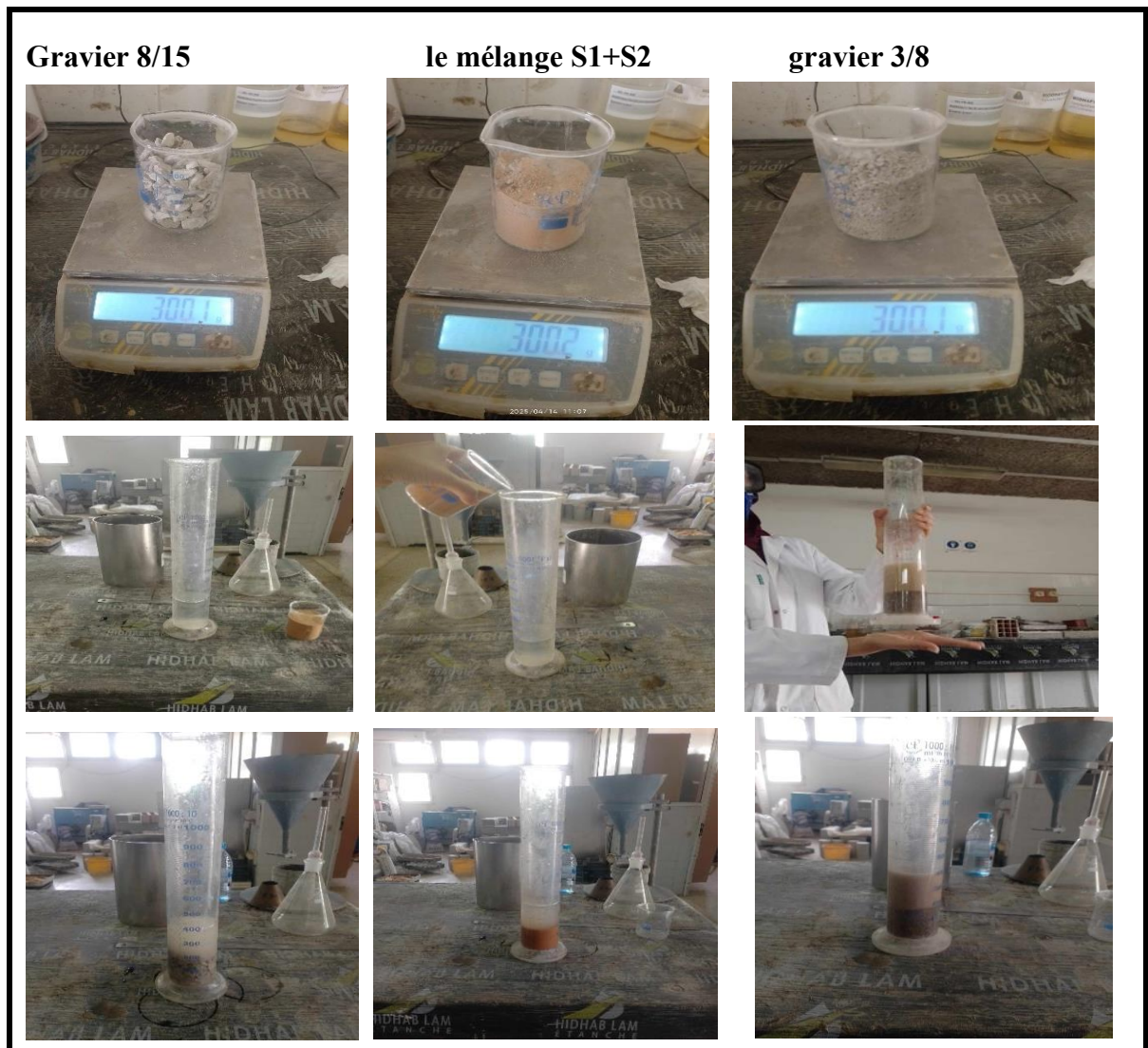


Figure II.22: Illustration des Étapes de Manipulation lors des Essais.

II.3.3 Essai d'équivalent de sable [NF P 18-597],[47]

II.3.3.1 Principe

Mesure du rapport entre la hauteur de sable décanté et la hauteur totale (sable + fines) après agitation dans une solution, pour évaluer la propreté du sable.

II.3.3.2 Matériel

Tamis 2 mm, éprouvette 500 ml, pipette ou robinet, tube de rinçage, agitateur, chronomètre, eau distillée, solution lavante, entonnoir, balance.

II.3.3.3 Procédure de l'essai :**❖ Préparation de l'échantillon :**

- Tamiser le sable sur un tamis de 2 mm.



Figure II. 25: illustrant la préparation de l'échantillon.

- Prélever le refus (particules > 2 mm) : c'est l'échantillon à utiliser pour l'essai.
- Peser environ 120 g de l'échantillon pour le placer dans le cylindre de mesure.



Figure II. 26: Illustration du pesage de l'échantillon.

❖ Préparation de la solution lavante (Norme NF EN 933-8),[48]

- Mélanger 5 litres d'eau distillée avec 250 ml de solution lavante.
- Bien homogénéiser le mélange.
- Cette solution doit être utilisée à température ambiante (environ 20 °C).



Figure II. 27: Illustrations des équipements de laboratoire utilisés pour la détermination l'équivalent de sable.

❖ **Introduction du sable :**

Introduire le sable dans l'éprouvette contenant la solution lavante. Frapper doucement la base de l'éprouvette avec la paume de la main pour éliminer les bulles d'air. Laisser imbiber pendant 10 minutes.



Figure II. 28: Introduction du sable dans la solution lavante.

❖ **Agitation :**

Agiter l'éprouvette 90 cycles en 30 secondes.



Figure II. 29: Agitation de l'éprouvette pour homogénéisation du mélange.

- ❖ Complément de solution :
- ❖ Rajouter la solution lavante jusqu'au deuxième trait.
- ❖ Repos :

Laisser reposer 20 minutes $\pm$ 10 secondes sans bouger l'éprouvette.

- Mesures :

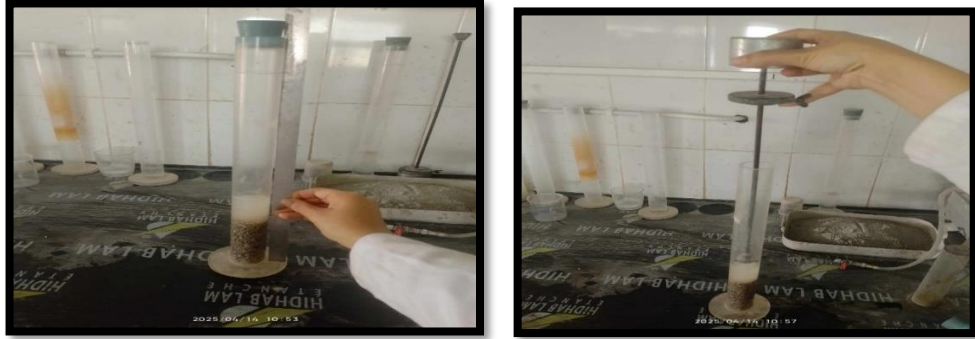


Figure II. 30: Prise de mesure après repos du mélange.

Mesurer H_2 : hauteur de la phase sableuse (avec le piston). Mesurer h_1 : hauteur totale (sable + éléments fins en suspension).

- Formule de calcul $ES = 100 \times (h_2 / h_1)$ Avec :

$H_2 = 8,9\text{cm}$ (règle)

$H_1 = 10\text{cm}$ (piston)

$ES = 100 \times (8,9/10) = 89\%$

- ES : équivalent de sable (%)
- h_2 : hauteur du sable propre
- H_1 : hauteur totale

○ Interprétation des résultats

- $ES \geq 70$: sable propre, très peu d'argiles
- ES entre 40 et 70 : qualité moyenne
- $ES < 40$: sable très sale, à rejeter ou corriger

II.3.4 Préparation d'une solution de silicate de sodium (rapport $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 2,5$)

Pour diminuer le rapport $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ d'une solution commerciale de silicate de sodium (rapport initial 3), on augmente la teneur en Na_2O en ajoutant de la soude (NaOH).

Méthode : dissoudre **100 g de NaOH** dans **1 kg de silicate de sodium**.

Cette opération ajuste le rapport à 2,5, selon le calcul basé sur le cercle de proportion.

La quantité de silicate de sodium ajouter avec Léau :

9,5 l $\longrightarrow$ 100%

q $\longrightarrow$ 26,5

II.3.4.1 Procédure de préparation de la solution de silicate de sodium ajustée

- Dans un bécher muni d'un agitateur magnétique, dissoudre **100 g de soude (NaOH)** dans **1 kg** de silicate de sodium commercial (rapport initial $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O} = 3$).
- Maintenir l'agitation jusqu'à dissolution complète de la soude dans la solution.
- Transférer immédiatement la solution obtenue dans un **bidon hermétiquement fermé** pour éviter toute contamination ou évaporation.
- Ajouter ensuite **1,5 kg** supplémentaire de silicate de sodium au mélange.
- Compléter le volume par l'ajout d'**eau distillée** jusqu'à atteindre la **quantité d'eau de gâchage** prévue pour la formulation du béton.



Figure II. 31: Préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.

II.3.4.2 Protocole de manipulation :

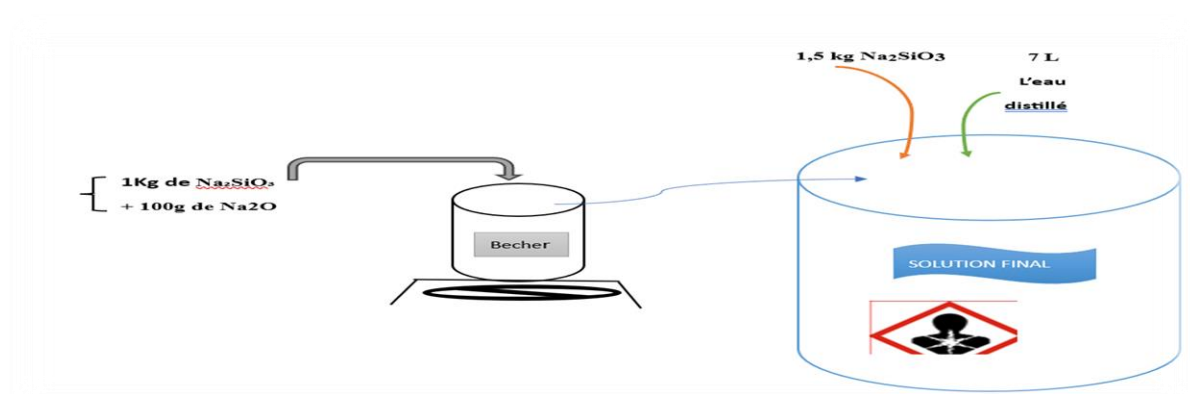


Figure II. 32: Organigramme de préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.

II.3.5 Formulation des bétons selon la méthode de Dreux-Gorisse[21]

La formulation du béton est une étape essentielle pour assurer sa performance en termes de résistance mécanique, durabilité et mise en œuvre. Le béton est un matériau composite dont la qualité dépend fortement de la nature, de la proportion et de la combinaison des constituants : ciment, eau, granulats et adjuvants.

La méthode Dreux-Gorisse est une approche française réputée qui permet de formuler un béton de manière théorique à partir de critères techniques précis : classe de résistance, affaissement, type de ciment et nature des granulats.[21]

II.3.5.1 Objectifs techniques

Formuler un béton répondant à :

- Une classe de résistance : **C25/30**
- Une consistance plastique : **S2 (affaissement = 8 cm)**
- Un diamètre maximal des granulats : **Dmax = 20 mm**
- Un ciment de type **CEM II/B 42,5 N**

Dans notre cas, nous supposons :

- **Affaissement moyen** (7–12 cm), correspondant à une **maniabilité standard** adaptée aux poutres et voiles, soit une classe de consistance **S2**, [EN 12350-2],[49]
- Une classe de **résistance** supposée de **C25/30**. [12390-3],[50]

Tableau II. 15: Affaissement au cône conseillé en fonction du type d'ouvrage à réaliser.

Affaissement (cm)	Consistance	Classe	Usages courants
0 – 4	Ferme	F	VRD, béton extrudé
5 – 9	Plastique	P	Génie civil, voiles, poutres
10 – 15	Très plastique	TP	Dalles, murs courants
≥ 16	Fluide	FL	Dalles minces, ouvrages inaccessibles

Tableau II. 16: Tableau des paramètres principaux

Paramètre	Valeur visée
Affaissement (Abrams)	8 cm (consistance plastique)
Résistance à 28 jours	28,75 MPa (15 % > f_{c28})
Rapport C/E	Calculé via Bolomey
Granularité (Dmax)	20 mm

$$\sigma'_{28} = f_{c28} + 0,15f_{c28} = 28,75 \text{ MPa}$$

II.3.5.2 Méthodologie de formulation Dreux-Gorisse

II.3.5.2.1 Détermination de Rapport C/E (Ciment/Eau)

- Formule de Bolomey

$$\sigma'_{28} = G' \sigma'_c (C/E - 0,5) .$$

Avec :

- σ'_{28} : Résistance visée à 28 jours : **28,75 MPa**
- σ'_c : Classe vraie du ciment en Mpa : **51MPa**
- C: Dosage du ciment en kg/m³ de béton.
- E : dosage de l'eau en kg / m³ de béton.
- G = coefficient granulaire (interpolé pour Dmax = 20 mm) = 0.49
 $\Rightarrow C/E = 1.70$

À l'aide de cette courbe granulométrique, avec C/E = 1,70 et A = 8 :

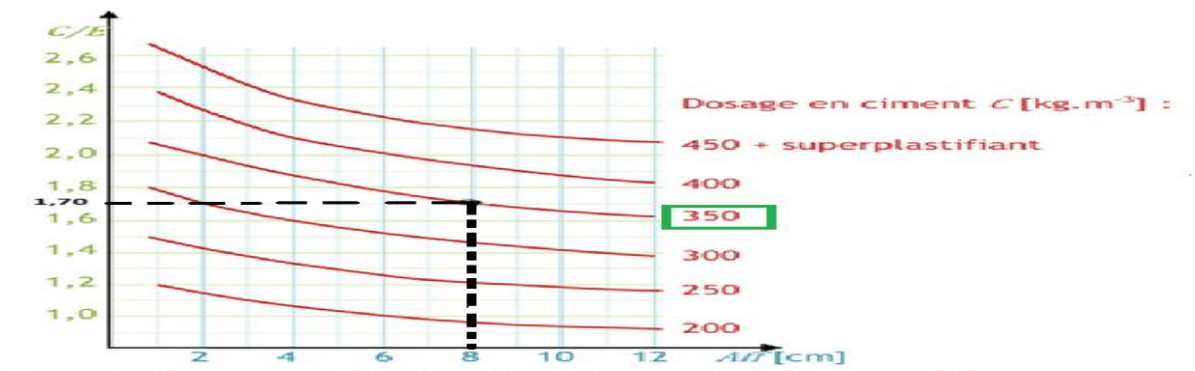


Figure II. 33: Abaque permettant la détermination de C_{opt} .

II.3.5.3 Résultat de lecture

C=350 kg/m³

Tableau II. 17: Tableau de dosages en ciment et en eau

Composant	Valeur calculée
Ciment (C)	350 kg/m ³
Eau (E corrigée)	210 kg/m ³

II.3.5.4 Tracé de la courbe granulaire de référence

La courbe granulaire de référence selon la norme NF EN 933-1,[41] est tracée sur un graphique:

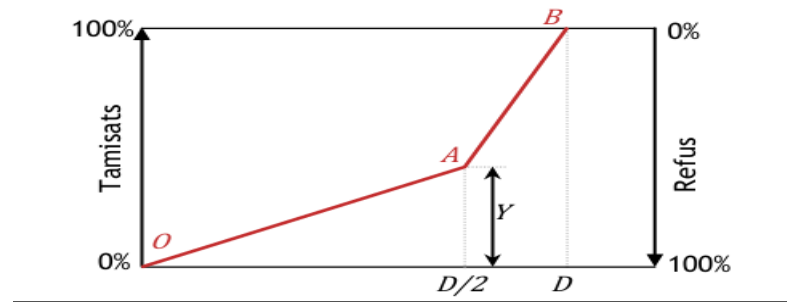


Figure II. 34: Schéma de la courbe granulaire de référence pour un béton avec des granulats de $D_{\max} \leq 20$ mm

Le point de brisure **A** a les coordonnées suivantes :

- **Abscisse** (en fonction de $D_{\max}$) :
 - Si $D_{\max} \leq 20$ mm : l'abscisse est $D_{\max} / 2$.
- avec **K** un **terme correcteur** donné dans le **tableau de la figure 10**.
- $Y = 50 - \sqrt{1,25 (D_{\max})} + K'$
- Sachant que en ordonnée $K' = K + K_s + K_p$
 $K_s = 6M_f - 15$ (M_f étant le module de finesse du sable) ;
 - si la qualité du béton est précisée pompable, il convient de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité courante ; le terme correcteur K sera majoré par un terme $K_p = +5$ à $+10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

Vibration	Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
400+Superplastifiant	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	+2	-2	0	-4	-2
350	+2	+4	0	+2	-2	0
300	+4	+6	+2	+4	0	+2
250	+6	+7	+4	+6	+2	+4
200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

Figure II. 35: Valeurs du terme correcteur K selon le dosage en ciment, la puissance de vibration et l'angularité des granulats [21].

- Méthode d'utilisation de la courbe granulaire de référence pour déterminer les proportions de granulats, en traçant le segment **A'B'** entre 95 % du granulat considéré et 5 % du granulat supérieur.

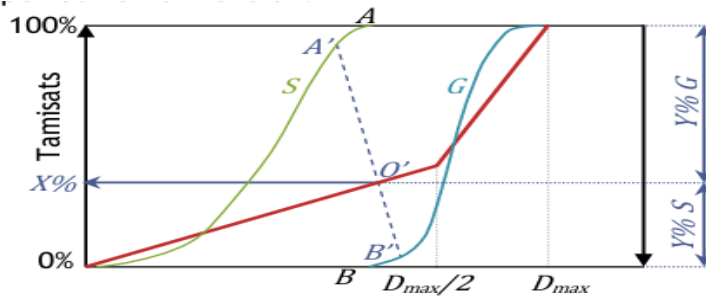


Figure II. 36: Utilisation de la courbe granulaire de référence.

II.3.5.5 Application

II.3.5.5.1 Courbe granulaire de référence

Sur le graphique d'analyse granulométrique conforme à la norme NF-EN 933-1 [41] on trace.

Le **coefficient correcteur K** dépend :

- du **dosage en ciment**,
 - de l'**efficacité du serrage**,
 - de la **forme des granulats** (roulés ou concassés),
 - ainsi que du **module de finesse du sable**.
- Dans cette application :
- les granulats sont **concassés**,
 - la **puissance de vibration** est considérée comme **normale**,
 - et le **dosage en ciment** est de **350 kg/m³**.

Par conséquent, la valeur de **K'** est fixée à +2.

$$K' = +2$$

$$K_s = 6M_f - 15 = 6(2,4) - 15 = -0,6$$

K_p = 0. le béton n'étant pas pompable,

$$\text{Alors } K' = k + k_s + k_p = 1,4$$

- $Y = 50 - \sqrt{1,25 (D_{\max})} + K'$
- $Y = 50 - \sqrt{1,25 (20)} + 1,4 = 46,4 \text{ mm}$
- $Y = 46,4 \text{ mm}$ et $X = D_{\max} / 2 = 10 \text{ mm}$

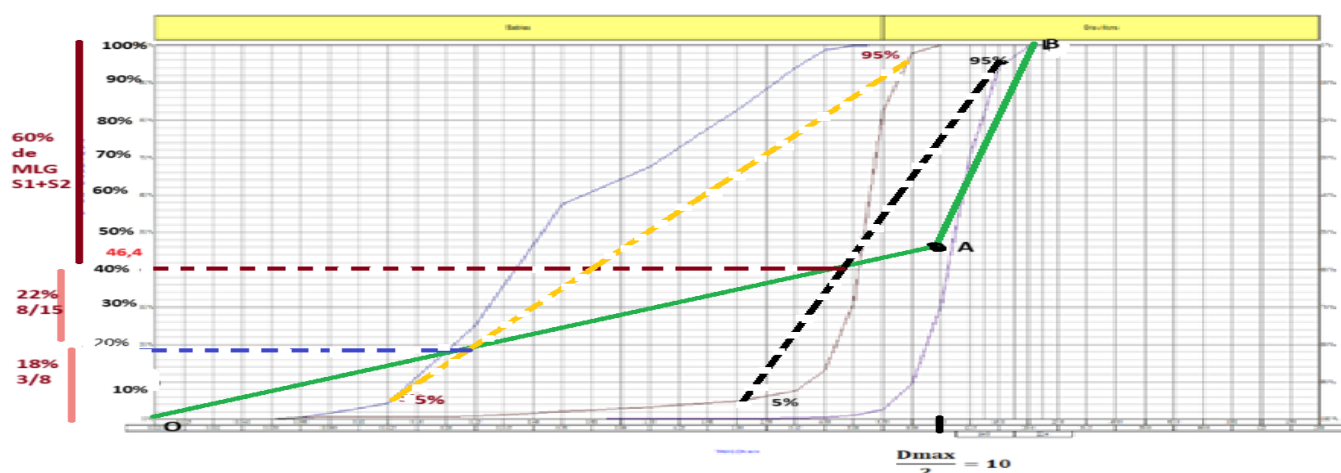


Figure II. 37: Tracé de la composition granululaire de référence.

Tableau II. 18: Formulation du squelette granululaire

Composant	Pourcentage (%)
Gravier 3/8	18 %
Gravier 8/15	22 %
Sable de dune (0-5)	26,05 %
Sable de carrière	33,94 %

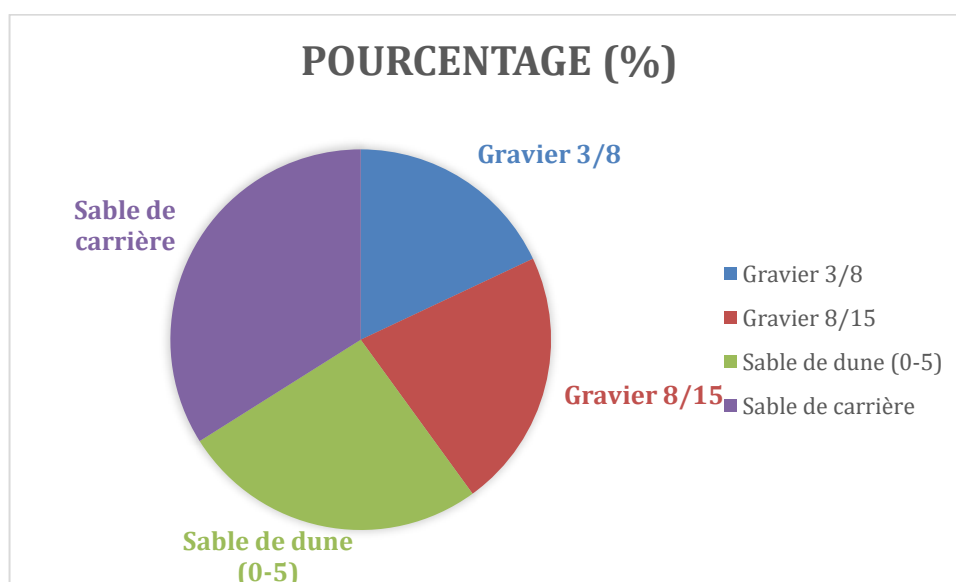


Figure II. 38: Composition granululaire exprimée en pourcentage.

II.3.5.5.2 Masse des granulats (formulation 1 m³)

Ces proportions sont ensuite converties en masse (kg/m³) pour les intégrer dans le calcul global de la formulation.

Tableau II. 19: Dimensions et volumes des éprouvettes

Constituant	Dosage (kg/m ³)
Sable de dune	367,60
Sable de carrière	604,16
Gravier 3/8	294,76
Gravier 8/15	360,27

La masse volumique totale obtenue est de 2186,79 kg/m³.

II.3.5.5.3 Volume et nature des éprouvettes

Avant de lancer les essais, il faut connaître les volumes des différents types d'éprouvettes nécessaires pour chaque formulation.

Tableau II. 20: Dimensions et volumes des éprouvettes

Type d'éprouvette	Dimensions (cm)	Volume total pour 6
Prismatique	7 × 7 × 28	0,00823 m ³
Cubique	10 × 10 × 10	0,006 m ³
Cylindrique	Ø15 × 30	0,0318 m ³
Total		0,046 m³

Volume pour 4 formulations : 184 litres

II.3.5.5.4 Calcul des quantités de matériaux pour 0,184 m³

Sur la base des dosages par mètre cube, cette étape consiste à adapter les quantités à produire en fonction du volume total requis pour les essais.

Tableau II. 21: quantité des matériaux en kg pour 0,184 m³

Composant	Quantité (kg)
Ciment	64,4
Eau	38,64
Sable 0/5	92,14
Sable 0/6,3	120,06
Gravier 3/8	54,22
Gravier 8/15	66,28

❖ Additifs :

- **Fibres (1 % du ciment / 2 formulations) :** 322 g
- **Silicate de sodium (26,5 % de l'eau / 2 formulations) :** La quantité d'eau utilisée pour deux formulations est de 38,64 kg. En divisant cette masse par deux (car deux formulations seulement contiennent du silicate), on obtient 19,32 kg d'eau. En appliquant un pourcentage de 26,5 %, la masse de silicate de sodium nécessaire est estimée à **5,11 kg**.

Tableau II. 22: Description des différentes formulations de béton

Formulation	Désignation
F1	Béton témoin
F2	Béton fibré
F3	Béton avec silicate de sodium
F4	Béton fibré + silicate de sodium

II.3.5.6 Procédure de Confection et de Contrôle du Béton (Conforme aux Normes NF EN 206+A1),[51]

II.3.5.6.1 Préparation des matériaux et graissage des éprouvettes

Les matériaux utilisés doivent être conformes aux normes suivantes :

- **Ciment :** EN 197-1,[52]
- **Granulats :** EN 12620,[43]
- **Eau de gâchage :** EN 1008,[40]

Avant la fabrication des éprouvettes, il est nécessaire de graisser soigneusement les moules à l'aide d'une huile de démoulage adaptée (huile de coffrage), afin de faciliter le démoulage sans endommager les échantillons.



Figure II. 39: Éprouvettes vides avant la préparation Il faut ensuite peser avec précision les quantités de ciment, sable, gravier, eau et fibre conformément à la formulation définie pour la préparation du béton.



Figure II. 40: Pesage des quantités de sable, gravier et ciment.



Figure II. 41: Pesage des fibres.

II.3.5.6.2 Malaxage :

II.3.5.6.2.1 Malaxage à sec

- Introduire successivement le ciment, le sable et les granulats dans le malaxeur sans ajout d'eau.
- Effectuer un malaxage à sec pendant **30 secondes à 1 minute** pour obtenir un mélange homogène (conformément à la norme **EN 206+A1**),[51]



Figure II. 42: Mise en œuvre du béton dans le malaxeur

II.3.5.6.2.2 Ajout de l'eau

Après le malaxage à sec, ajouter l'eau de manière progressive. Poursuivre le malaxage pendant 2 à 5 minutes pour obtenir une pâte homogène. Racler les parois du malaxeur, puis remal. Ajouter immédiatement l'eau après le malaxage sec, de manière progressive pour obtenir une pâte homogène. Racler les parois du malaxeur, puis remal.



Figure II.31: Illustration du malaxage des différentes formulations : témoin, fibré, béton avec silicate de sodium, fibré avec silicate de sodium.

II.3.6 Essai Contrôle de la consistance : Essai d'affaissement (Cône d'Abrams)

L'essai d'affaissement, qui a été réalisé conformément à la norme **EN 12350-2**, [49] a permis d'évaluer la consistance des différentes formulations de béton.

Le cône d'Abrams est rempli en trois couches successives, chacune tassée 25 fois à l'aide d'une tige métallique.

II.3.6.1 Mode opératoire

1. Placer le cône sur la plaque rigide.
2. Remplir le cône en trois couches successives de béton frais.
3. Tasser chaque couche 25 fois à l'aide de la tige métallique.
4. Nivelier la surface du cône et le soulever verticalement sans mouvement latéral.
5. Mesurer la différence de hauteur entre le cône et le sommet du béton affaissé.

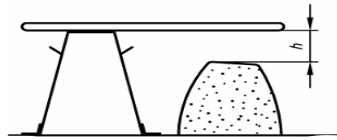


Figure II. 43: Mesure de l'affaissement.



Figure II. 44: Remplissage du cône d'Abrams avec les différentes formulations de béton après malaxage

- Après remplissage, le cône est **retiré verticalement** sans mouvement latéral.
- L'affaissement (A) est mesuré en **(cm)**



Figure II. 45: Illustration de l'affaissement des différentes formulations (4 formulations).

II.3.6.2 Remplissage des éprouvettes

- Remplir les moules à éprouvettes en **deux ou trois couches**.

- Après chaque couche, effectuer une vibration ou un compactage pour éliminer les bulles d'air.



Figure II. 46: Remplissage des éprouvettes avec les différentes formulations de béton après malaxage

II.3.6.3 Vibration du béton

- Utiliser un **vibreux à aiguille** conformément à la norme **EN 12390-2**,[49]
- Introduire le vibreur verticalement dans la masse du béton et vibrer quelques secondes jusqu'à disparition des bulles d'air visibles.
- Ne pas trop vibrer pour éviter la ségrégation du béton.



Figure II. 47: Uniformiser la surface des éprouvettes à l'aide d'une spatule afin d'assurer une finition parfaitement lisse.

Apposer une étiquette sur chaque éprouvette en indiquant le nom de la formulation ainsi que la date de fabrication afin de permettre leur identification et différenciation.



Figure II. 48: Remplissage des moules pour la réalisation des éprouvettes en béton.

II.3.6.4 Conservation des éprouvettes

Stockage en chambre à 20 ± 2 °C et humidité >95 % conformément à la norme **EN 12390-2** ,[49] pour garantir l'hydratation du ciment et un durcissement optimal avant démoulage et test.

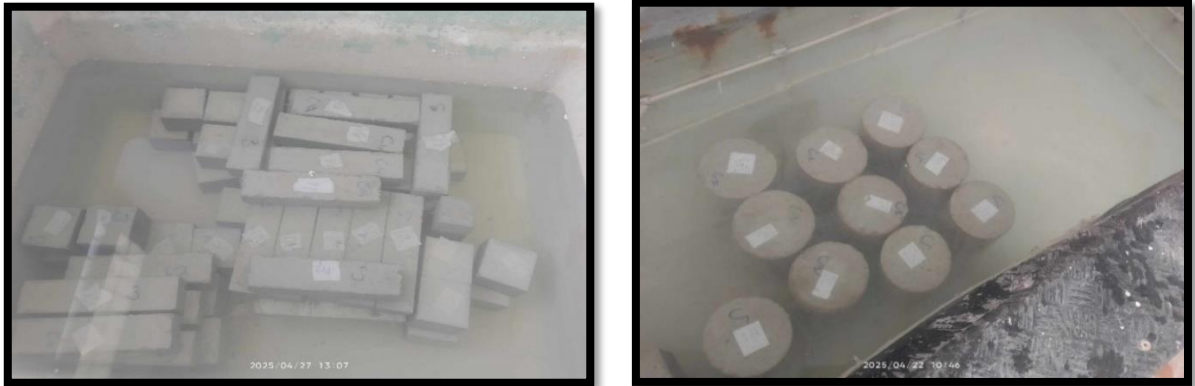


Figure II. 49: Conservation des éprouvettes dans l'eau.

Après 28 jours de conservation en chambre humide, les éprouvettes sont retirées 24 heures avant la réalisation des essais suivants

II.3.7 Essai de compression [NF EN 12390-3]

L'essai de compression, conforme à la norme **NF EN 12390-3** ,[50] consiste à appliquer une charge axiale croissante sur une éprouvette de béton jusqu'à sa rupture afin de mesurer sa résistance mécanique. La forme de l'éprouvette (cubique ou cylindrique) influence les résultats, d'où l'importance de la préciser pour assurer une comparaison fiable. Cet essai permet d'évaluer la capacité du béton à supporter des charges à 28 jours. . La résistance à la compression est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{ck} = \frac{F \text{ (KN)}}{A \text{ (mm}^2\text{)}}$$

où :

f_{ck} : est la résistance à la compression, exprime en MPa

F: est la charge maximale appliquée

A : la surface de la section de l'éprouvette. Cette valeur peut être lue directement sur la presse hydraulique utilisée pour l'essai. La résistance est déterminée par le rapport de la charge maximale à la surface de l'éprouvette.

II.3.7.1 Mode opératoire

Réalisation de l'essai :

- Sortir les éprouvettes 24 heures avant l'essai.
- Laisser sécher les surfaces à l'air libre.
- Nettoyer et positionner l'éprouvette au centre de la presse.
- Application de la charge **4,7 KN/s pour une éprouvette cubique de 100 mm et 10,6 KN/s pour une éprouvette cylindrique de 150 mm** avec une vitesse de **0,6 ± 0,2 MPa/s.**



Figure II. 50: Écrasement des éprouvettes cylindrique et cubique à 28 j.

II.3.8 Essai de traction par fendage (brésilien)

L'essai de traction par fendage, conforme à la norme **NF EN 12390-6**, [53] permet d'évaluer indirectement la résistance du béton à la traction. Une charge est appliquée horizontalement sur une éprouvette cylindrique, provoquant une fissuration verticale. Cet essai met en évidence la cohésion du béton face aux efforts de traction. La résistance à la traction est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{ct} = \frac{2 \times F \text{ (KN)}}{\pi \times L \times d \text{ (mm}^2\text{)}}$$

f_{ct} : est la résistance à la compression, exprime en MPa

F : est la charge maximale appliquée

L : est la longueur de ligne de contact de l'éprouvette exprimée en millimètre (mm)

d : est la dimension transversale nominale, exprimer en millimètre

II.3.8.1 Mode opératoire

Réalisation de l'essai :

- Sortir les éprouvettes 24 heures avant l'essai.
- Laisser sécher les surfaces à l'air libre.
- Nettoyer et positionner l'éprouvette au centre de la machine d'essai. (Éprouvette cylindrique ø15 x 30 cm.)

- Application de la charge 4,7 KN/s pour une éprouvette cylindrique de diamètre 150 mm. [NF EN 12390-6.] ,[53]
- Appui sur deux lignes parallèles.
- Mesure de la charge à la rupture.



Figure II. 51: Dispositif utilisé pour l'essai de traction par fendage.

II.3.9 Essai de flexion

L'essai de flexion, conforme à la norme **NF EN 12390-5**, [72] permet d'évaluer la résistance du béton soumis à des contraintes de flexion, en reproduisant les sollicitations rencontrées dans les éléments porteurs tels que les poutres ou dalles. Une force est appliquée au centre d'une éprouvette appuyée à ses extrémités afin de mesurer sa rigidité, observer la fissuration et analyser son comportement en traction indirecte. la résistance à la traction est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{cf} = \frac{3 \cdot F \cdot L}{2 \cdot d_1 \cdot d_2^2}$$

f_{cf} : est la résistance en flexion, exprime en MPa

F : est la charge maximale appliquée en [N]

L : est la l'écartement entre les rouleaux d'appui, en en millimètre [mm]

d_1 et d_2 : sont les dimensions latérales de l'éprouvette, en millimètres (**Figure II. 52**)

Il existe deux types d'essais de flexion : en trois points et en quatre points. Dans ce projet, nous avons utilisé **l'essai en trois points**

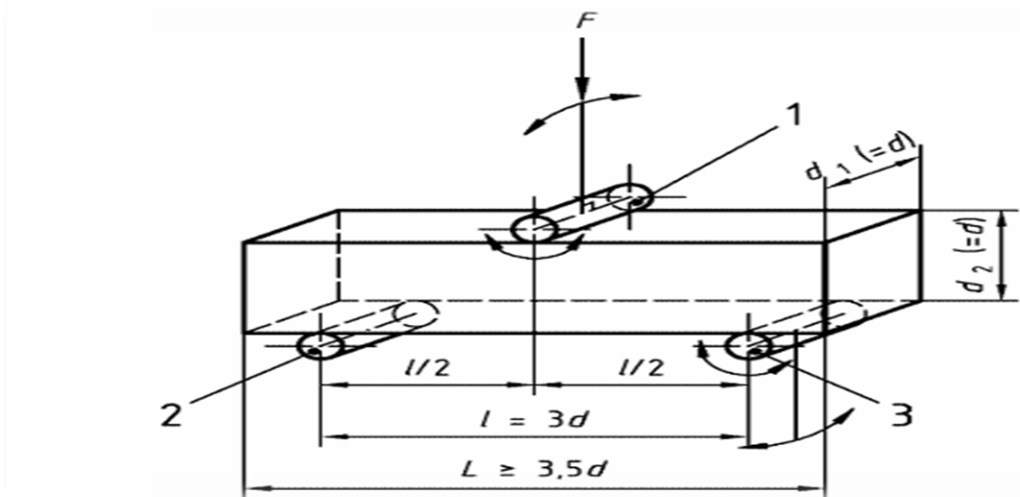


Figure II. 53: Appareil de chargement flexion 3 point [EN 12390-5],[72]

II.3.9.1 Mode opératoire

L'essai est réalisé sur une **éprouvette en béton** de dimensions **7 cm × 7 cm × 28 cm**. [EN 12390-1]

Nous avons réalisé l'essai de flexion à l'aide de la machine de test MTS. Voici la machine utilisée:

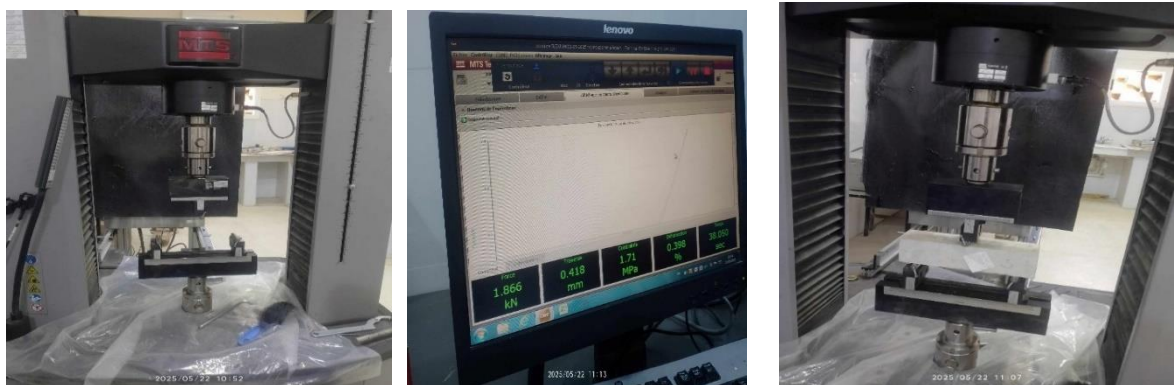


Figure II. 54: Manipulation de l'éprouvette en essai de flexion.

II.3.9.2 Installation

- L'éprouvette est placée sur **deux appuis distants de 21 cm** (car $L = 3 \times 7$ cm).
- Une **charge est appliquée au centre**, à égale distance des deux appuis (à 10,5 cm de chaque extrémité).

II.3.9.3 Application de la charge

- La charge est **progressive et centrée**.
- Elle provoque une **flexion de l'éprouvette**, avec **compression en haut** et **traction en bas**.

II.4 Conclusion

Ce chapitre présente tous les matériaux utilisés ainsi que le travail expérimental réalisé en laboratoire (caractérisation, formulations, fabrication et essais) dans le but de confectionner des éprouvettes, de réaliser des essais de résistance et de provoquer des fissures, afin de les étudier pour leur cicatrisation. Les résultats seront présentés dans le chapitre suivant.

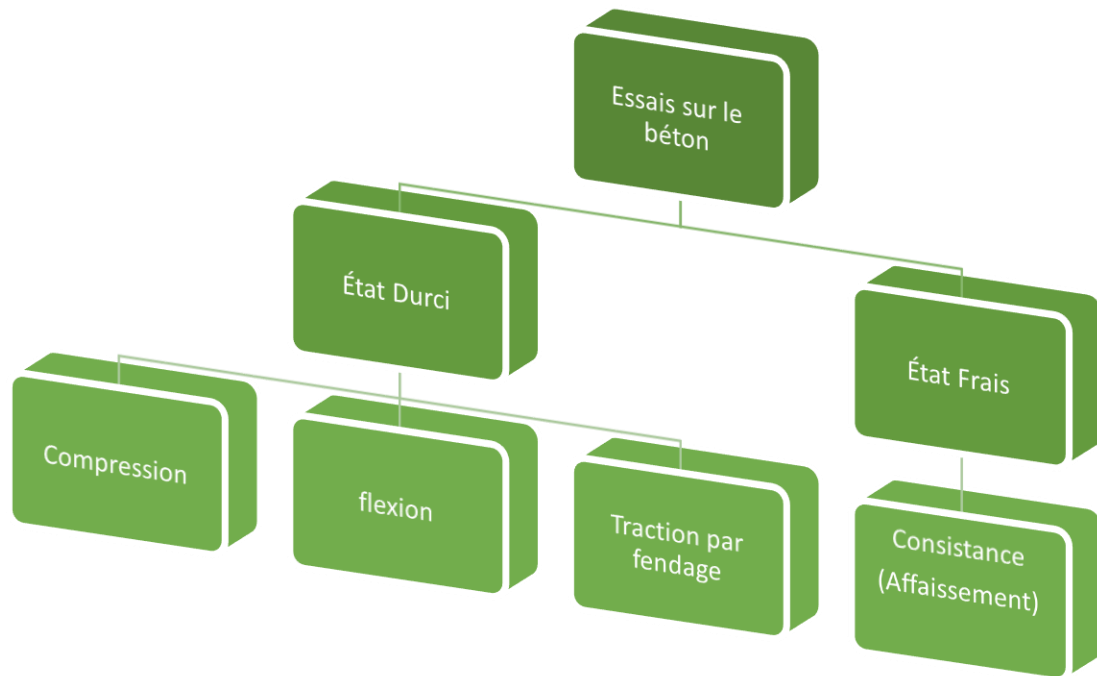


Figure II. 55: Organigramme des essais sur le béton à l'état frais et durci.

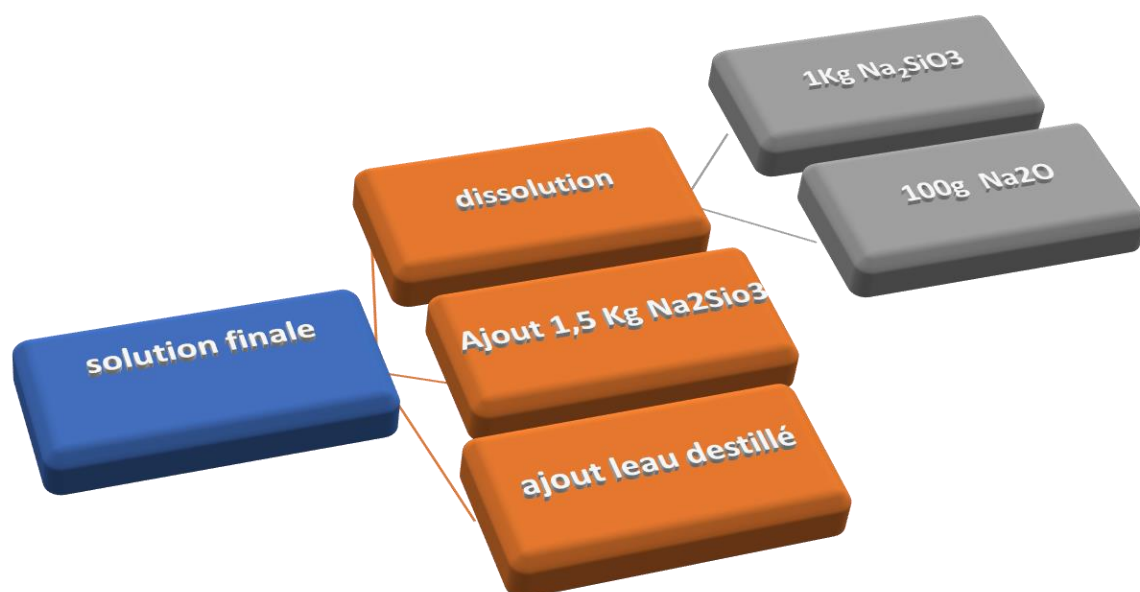


Figure II. 56: Organigramme de préparation de la solution de silicate de sodium ajustée.

Chapitre III : Résultats et discussion

III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons et nous analysons les résultats des essais réalisés sur les différentes formulations de béton développées dans ce projet. Les tests destructifs, tels que la compression, la traction par fendage et la flexion, permettent d'évaluer les performances mécaniques du béton. Parallèlement, les essais non destructifs par ultrasons servent à contrôler la qualité interne et l'homogénéité des matériaux. Ces résultats confirment ou infirment les hypothèses de formulation exposées dans le chapitre précédent.

III.2 Les essais réalisés

III.2.1 Essais à l'état frais :

III.2.1.1 Contrôle de la consistance : essai d'affaissement (cône d'Abrams)

- Les résultats de l'essai d'affaissement, réalisé conformément à la norme EN 12350-2, [49] sont présentés ci-dessous pour les différentes formulations de béton



Figure III. 1: Illustration de l'affaissement des différentes formulations (4 formulations).

Tableau III. 1: Résultats d'affaissement et leur interprétation

Type de béton	Affaissement(A)	Observation principale
Béton témoin	9,0 cm	Consistance élevée, bonne fluidité
Béton fibré	5,5 cm	Fluidité réduite significativement à cause des fibres
Béton avec silicate de sodium	7,7 cm	Amélioration de la consistance par rapport au béton fibré
Béton fibré avec silicate de sodium	7,0 cm	Consistance intermédiaire, meilleure que béton fibré seul

Vérification de la conformité à la classe de consistance visée :

- Affaissement visé : 8 cm
- Intervalle acceptable : [5,5 cm ; 9 cm]

Tous les bétons testés se situent dans cet intervalle, ce qui confirme la conformité à la classe de consistance prévue.

Ces résultats indiquent que :

- L'ajout de fibres réduit significativement la fluidité du béton (diminution de l'affaissement).
- L'ajout de silicate de sodium améliore légèrement la consistance par rapport au béton fibré seul.

III.2.2 Essais à l'état durci

III.2.2.1 Essai de compression [NF EN 12390-3],[50]

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques (10×10×10 cm) et cylindriques (15×30 cm), conformément à la norme NF EN 12390-3,[50]

III.2.2.1.1 Résultats

Tableau III. 2: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cubique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton témoin	Cubique	10*10	242,3	24,23	23,90
2	Béton témoin	Cubique	10*10	239,9	23,99	
3	Béton témoin	Cubique	10*10	237,00	23,89	
4	Béton témoin	Cubique	10*10	227,7	22,77	
5	Béton témoin	Cubique	10*10	244,2	24,42	
6	Béton témoin	Cubique	10*10	240,6	24,06	



Figure III. 2: Résistance mécanique du béton témoin – Éprouvette cubique (à gauche) et cylindrique (à droite)

Tableau III. 3: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cylindrique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton témoin	Cylindrique	ø15x30	343,1	19,42	20,07
2	Béton témoin	Cylindrique	ø15x30	361,6	20,46	
3	Béton témoin	Cylindrique	ø15x30	356,90	20,20	
4	Béton témoin	Cylindrique	ø15x30	357,5	20,23	

Tableau III. 4: Résistance mécanique du béton témoin – éprouvette cubique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	242,3	21,23	21,00
2	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	239,9	20,4	
3	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	237,00	21,13	
4	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	227,7	20,88	
5	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	244,2	22,41	
6	Béton témoin fibré	Cubique	10*10	240,6	20	

Tableau III. 5: Résistance mécanique du béton témoin fibré éprouvette cylindrique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton témoin fibré	Cylindrique	ø15x30	303,7	17,19	16,82
2	Béton témoin fibré	Cylindrique	ø15x30	290,2	16,42	
3	Béton témoin fibré	Cylindrique	ø15x30	291,90	16,47	
4	Béton témoin fibré	Cylindrique	ø15x30	304,3	17,22	

Tableau III. 6: Résistance mécanique du béton +silicate

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton +silicate	Cubique	10*10	184,1	18,41	14,43
2	Béton +silicate	Cubique	10*10	134,6	13,46	
3	Béton +silicate	Cubique	10*10	122,80	12,28	
4	Béton +silicate	Cubique	10*10	145,8	14,58	
5	Béton +silicate	Cubique	10*10	140,4	14,04	
6	Béton +silicate	Cubique	10*10	138,5	13,85	

Tableau III. 7: Résistance mécanique du béton +silicate éprouvette cubique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	14,38	10,97
2	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	16,81	
3	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	10,63	
4	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	10,69	
5	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	11,18	
6	Béton +silicate	Cubique	ø15x30	/	11,4	

Tableau III. 8: Résistance mécanique du béton fibré +silicate éprouvette cubique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	18,32	18,01
2	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	18,10	
3	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	18,76	
4	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	18,30	
5	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	16,8	
6	Béton+ silicate +fibre	Cubique	10*10	/	17,81	

Tableau III. 9: Résistance mécanique du béton fibré +silicate éprouvette cubique

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm)	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
1	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	242,3	13,65	12,92
2	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	239,9	13,41	
3	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	237,00	12,61	
4	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	227,7	12,21	
5	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	244,2	12,17	
6	Béton+ silicate +fibre	Cylindrique	ø15x30	240,6	13,50	

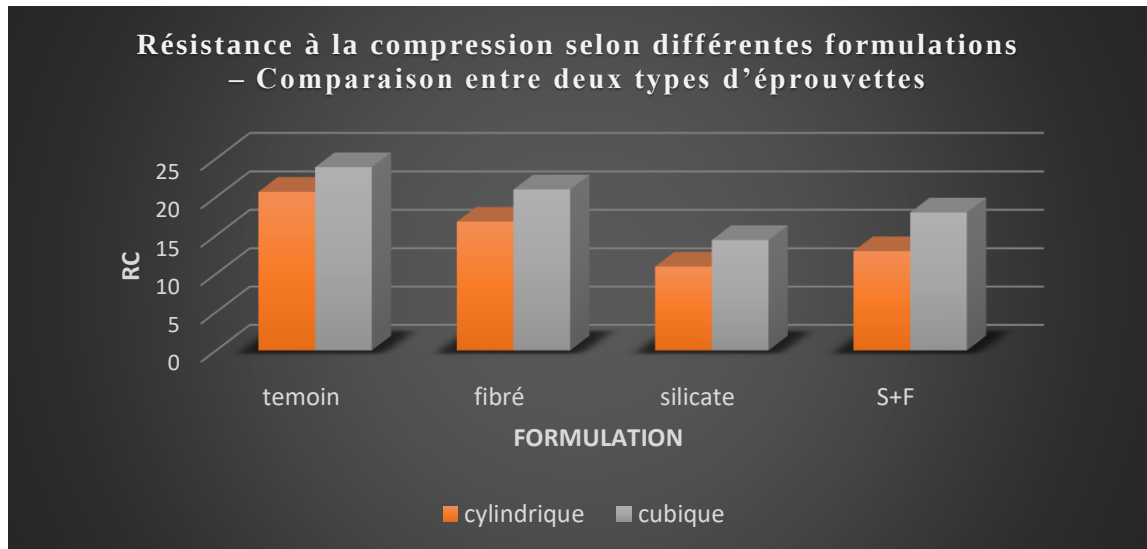


Figure III. 3: Résistance à la compression selon différentes formulations – Comparaison entre deux types d'éprouvettes.

III.2.2.1.2 Interprétation des résultats de la résistance à la compression :

D'après les résultats des essais de compression, des tableaux et de l'analyse de l'histogramme, le béton témoin présente une résistance de 20,07 MPa pour les éprouvettes cylindriques et 23,90 MPa pour les éprouvettes cubiques. Ces valeurs correspondent presque à la classe de résistance C20/25, conformément à la **norme EN 206,[51]** et au **RPA 2024 – [68]** article 7.2 (Titre : Spécification des matériaux). Cela confirme que ce béton est adapté aux structures, puisqu'il dépasse la résistance minimale requise de 20 MPa, assurant ainsi sécurité et conformité.

Les trois autres formulations (béton fibré, béton avec silicate de sodium, et béton fibré avec silicate) présentent des résistances légèrement inférieures à celle du béton témoin. De plus, un écart de 4,85 MPa est constaté entre la résistance cible initiale (28,75 MPa) et la résistance mesurée sur le béton témoin, ce qui reste acceptable compte tenu des nombreux facteurs pouvant influencer les performances mécaniques du béton.

III.2.2.2 Essai de traction par fendage (brésilien)

Les essais de traction par fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques en béton témoin et fibré, conformément à la norme **NF EN 12390-6,[53]** Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous.



Figure III. 4: Illustration comparative de l'aspect des éprouvettes après essai de traction par fendage : à gauche, béton témoin ; à droite, béton fibré montrant une fissuration modifiée par la présence des fibres.

III.2.2.2.1 Résultats

Tableau III. 10: Résistance à la traction du béton témoin et du béton fibré

N° d'éprouvette	Formulation	Type d'éprouvette	Dimensions (mm) :	F _{max} (KN)	Résistance (MPa)
C 1	Béton témoin	Cylindrique	ø15x30	96,7	1,37
C 2	Béton fibré	Cylindrique	ø15x30	92	1,30

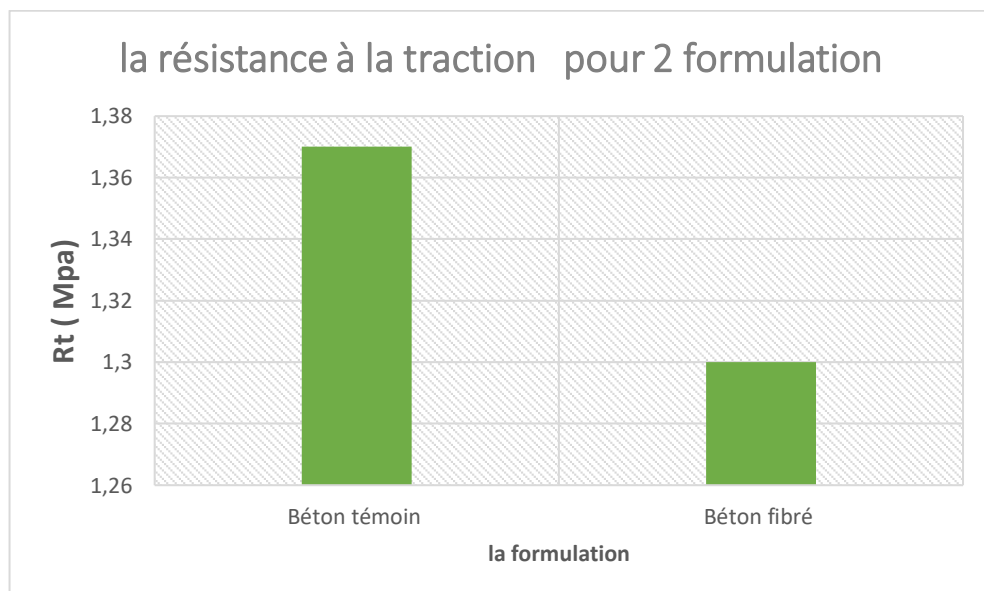


Figure III. 5: Histogramme montrant la résistance à la traction pour le béton témoin et le béton fibré.

III.2.2.2.2 Interprétation de la résistance à la traction du béton témoin et béton fibré

À partir des observations visuelles des différentes éprouvettes testées, on constate une rupture nette et directe pour l'éprouvette témoin, tandis qu'une large fissure est apparue sur l'éprouvette fibrée. Par ailleurs, les résultats expérimentaux montrent que la résistance à la traction du béton témoin est de $F_t = 1,37 \text{ MPa}$, tandis que celle du béton fibré est légèrement inférieure, à $1,30 \text{ MPa}$.

Cette faible différence, voire égalité, entre les deux valeurs indique que **l'ajout de fibres n'a pas amélioré de manière significative la résistance à la traction**. Cela suggère un problème possible lié à **une mauvaise dispersion des fibres dans le mélange** ou à **une qualité inadéquate des fibres utilisées**, notamment en termes d'**adhérence au béton**. Ces facteurs peuvent empêcher les fibres de jouer pleinement leur rôle dans le renforcement du matériau.

III.2.2.3 Essai de flexion

L'essai a été réalisé conformément à la norme **NF EN 12390-5**, [72] sur une éprouvette en béton de dimensions $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$, préparée selon la norme **EN 12390-1**, [73].

III.2.2.3.1 Résultats

Plusieurs formulations de béton ont été testées en réalisant l'essai sur différentes éprouvettes, afin d'évaluer l'influence de la composition sur le comportement en flexion



Figure III. 6: Illustration de l'essai de flexion et de la fissuration de l'éprouvette au milieu.

Tableau III. 11: Résultat d'éprouvette 1 pour le béton témoin (Voir l'annexe pour les autres éprouvettes et formulations.)

Noms	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)	Portée (mm)	Force à la rupture (kN)	Vitesse d'essai ((N/mm ²)/s)	Force maximale (kN)	Résistance à la flexion (MPa)
Témoin 01	70	70	210	5,268	0,04	5,268	4,84
Témoin 02	70	70	210	4,995	0,04	4,995	4,59
Témoin 03	70	70	210	4,933	0,04	4,933	4,53
Témoin 04	70	70	210	5,137	0,04	5,137	4,72
Témoin 05	70	70	210	4,983	0,04	4,983	4,58
Témoin 06	70	70	210	5,570	0,04	5,570	5,12

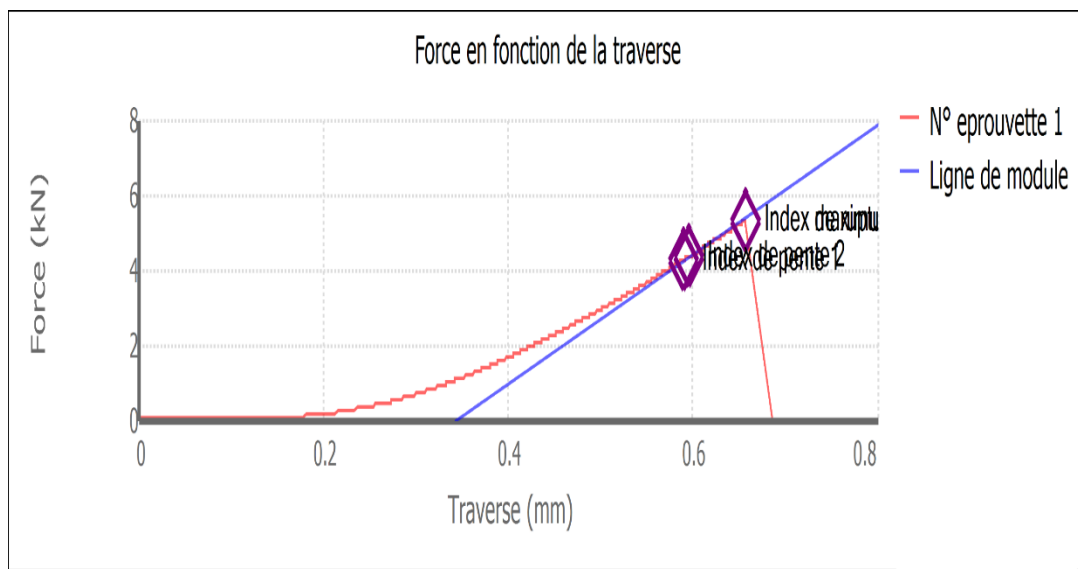


Figure III. 7: Courbe Force – Déplacement d'éprouvette témoin.

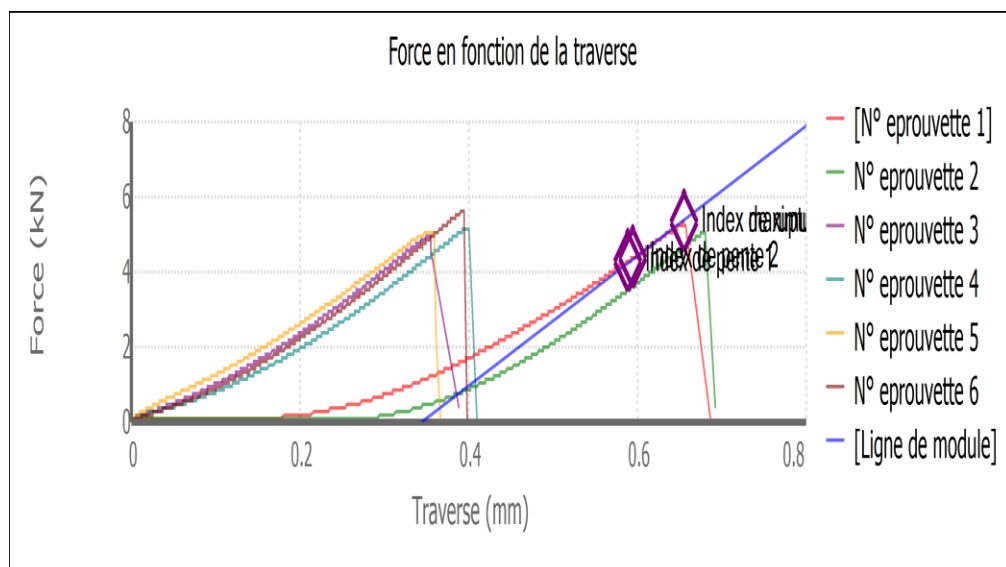


Figure III. 8: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes témoins.

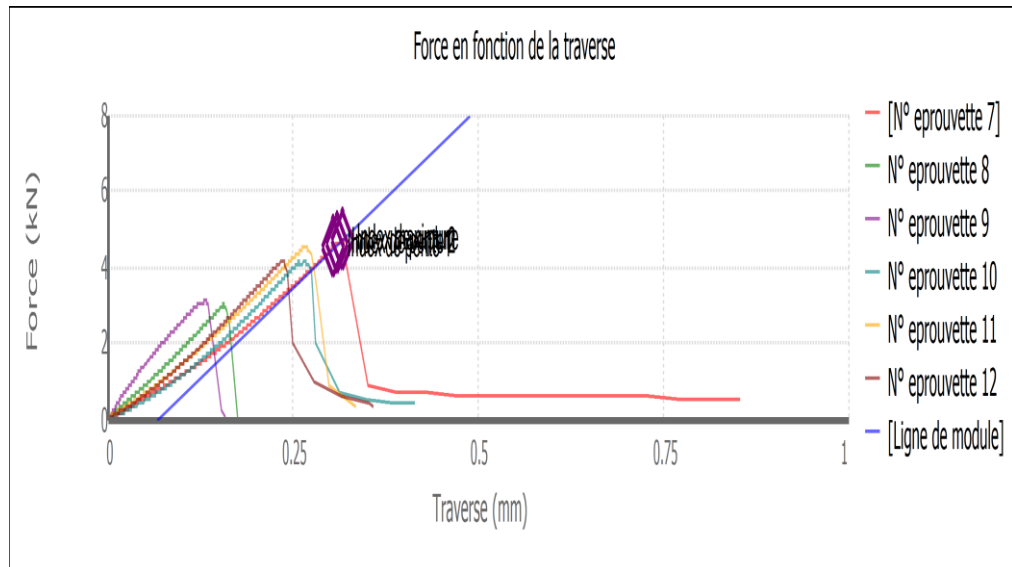


Figure III. 9: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes témoins fibré.

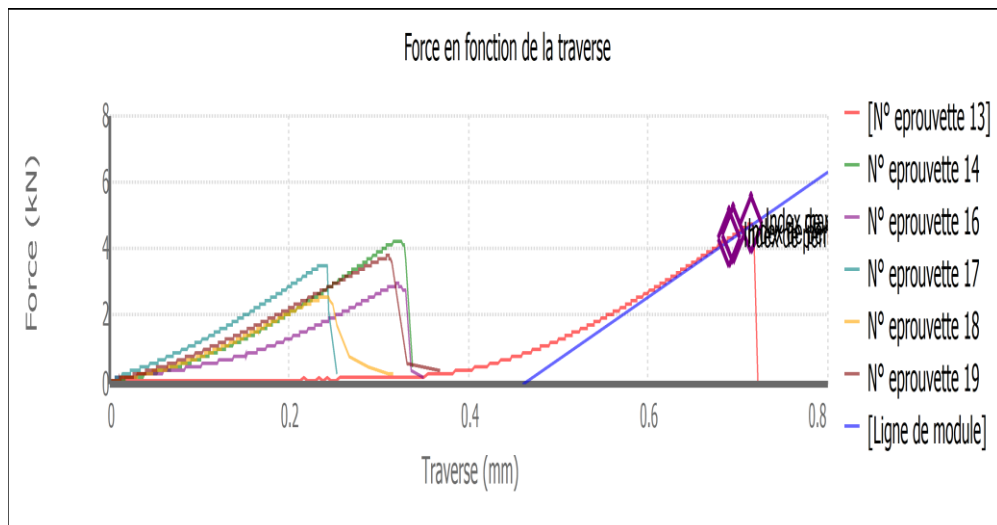


Figure III. 10: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes solutions.

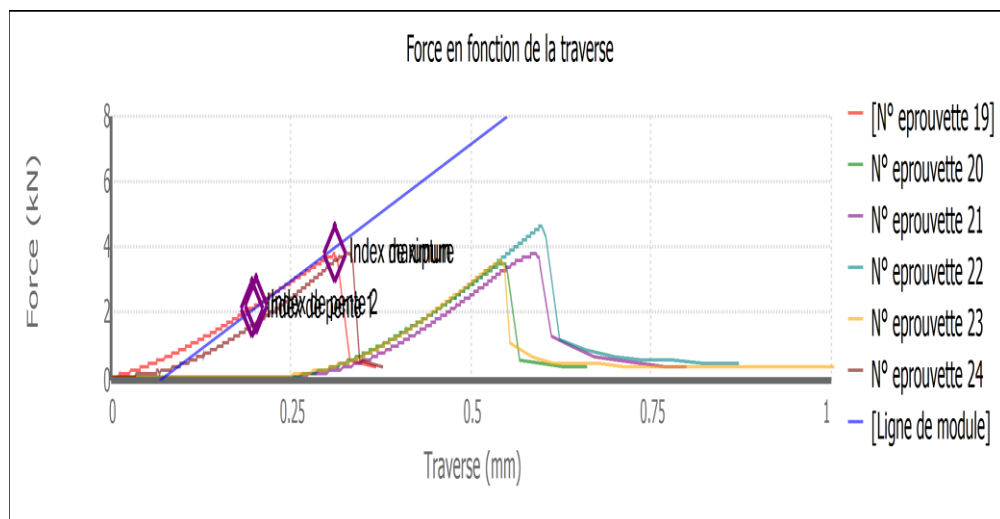


Figure III. 11: Courbes Force – Déplacement des 6 éprouvettes solutions fibré.

III.2.2.3.2 Présentation du graphique Force vs déplacement

Ce graphique montre l'évolution de la **force appliquée (kN)** en fonction de **déplacement (mm)** lors des essais de flexion sur les éprouvettes.

- Chaque courbe représente une éprouvette.
- La **ligne bleue** correspond à la phase **élastique théorique** (ligne de module).
- Les symboles violets indiquent :
 - **Début de fissuration** (changement de pente)
 - **Rupture** (force maximale atteinte)

➤ **Comportement observé**

- Toutes les éprouvettes passent par une phase **élastique linéaire** (montée régulière de la courbe).
- Ensuite, on observe :
 - Une **légère chute ou plateau** = **apparition de fissures**.
 - Une **force maximale** = **rupture par flexion**.
- Les éprouvettes bien formulées montrent :
 - Bonne rigidité (pente forte)
 - Résistance élevée à la rupture
 - Fissures fines, localisées au centre

➤ **Remarque technique**

Pour certaines éprouvettes (ex. : 1 et 2), un décalage de la traverse est visible dû à un **mauvais réglage initial du zéro**, ce qui n'impacte pas la force maximale mais peut fausser l'interprétation du début de la courbe.

Tableau III. 12: Comparaison des performances mécaniques des différentes formulations

Formulation	Force maximale moyenne calculée pour les six éprouvettes associées à chaque formulation	Moyenne Résistance à la flexion (MPa)	Le déplacement Max (Moy)
Témoin	5,14	4,72	0,47
Témoin fibré	4,37	3,28	0,47
Solution	4,17	3,39	0,35
Solution fibré	3,82	3,51	0,51

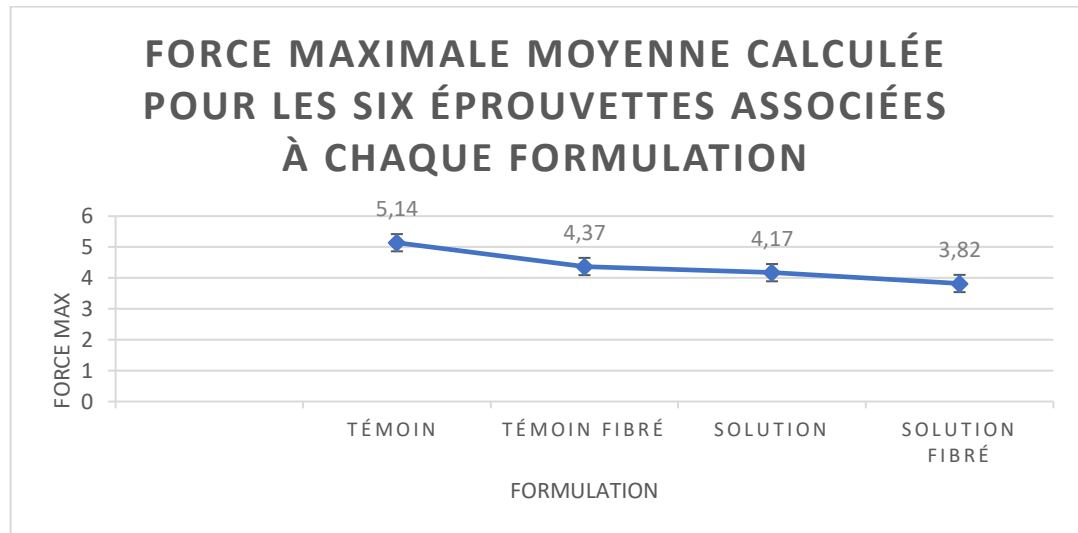


Figure III. 12: La courbe montre la force maximale moyenne (F_{max}) obtenue pour les six éprouvettes associées à chaque formulation

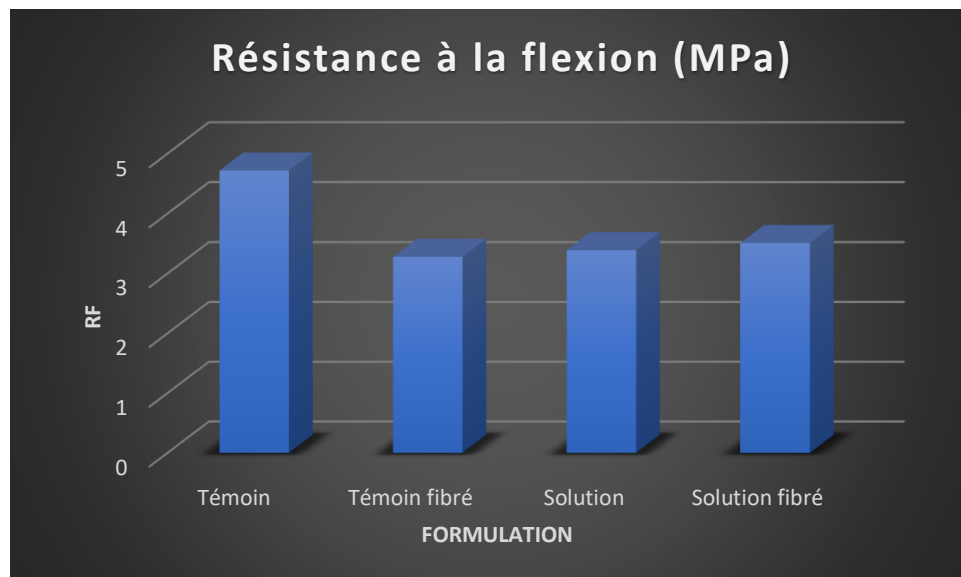


Figure III. 13: L'histogramme montre la résistance moyenne à la flexion (R_f) obtenue pour les six éprouvettes associées à chaque formulation.

III.2.2.3.3 Comparaison des résultats

- La formulation **Témoin** présente la force maximale et la résistance à la flexion les plus élevées.
- Les formulations **fibrées** (Témoin fibré et Solution fibrée) ont une résistance à la flexion plus faible que le témoin.
- La **Solution fibrée** montre une plus grande déformation avant rupture (déplacement plus élevé).

- La **Solution** sans fibres a une résistance intermédiaire, avec le déplacement le plus faible, ce qui signifie qu'elle est plus rigide.
- Les résultats montrent que l'ajout de fibres n'a pas permis d'améliorer la résistance à la flexion. Au contraire, cette résistance a parfois diminué, même avec de petites quantités de fibres. Cela s'explique par une mauvaise liaison entre les fibres et la matrice du béton

Une fois la phase de flexion réalisée et les fissures créées, il est nécessaire de procéder à l'essai par ultrasons afin de surveiller l'évolution interne des fissures et vérifier l'objectif initial de l'étude.

III.2.2.4 Évaluation de la profondeur des fissures par méthode ultrasonore indirecte

our évaluer précisément la profondeur des fissures dans le béton armé, l'essai indirect par ultrasons s'appuie sur l'analyse du temps de propagation des ondes ultrasonores à travers le matériau. Cette méthode permet de détecter les modifications du trajet de l'onde causées par la présence de fissures, offrant ainsi une mesure fiable et non destructive de l'état interne de la structure. Le principe repose sur la comparaison des temps de parcours entre un béton sain et un béton fissuré, conformément aux normes **NF EN 12504-4**, [74] et **BS 1881: Part 203**, [75]

III.2.2.4.1 Méthode à transmission indirecte

Deux mesures sont donc effectuées :

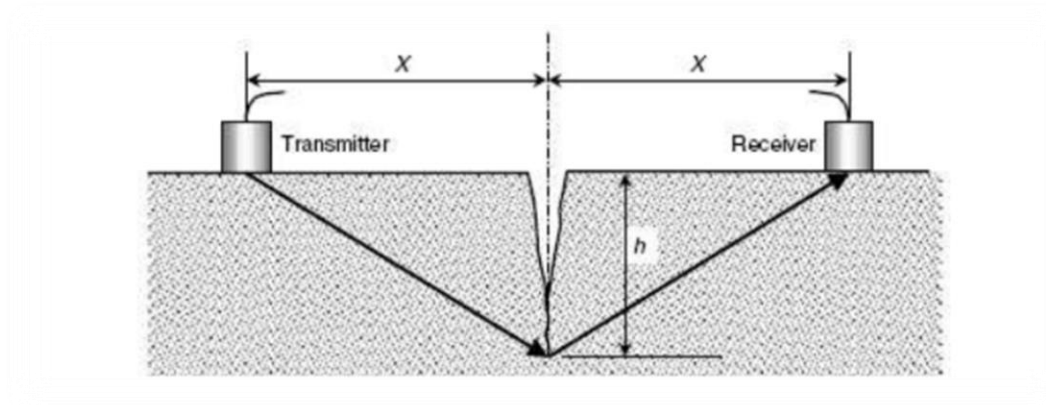
- T_1 : temps de vol mesuré dans une zone saine (de référence),
- T_2 : temps de vol mesuré au-dessus de la fissure.

La **profondeur estimée de la fissure** est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$d = X \cdot \sqrt{\frac{4T_1^2 - T_2^2}{T_2^2 - T_1^2}} \quad [\text{BS 1881: Part 203}] , [75]$$

où :

- $d = h$: profondeur de la fissure (cm),
- $X = b$: demi-distance entre les transducteurs (m),
- T_1 et T_2 : temps de vol en microsecondes (μs).



III.2.2.4.2 Matériel utilisé

- Appareil à ultrasons (marque proceq)
- Transducteurs (émetteur et récepteur) de fréquence 54 kHz
- Gel de couplage pour améliorer la transmission des ondes,
- Éprouvettes en béton fissurées,
- Règle pour mesurer la distance entre les capteurs.

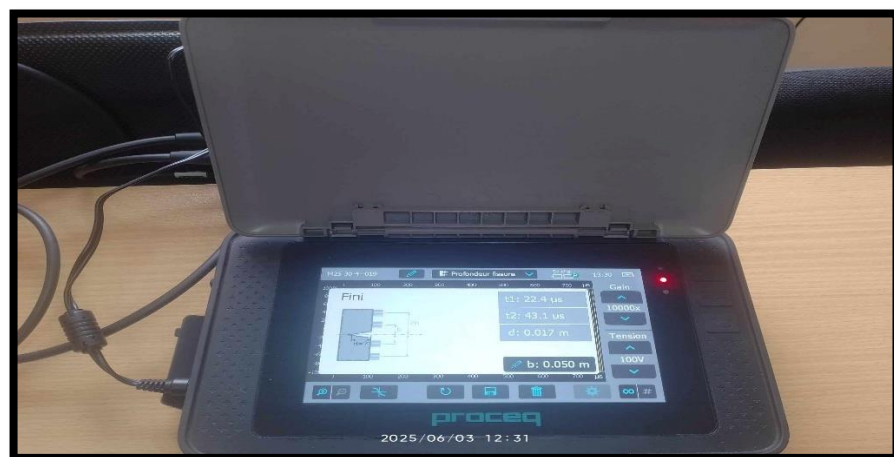


Figure III. 14: Présentation de l'appareil à ultrasons avec deux transducteurs et gel.

III.2.2.4.3 Préparer l'appareil

- Allumer l'appareil et vérifier qu'il est bien calibré.
- Choisir la fréquence adaptée.

III.2.2.4.4 Préparer l'échantillon

- Trouver et nettoyer la fissure.
- Tracer une ligne perpendiculaire à la fissure.
- Marquer des points de chaque côté.

III.2.2.4.5 Placer les capteurs

- Mettre du gel sur les points de contact.
- Poser un capteur à gauche et un à droite de la fissure, à la même distance.
- Bien les appuyer.

III.2.2.4.6 Faire la mesure

- Lancer la mesure et noter le temps.
- Refaire à une plus grande distance et noter.
- Répéter plusieurs fois pour être sûr.

III.2.2.4.7 Calcul de la profondeur

- 5.1. Utiliser la formule suivante :

• $d = X \cdot \sqrt{\frac{4T_1^2 - T_2^2}{T_2^2 - T_1^2}} \dots\dots\dots [\text{BS 1881: Part 203}], [75]$

III.2.2.4.8 Résultats**Tableau III. 13:** Étapes pour mesurer la profondeur d'une fissure par ultrasons

N d'éprouvette	La distance b (cm)	La distance 2b (cm)	T ₁ μs	T ₂ μs	La profondeur d(Cm)	La moyenne (cm)
01	3	6	25,9	41,6	7,00	4,47
	4	8	27,9	43,3	4,26	
	5	10	32,6	52,5	4,69	
02	3	6	21,4	32,6	3,38	3,59
	4	8	24	39,3	3,54	
	5	10	25,5	45,2	3,65	
03	3	6	24,7	40,5	2,64	2,69
	4	8	22,9	40,4	2,59	
	5	10	28,9	51,9	2,84	

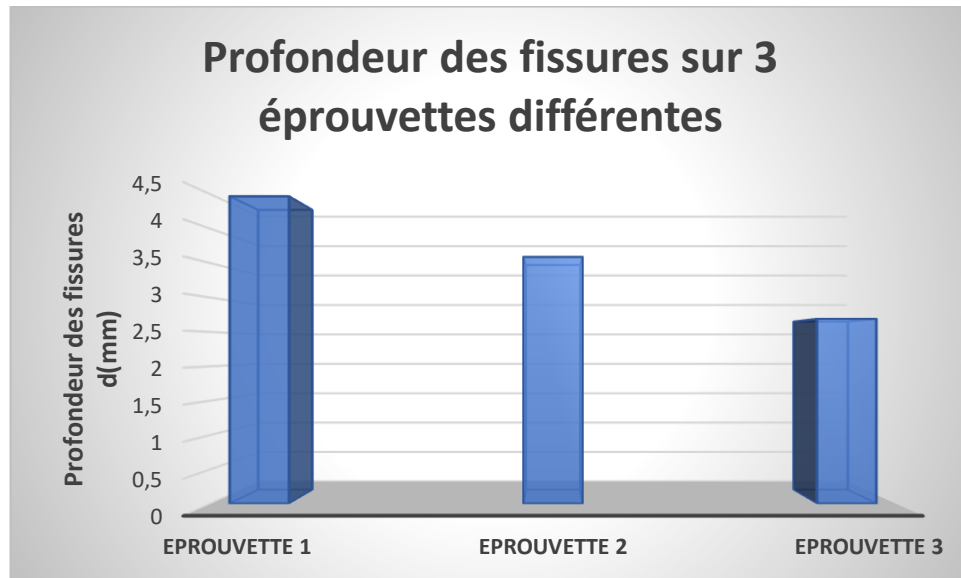


Figure III. 15: Histogramme des profondeurs de fissure pour l'ensemble des éprouvettes.

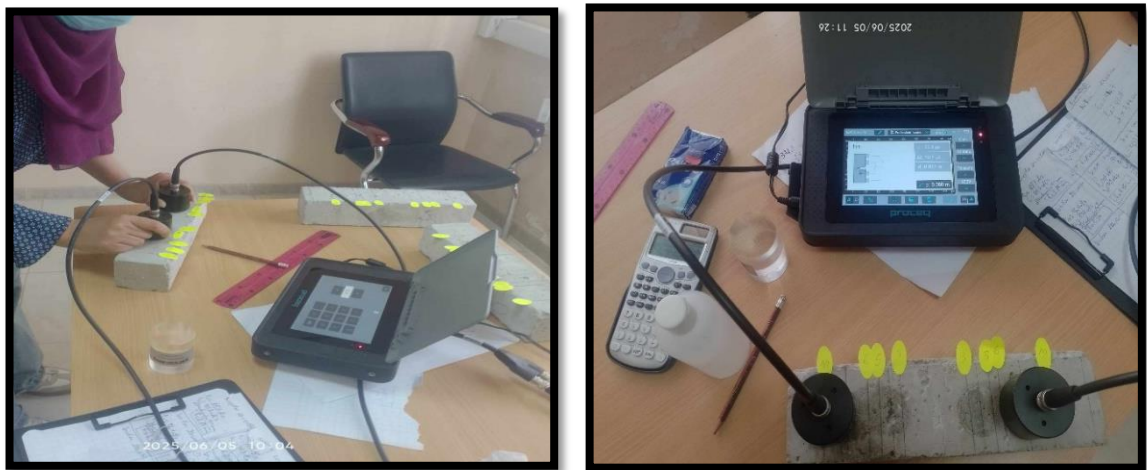


Figure III. 16: Vue illustrative de la technique de mesure de fissure par ultrasons avec deux transducteurs placés de part et d'autre de la fissure.

III.2.2.4.9 Interprétation des mesures de profondeur par ultrasons :

- Le tableau présente les profondeurs de fissures mesurées dans trois éprouvettes de béton (01, 02 et 03), à l'aide de la méthode ultrasonore.
- Les mesures ont été effectuées à différentes distances de sondage (b et 2b), en prenant plusieurs points dans chaque éprouvette afin d'assurer et de confirmer la plage de variation de la profondeur.
- L'éprouvette 01 montre une profondeur moyenne de 4,47 cm.
- L'éprouvette 02 présente une profondeur moyenne de 3,59 cm.
- L'éprouvette 03 affiche une profondeur moyenne de 2,69 cm.

– Ces résultats permettent de suivre la variation de la profondeur des fissures dans le temps, et de vérifier l'évolution par rapport à notre objectif initial de surveillance.

III.2.2.5 Essai de microscopie optique

Analyse Microscopique Comparative : Béton Témoin vs. Béton Autosicatisant au Silicate de Sodium



Figure III. 17: Présentation du microscope optique.

III.2.2.5.1 Objectif de l'essai

L'essai de microscopie optique a été réalisé dans le but de comparer la microstructure de deux types de bétons :

- Un béton témoin sans ajout d'additif,
- Un béton auto-cicatrisant, contenant un additif à base de **silicate de sodium**.

Cette analyse vise à comprendre l'effet de l'additif sur la microstructure interne du béton durci, dans le contexte où une **diminution de la résistance mécanique** a été observée lors des essais de compression. L'objectif principal est de vérifier si cette baisse de performance mécanique pourrait être liée à des phénomènes microstructuraux, notamment la porosité, la compacité, la cristallisation du gel C-S-H ou la formation précoce de microfissures.

III.2.2.5.2 Norme et cadre de l'essai

L'essai a été conduit en s'appuyant sur les recommandations de la norme **ASTM E883,[76]**

III.2.2.5.3 Préparation des échantillons

Deux éprouvettes de béton (témoin et auto-cicatrisant) ont été prélevées et préparées selon les étapes suivantes :

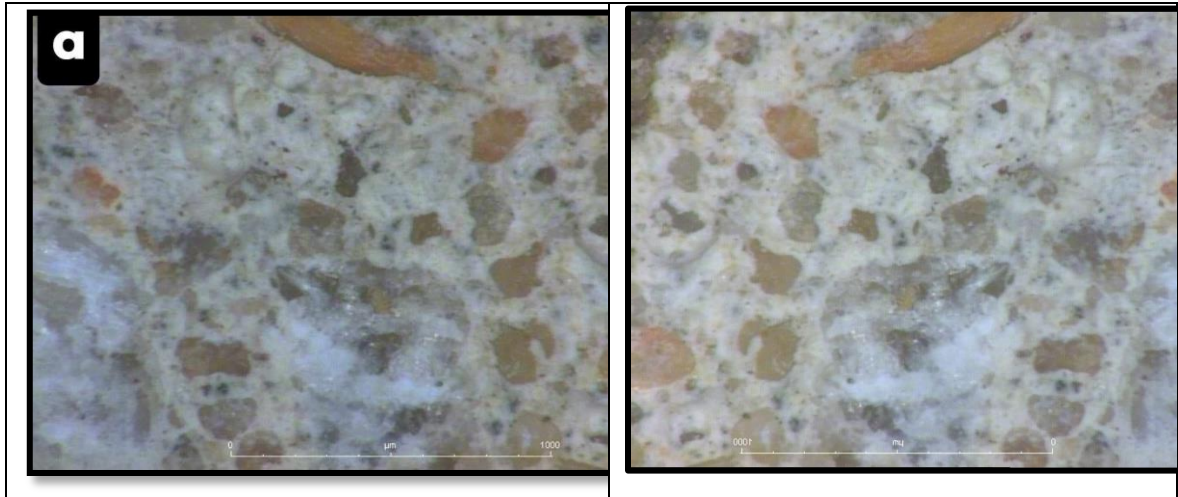
- **Découpe** : extraction de sections représentatives de l'éprouvette, en évitant les zones proches des arêtes (soumises à des contraintes mécaniques pendant la prise).
- **Séchage** : les échantillons ont été laissés à température ambiante afin d'éviter toute altération thermique.

III.2.2.5.4 Méthode d'observation

Les observations ont été effectuées avec un microscope optique à lumière réfléchie, à différents grossissements (50, $\times 100$, $\times 200$). L'accent a été mis sur :

- La distribution des pores,
- L'aspect et la densité de la matrice cimentaire,
- La présence d'éventuels produits de cicatrisation dans les microfissures,
- Les zones où le gel C-S-H est plus ou moins développé

III.2.2.5.5 Résultats des observations



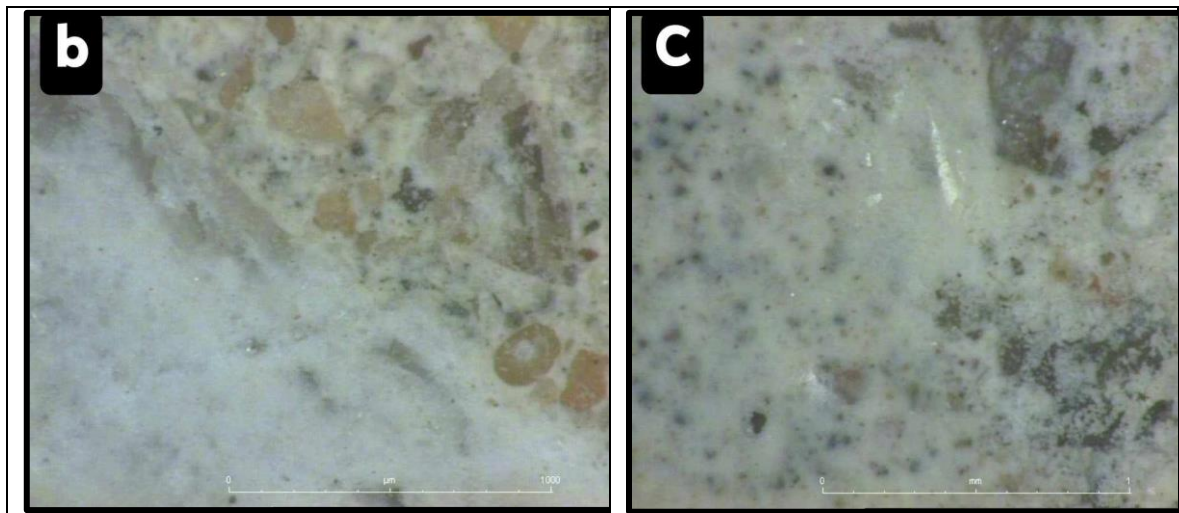


Figure III. 18: Microstructure du béton témoin observée au microscope optique.

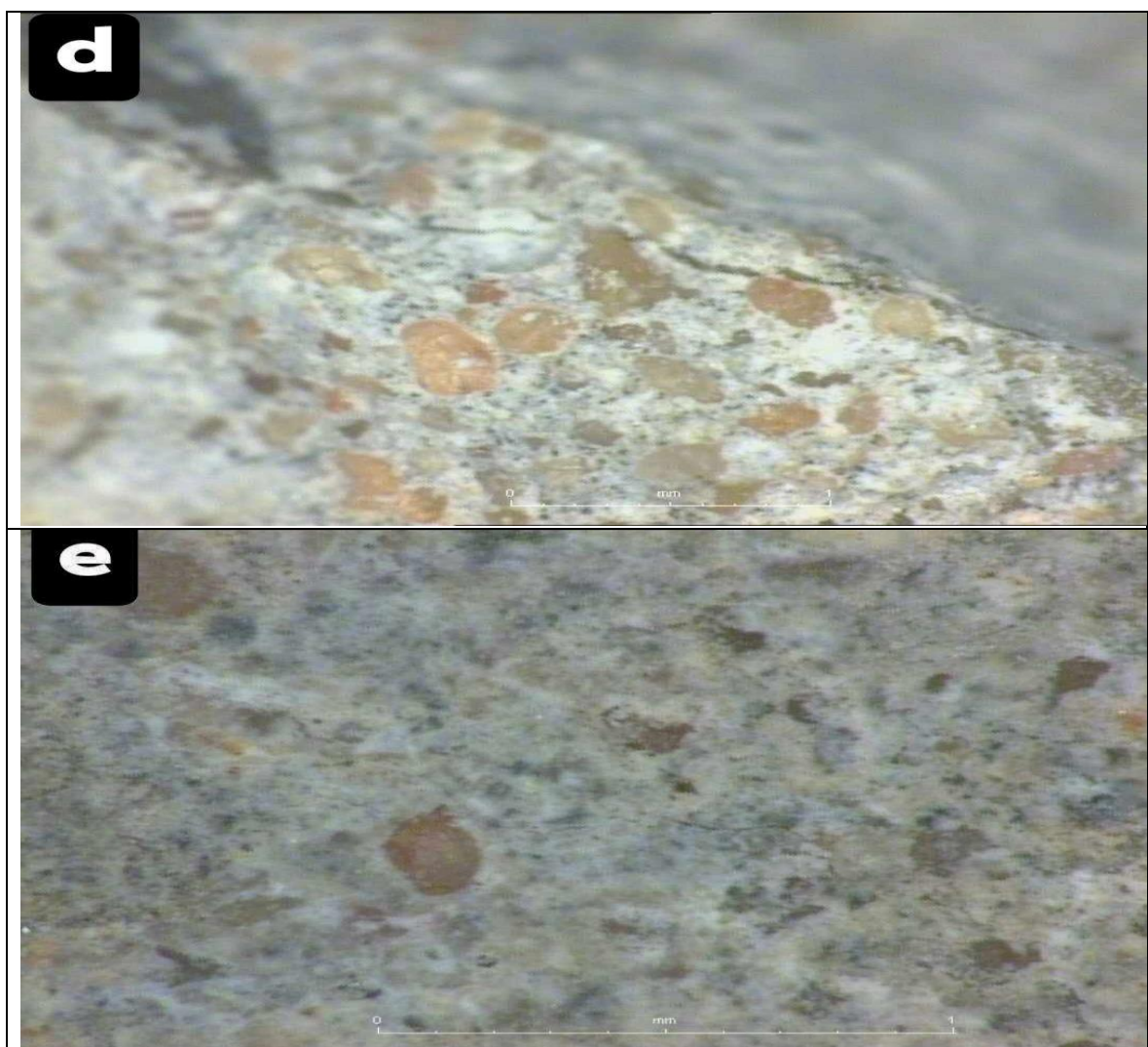


Figure III. 19: Microstructure du béton avec silicate de sodium observée au microscope optique.

III.2.2.5.6 Commentaire et interprétation des images microscopiques

➤ **Image de gauche – Béton témoin (Ti)**

- **Observation directe** : La microstructure est **dense, homogène**, sans fissures apparentes.
- Une **zone blanche bien visible** est présente dans la pâte cimentaire.
- **Hypothèse** : Cette zone blanche pourrait correspondre à de la **portlandite** (Ca(OH)_2), un sous-produit classique de l'hydratation du ciment Portland.. Cependant, en l'absence d'analyse complémentaire (comme DRX ou EDS), **cette interprétation reste une hypothèse plausible mais non confirmée**.
- Cela reflète une **hydratation normale et progressive**, sans perturbation chimique.

➤ **Image de droite – Béton avec silicate de sodium**

Observation directe : On observe que la couleur blanche, attribuée à la portlandite (Ca(OH)_2) dans le béton témoin, est absente dans le béton contenant du silicate de sodium. Cette absence suggère que la portlandite a été consommée lors de la réaction avec le silicate de sodium.

- La structure semble **moins homogène**, avec des **zones claires dispersées**, indiquant une réaction chimique intense.
- **Hypothèse** : Ces désordres pourraient résulter d'une **prise accélérée** due au silicate de sodium, qui réagit rapidement avec la portlandite pour former du **gel C-S-H**
- Cette hydratation rapide peut générer des **contraintes internes**, conduisant à des **microfissurations précoces** et à une **fragilité locale**.
- Par ailleurs, le **dosage utilisé est élevé** (supérieur à 5 %), ce qui dépasse la limite habituelle pour les adjuvants chimiques et pourrait accentuer ces désordres
- Bien que ce produit ait été ajouté pour activer le mécanisme de **cicatrisation des fissures**, son action en tant qu'**accélérateur de prise** en fait un **adjuvant chimique**.
- Or, les normes d'utilisation des adjuvants précisent que leur dosage doit rester **inférieur ou égal à 5 % du poids du liant (voir la fiche technique en annexe)**, afin d'éviter des effets indésirables sur la structure du béton. Selon la norme EN934-2 [44] qui définit les exigences relatives aux adjuvants pour béton, ce seuil de 5 % constitue une limite maximale usuelle recommandée pour préserver l'homogénéité, la cohésion et la durabilité du mélange.

- Dans notre cas, le dosage utilisé dépasse cette valeur, ce qui pourrait expliquer la fragilisation locale de la matrice observée au microscope.
- Ainsi, bien que le silicate de sodium favorise la cicatrisation, un ajustement du dosage est nécessaire pour maintenir un équilibre entre performance autoguérissante et durabilité mécanique.
- **Remarque** : dans notre cas, le dosage utilisé en silicate de sodium est de **8,53 %**, ce qui dépasse la limite généralement recommandée pour les adjuvants, conformément à la norme **EN 934-2**. [44]

III.3 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'extraire et d'analyser les résultats issus de cette étude expérimentale, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci, à travers des essais mécaniques (compression, flexion, traction) et des mesures de la profondeur des fissures après fissuration, réalisées par méthode ultrasonore indirecte. Ces analyses ont permis de suivre l'évolution du béton fissuré dans le temps. L'objectif principal reste de trouver un bon compromis entre l'activation efficace du mécanisme de cicatrisation et la conservation des performances mécaniques sans perte de résistance.

Chapitre IV : Note de calcul d'un bâtiment R+9+2 S -sol

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va étudier un bâtiment R+9 à usage multiple. On commence par présenter ses caractéristiques générales, comme sa forme, sa localisation et sa fonction. Ensuite, on fera le prédimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres, dalles et voiles), en suivant les règlements tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- BAEL 91.[69]
- RPA 2024. [68]
- CBA93.[70]

Après cela, on réalise une étude dynamique pour analyser le comportement de la structure face aux séismes, conformément au RPA 2024. [68]

Enfin, on propose le ferrailage des différents éléments, en se basant sur les efforts obtenus et en respectant les normes de sécurité du béton armé.

IV.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé implanté à Bab Ezzouar, dans la wilaya d'Alger. Il s'agit d'une construction de type R+9, destinée à un usage multiple (par exemple : habitation, bureaux, locaux ouverts au public, etc.).

Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- RDC et 1er étage : 4,08 m de hauteur
- Étages courants : 3,74 m de hauteur
- Hauteur totale : 40,08 m
- Longueur (Lx) : 36,55 m
- Largeur (Ly) : 32,95 m
- Régulier en plan
- Irrégulier en élévation

❖ Caractéristiques de l'ouvrage

- L'immeuble commercial que nous présentons est composé de :
- Un RDC + 9 étages à usage commercial.
- 2 sous-sol, il est réservé pour le parking auto.
- Terrasse accessible.



Figure IV. 1: Vue en plan du RDC et du 1er étage.

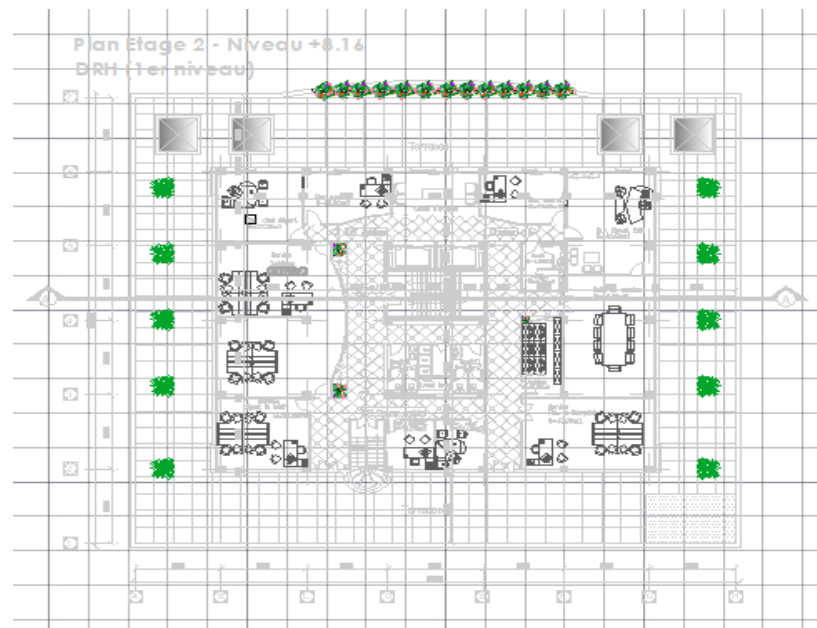
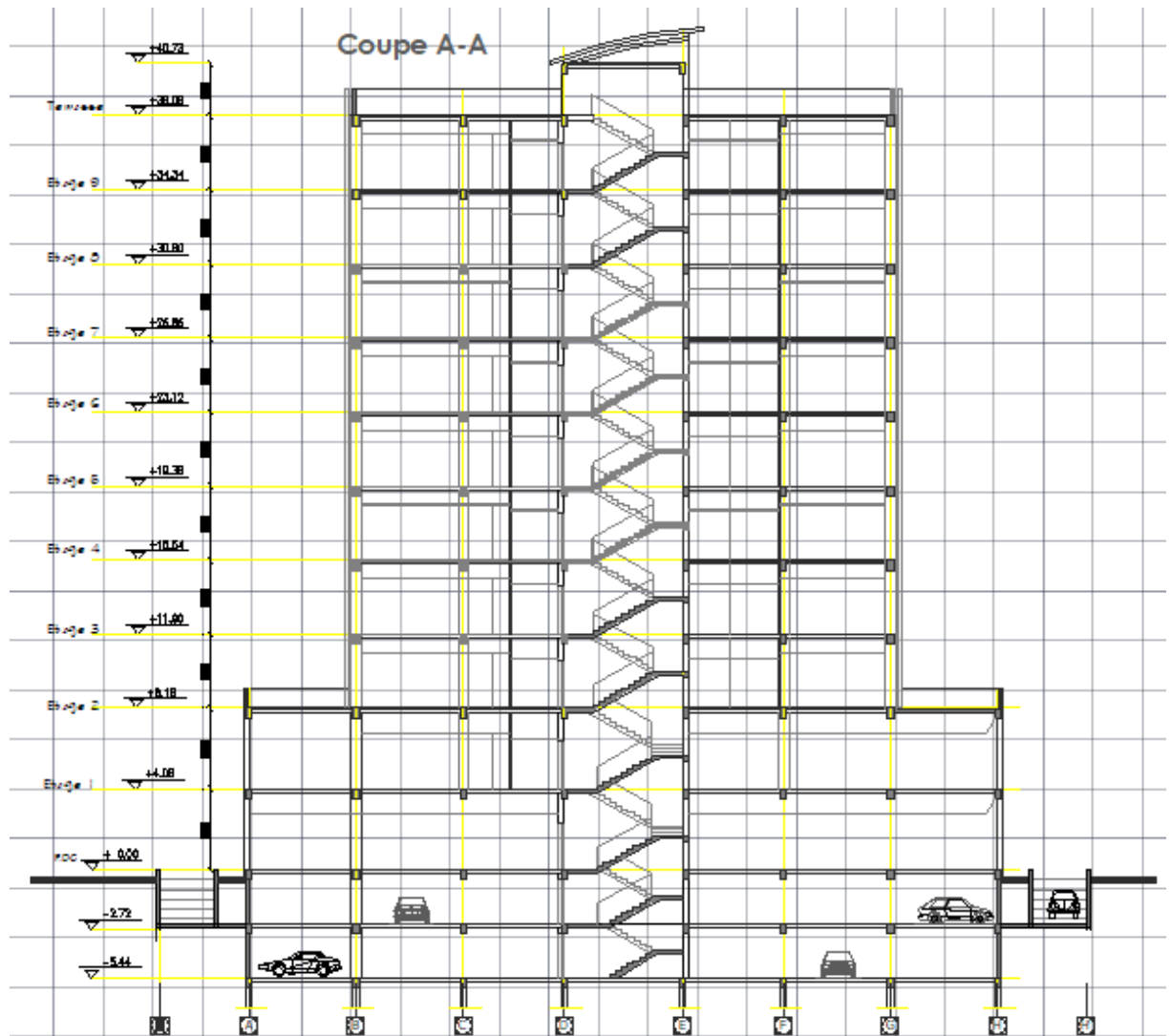


Figure IV. 2: Vue en plan de l'étage courant



Etat limite ultime	Etat limite de service
$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$	$f_{bs} = 0.6 * f_{c28}$
$\theta = 1$ situation normale. $\theta = 0.85$ situation accidentelle $\gamma_b = 1.5$ (situation normale) $\gamma_b = 1.15$ (situation accidentelle) $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ (situation normale) $f_{bu} = 26.08 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)	$f_{bs} = 18 \text{ MPa}$ Module de déformation longitudinale CBA art (A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2) $f_{c28} = 28 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ module instantané $E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$ $E_{d28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ module différé $E_{d28} = 10818.865 \text{ MPa}$.

IV.3.2 Acier

Résistance caractéristique de calcul

Acier Haute à adhérence (FeE500) :

Sollicitations sous actions fondamentale	- Sollicitations sous actions accidentelles :
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$

IV.4 Prédimensionnement des éléments structuraux

Ce chapitre présente le prédimensionnement des éléments principaux de la structure en béton armé, en se basant sur les normes en vigueur [68][69][70]. L'objectif est d'estimer les dimensions initiales des composants pour garantir la **résistance**, la **stabilité** et l'**économie** du bâtiment.

IV.4.1 Plancher en corps creux

Les **planchers à corps creux** sont composés de trois éléments :

- Les corps creux (coffrage perdu),
- Des **poutrelles** en béton armé ou précontraint (reprennent les efforts de traction),
- Une **dalle de compression** coulée sur l'ensemble (reprend les efforts de compression).

La **hauteur totale du plancher** est déterminée à partir de la **condition de flèche** selon la formule :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis

ht : hauteur totale du plancher

On suppose que la surface du poteau est 30x30cm

Pour notre plancher on a $L = 540 - 30 = 510\text{cm}$

$$\frac{510}{25} \leq ht \leq \frac{510}{20} \rightarrow 20.4 \leq ht \leq 25.5$$

Donc on prend une épaisseur de **(16+5) cm** d'où **ht=21cm**

IV.4.2 Plancher à dalle pleine

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- **Résistance à la flexion :**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \begin{cases} Lx : \text{le plus petit coté de la dalle} \\ Ly : \text{le plus grand coté de la dalle} \end{cases}$$

Lx, Ly : distance entre nu

Si $\rho < 0.4$ la dalle porte sur un seul sens $\rightarrow \frac{Lx}{30} \geq e \geq \frac{Lx}{30}$

Si $\rho > 0.4$ la dalle porte sur deux sens $\rightarrow \frac{Lx}{40} \geq e \geq \frac{Lx}{45}$

Dans notre cas on a $\begin{cases} Lx = 540 - 30 = 510\text{cm} \\ Ly = 600 - 30 = 570\text{cm} \end{cases} \rightarrow \rho = 0.849 > 0.4$

Donc notre dalle porte sur deux sens $\rightarrow \mathbf{12,75 \geq e \geq 11,33 \text{ cm}}$

On prend **e = 12cm**

- **Résistance au feu :**

Cette condition dépend de la durée de coupe-feu souhaitée.

On adopte

- $e = 7\text{cm}$ pour 1h de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour 2h de coupe-feu.
- $e = 17.5\text{cm}$ pour 4h de coupe-feu.

IV.4.3 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres en béton armé s'effectue en deux étapes :

1. Application des formules empiriques du règlement [69]:

- Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- Largeur : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

• **Selon le R.P.A 2024 :**

- La hauteur de la poutre doit être : $h \geq 30cm$.
- La largeur de la poutre doit être : $b \geq 25cm$.
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.

• **Vérification de la rigidité**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

IV.4.3.1 Poutre Principale :

$$L_{max} = 600 - 30 = 570cm$$

Selon BAEL91

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10}$$

$$38 \leq h \leq 57$$

On prend **h = 50 cm**

$$0.3 \times 50 \leq h \leq 0.7 \times 50$$

$$15 \leq h \leq 35$$

On prend **b = 30 cm**

Nous choisissons une poutre de **b x h = 30 x 50 cm**.

○ **Vérification selon le RPA 2024**

- $h = 50cm > 30cm$ Condition Vérifier
- $b = 30cm > 25cm$ Condition Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1.66 < 4$ Condition Vérifier

Vérification de la rigidité

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{570} = 0.877 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier}$$

IV.4.3.2 Poutre secondaire :

$$L_{max} = 540 - 30 = 510cm$$

Selon BAEL91

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \leq h \leq 51$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$

$$0.3 \times 45 \leq h \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5 \leq h \leq 31.5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

○ **Vérification selon le RPA 2024**

- $h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ Condition Vérifier
- $b = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ Condition Vérifier
- $\frac{h}{b} = 1.5 < 4$ Condition Vérifier

○ **Vérification de la rigidité**

$$\frac{h}{L} = \frac{450}{510} = 0.882 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier}$$

Les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres principales : $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

IV.4.4 Prédimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, on s'est basé sur les recommandations du le RPA99 version 2003.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm}; h_e/20)$$

Avec : h_e hauteur libre de l'étage.

a_{min} Épaisseur de voile.

- Pour RDC et 1 er étage : $h_e = (408 - 50) = 358\text{cm}$

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm}; (358/20) = 17.9\text{cm}) \rightarrow a_{min} = 20\text{cm}$$

- Pour les étages courant $h_e = (374 - 50) = 324\text{cm}$

$$a_{min} \geq \max(15\text{cm}; (324/20) = 16,2\text{cm}) \rightarrow a_{min} = 20\text{cm}$$

On adopte pour épaisseur de $a = 20 \text{ cm}$

IV.4.5 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs assurant la transmission des charges vers les fondations, tout en participant à la **stabilité** globale de la structure.

Leur pré dimensionnement se fait en suivant plusieurs étapes :

1. Détermination de la **surface de plancher reprise** par chaque poteau.
2. Calcul de l'**effort normal ultime** à chaque niveau.
3. Estimation de la **section** du poteau à l'**état limite ultime (ELU)**.
4. Vérification des **conditions minimales** exigées par le RPA 2024.
5. Application de la **loi de dégression** pour tenir compte de la diminution progressive des surcharges d'exploitation en fonction des étages.

Lors du calcul aux points d'appui, les charges d'exploitation appliquées aux poteaux seront ajustées selon la relation suivante :

- | | |
|--------------------------------|--|
| • Sous toit ou terrasse | Q_0 |
| • Sous dernier étage (Étage 1) | $Q_0 + Q_1$ |
| • Étage 2 | $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ |
| • Étage 3 | $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ |
| • Étage 4 | $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ |
| • Étage n | $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$ |

Le coefficient de pondération $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n > 5$

Avec n : nombre d'étage

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

La section du poteau est obtenue selon une **formule de compression simple**, intégrant les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier, ainsi qu'un coefficient de réduction lié à l'élancement.

$$N_u = \alpha \left[\frac{B \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).

As : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteau carrée $Br = (a-0.02)(b-0.02) \text{ cm}^2$

Selon le BAEL 91 modifié 99

$$0.2\% \leq \frac{As}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{As}{B} = 1\%$

- $a = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50$
- $a = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) de la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{B \cdot \gamma_s} \right)} = 0.062Nu$$

Le minimum requis par RPA2024 :

Pour une zone sismique VI

On doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30\text{cm} \\ \min(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec : (a; b) dimension de la section

he hauteur d'étage

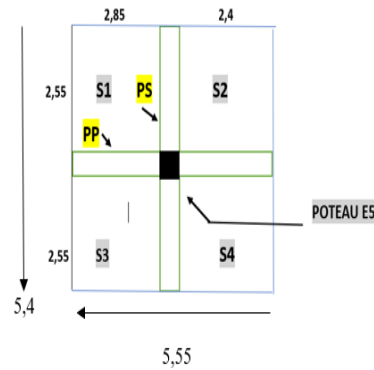
○ Calcul des poteaux

• Poteau central (E5):

La portée de la poutre principale de $30 \times 50 = 5,25\text{m}$

La portée de la poutre secondaire de $30 \times 45 = 5,1\text{m}$

La Surface totale est $S = 26,77 \text{ m}^2$



Surface à calculer :

$$S = (2,85+2,4) \times (2,55+2,55) = 26,77\text{m}^2$$

1. Poids revenant à chaque plancher :

Plancher terrasse accessible : $G_{pt} = 6,13 \times 26,77 = 164,10\text{KN}$

Plancher courant : $G_{pc} = 6,99 \times 26,77 = 187,122\text{KN}$

Plancher s-sol : $G_{s_sol} = 7,51 \times 26,77 = 201,04\text{ KN}$

2. Poids des poutres :

Poutre principale : $G_{pp} = 0,30 \times 0,50 \times 5,55 \times 25 = 20,81\text{KN}$

Poutre secondaire : $G_{ps} = 0,30 \times 0,45 \times 5,4 \times 25 = 18,22\text{ KN}$

Poids total de la poutre : $P_{tp} = 20,81+18,22=39,03\text{KN}$

$P_{Tp}=39,03\text{KN}$

3. Poids des poteaux :

Au début, on suppose que tous les poteaux sont de (30×30) : on fixe les dimensions minimales exigées par le RPA 2024 selon la zone sismique

Pour RDC et 1^{er} étage :

$$G_{pot} = 0,30 \times 0,30 \times (4,08 - 0,5) \times 25 = 8,05\text{KN}$$

Etage courant :

$$G_{pot} = 0,30 \times 0,30 \times (3,74 - 0,5) \times 25 = 7,29\text{KN}$$

Niveau Sous-sol 1 et sous-sol 2 :

$$G_{pot} = 0,30 \times 0,30 \times (2,72 - 0,5) \times 25 = 4,99\text{ KN}$$

- Charge d'exploitation**

L'évolution de la charge d'exploitation est traitée sur le tableau suivant :

Tableau IV. 1: Loi de dégression

Niveau des plancher	Qi (KN /m²)	Charge d'exploitation	$\sum$ Charge d'exploitation
N1	Q ₀	1,5	Q ₀
N2	Q ₁	1,5	Q ₀ + Q ₁
N3	Q ₂	2,5	Q ₀ + 0.95(Q ₁ +Q ₂)
N4	Q ₃	2,5	Q ₀ + 0.90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)
N5	Q ₄	2,5	Q ₀ + 0.85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
N6	Q ₅	2,5	Q ₀ + 0.80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)
N7	Q ₆	2,5	Q ₀ + 0.75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)
N8	Q ₇	2,5	Q ₀ + 0.714(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)
N9	Q ₈	2,5	Q ₀ + 0.687(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)
N RDC	Q ₉	5	Q ₀ + 0.666(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉)
N s-soul ₁	Q ₁₀	2,5	Q ₀ + 0.65(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉ +Q ₁₀)
N s-soul ₂	Q ₁₁	2,5	Q ₀ + 0.636 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉ +Q ₁₀ +Q ₁₁)

Tableau IV. 2: Récapitulatif de la descente de charge

N	Charge permanente					La surcharge d'exploitation		Vérification de : $S \geq N_s / \sigma_{bc}$			
	G _{plancher}	G _{poutre}	G _{poteau}	G Tot KN	G _{cumulé} KN	Q (KN)	Q (KN) Q _{cumulé}	N _s =G _c +Q _c KN	Section cm ² 30*30	$\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Observation
9eme	164,10	39,03	7,29	210,42	210,42	40,155	40,155	250,57	900	0,278	vérifie
8eme	187,122	39,03	7,29	233,44	443,86	40,155	80,31	524,17	900	0,582	vérifie
7eme	187,122	39,03	7,29	233,44	677,3	66,92	147,23	824,53	900	0,916	vérifie
6eme	187,122	39,03	7,29	233,44	910,74	66,92	214,15	1124,89	900	1,249	vérifie
5eme	187,122	39,03	7,29	233,44	1144,18	66,92	281,07	1425,25	900	1,583	vérifie
4eme	187,122	39,03	7,29	233,44	1377,62	66,92	347,99	1725,61	900	1,917	vérifie
3eme	187,122	39,03	7,29	233,44	1611,06	66,92	414,91	2025,97	900	2,25	vérifie
2eme	187,122	39,03	7,29	233,44	1844,5	66,92	481,83	2326,33	900	2,584	vérifie
1er	187,122	39,03	8,05	234,20	2078,7	66,92	548,75	2627,45	900	2,919	vérifie
RDC	187,122	39,03	8,05	234,20	2547,1	133,85	682,6	3229,7	900	3,588	vérifie
S-Sol1	201,04	39,03	4,99	245,06	2792,16	66,92	749,52	3541,68	900	3,935	vérifie
S-Sol2	201,04	39,03	4,99	245,06	3037,22	66,92	816,44	3853,66	900	4,281	vérifie

N_s : l'effort normale de compression à la base du poteau qui est donnée par

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S / section transversale du poteau

σ_{bc} : contrainte admissible du beton à la compression simple donne par : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15$

MPa

- **Choix final de la section des poteaux**

Après les calculs et les vérifications on a adopté ce choix

Tableau IV. 3: Choix final de la section des poteaux

Etage	Choix final du poteau centrale cm ²	Choix final du poteau de rive cm ²	Choix final du poteau d'angle cm ²
9	35x35	35x35	35x35
8	35x35	35x35	35x35
7	40x40	40x40	40x40
6	40x40	40x40	40x40
5	45x45	45x45	45x45
4	45x45	45x45	45x45
3	50x50	50x50	50x50
2	50x50	50x50	50x50
1	55x55	55x55	55x55
RDC	55x55	55x55	55x55
S-Sol1	60x60	60x60	60x60
S-sol2	60x60	60x60	60x60

Enfin, le **RPA 2024** impose des dimensions minimales :

- Côté minimal : $\geq 30 \text{ cm}$
- Rapport hauteur/largeur : **entre** $1/4 < h/b < 4$
- **a, b $\geq h_e/20$** (h_e : hauteur d'étage)

Après le prédimensionnement, on passe à l'analyse sismique pour vérifier la stabilité du bâtiment selon le RPA 2024 [68], vu sa localisation en zone sismique.

IV.5 Etude dynamique et sismique

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçus de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien [68]

IV.5.1 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes [68] le calcul des forces Sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.

- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.5.1.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions [68]

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupement d'usage du bâtiment:
 - Groupement d'usage: groupe 2
 - Zone sismique: zone VI

➤ $A = 0.30$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement dans notre cas on a un Système de contreventement constitué par des voiles.

➤ $R = 4.5^{(b)}$

- Q : facteur de qualité, le facteur de qualité est en fonction de:
 - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
 - La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV. 4: Valeurs des pénalités P_q .

3.8 Facteur de qualité			
Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Table 3.10: Valeurs des Pénalités P_q

- $Q_f = 1 + (0 + 0,20 + 0) = 1.20$

ψ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation .

Tableau IV. 5: Valeurs du coefficient de pondération ψ

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Notre projet appartient à la deuxième catégorie, donc le coefficient de pondération utilisé est de 0,4.

- T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.
- T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

Donc du RPA2024(Tableau3-4) [68] de classification des sites :

Tableau IV. 6: Valeurs de classification des sites

Zone sismique	Type Sol	S	T1	T2	T3
Zone VI	S3	1,30	0,15	0,60	2,00

▪ Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau IV. 7: Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement .	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Autres types de structures	0,050

$C_T = 0.050$

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \cdot 40,8^{3/4} = 0,807 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante:

La force sismique totale à la base de la structure est:

$$V_{STX} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 10007 \text{ KN}$$

$$\lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,85 \times 0,1486 = 0,1263$$

Avec:

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 : \text{Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \text{ autrement} \end{cases}$$

– W : poids total de la structure.

Avec $W_i = W_{Gi} + \psi \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

IV.5.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique permet une interprétation plus réaliste du comportement sismique des

structures, surtout lorsque leur configuration est complexe ou non conventionnelle, rendant la méthode statique équivalente insuffisante ou non conforme aux exigences du RPA 2024. Pour les structures symétriques, les effets sismiques doivent être étudiés selon les deux axes de symétrie séparément, tandis que pour les structures non symétriques, l'analyse doit être menée suivant les deux axes principaux. Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux induits par les forces sismiques à partir d'un spectre de réponse:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_E}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{R}] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{R}] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{R}] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

IV.6 Modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS 22.5 structural

Dans le cadre de l'analyse dynamique, une modélisation appropriée de la structure est essentielle. Pour cette étude, le logiciel **ETABS 22.5** basé sur la méthode des éléments finis, a été utilisé.

Les éléments porteurs ont été modélisés comme suit :

- **Les poteaux et les poutres** sont représentés par des éléments de type "**frame**".
- **Les planchers** sont modélisés par des éléments de type "**slab section**".
- **Les voiles** sont modélisés par des éléments de type "**wall**".

IV.6.1 Résultats de la structure auto-stable

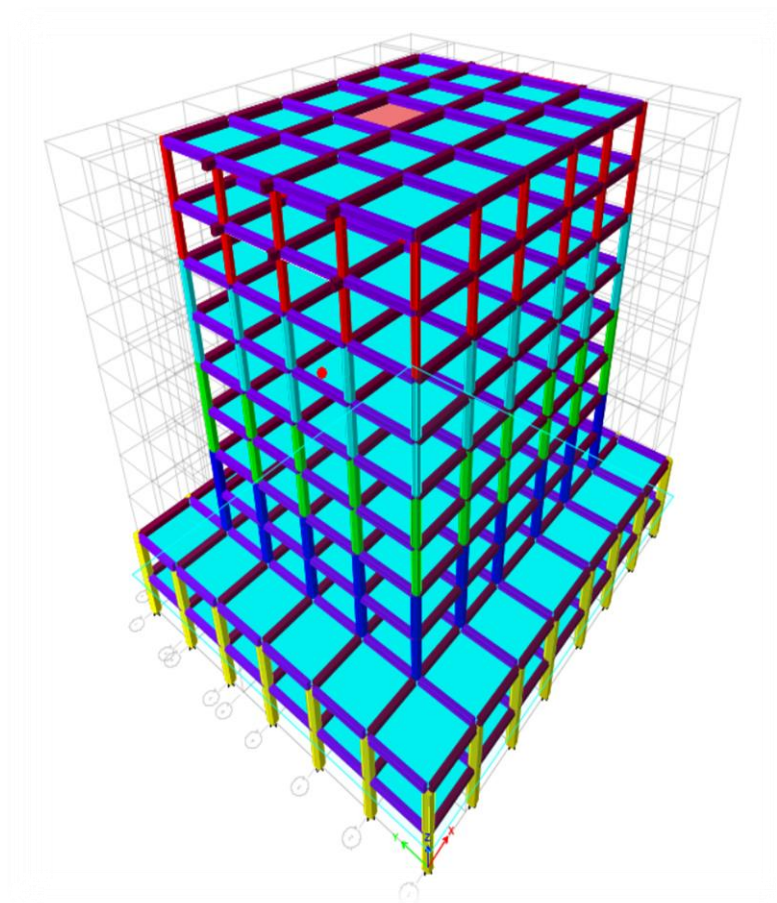


Figure IV. 4: Conception de la structure initiale.

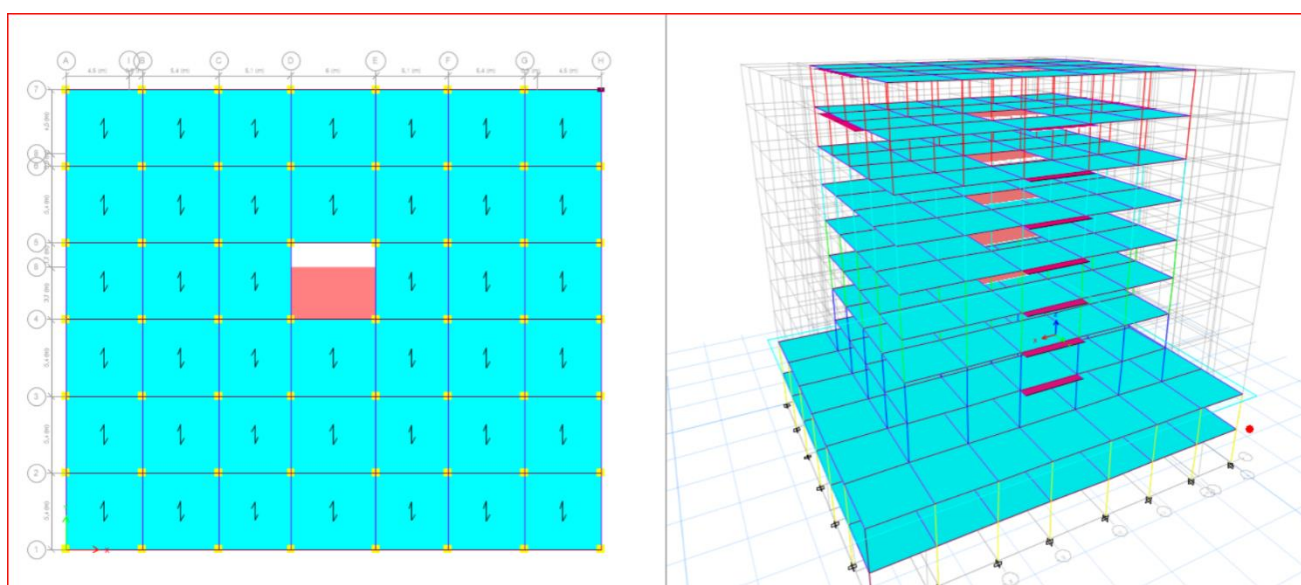


Figure IV. 5: Conception de la structure initiale. 3eme étage.

Tableau IV. 8: Résultats ETABS – Modèle initial (avant l'ajout des voile)

File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted			Hidden Columns: No		Sort: None		Modal Participating Mass Ratios			
Filter: None										
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	2,034	0	0,6304	0	0	0,6304	0	0,3832
	Modal	2	1,819	0,6305	0	0	0,6305	0,6304	0	0
	Modal	3	1,68	0,0001	5,305E-06	0	0,6306	0,6304	0	8,168E-06
	Modal	4	0,735	0	0,1498	0	0,6306	0,7802	0	0,2765
	Modal	5	0,67	0,1523	0	0	0,783	0,7802	0	0
	Modal	6	0,615	5,238E-06	1,911E-06	0	0,783	0,7802	0	1,38E-06
	Modal	7	0,454	0	0,099	0	0,783	0,8792	0	0,1084
	Modal	8	0,418	0,0997	0	0	0,8827	0,8792	0	0
	Modal	9	0,4	0	1,414E-05	0	0,8827	0,8792	0	8,768E-06
	Modal	10	0,325	0	0,0488	0	0,8827	0,928	0	0,0897
	Modal	11	0,303	0,0493	0	0	0,932	0,928	0	0
	Modal	12	0,301	0,0001	1,124E-05	0	0,9321	0,928	0	1,514E-05

IV.6.2 Résultats de la structure initiale

Tempirique= 0,807 s ; 1,3Tempirique = 1,049 s

$T_{etabs}=2,034$ s

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

L'analyse de la structure initiale a donné les caractéristiques dynamiques suivantes :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon (Y-Y).
- Le 2^{eme} mode est un mode de translation selon (X-X).

La période fondamentale :

1,3 Tempirique < T etabs

La structure présente un comportement souple, ce qui a rendu l'ajout de voiles nécessaire pour respecter les critères du RPA 2024.[68]

IV.6.3 Spectre de réponse

Le spectre de réponse élastique, normalisé par l'accélération gravitationnelle (g), en fonction de la période (T), pour les composantes horizontales de l'action sismique.

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times \frac{Q}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left[2.5 \times \frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2 \times T_3}{T^2} \right] & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

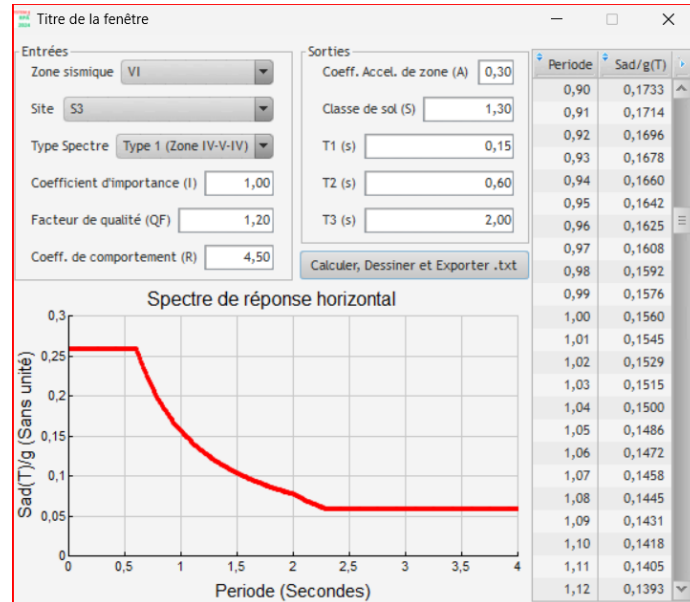


Figure IV. 6: Spectre de réponse.

IV.7 Disposition des voiles de contreventement

Conformément règlement [68], la structure doit comporter des éléments de contreventement dans au moins deux directions horizontales. Ces éléments doivent être disposés de manière à :

- Supporter une charge verticale suffisante pour garantir leur propre stabilité ;
- Assurer une transmission directe des efforts sismiques jusqu'aux fondations ;
- Limiter les effets de torsion dans le comportement global de la structure.

Après avoir testé plusieurs dispositions, celle qui s'est révélée la plus adaptée pour placer les voiles est la suivante

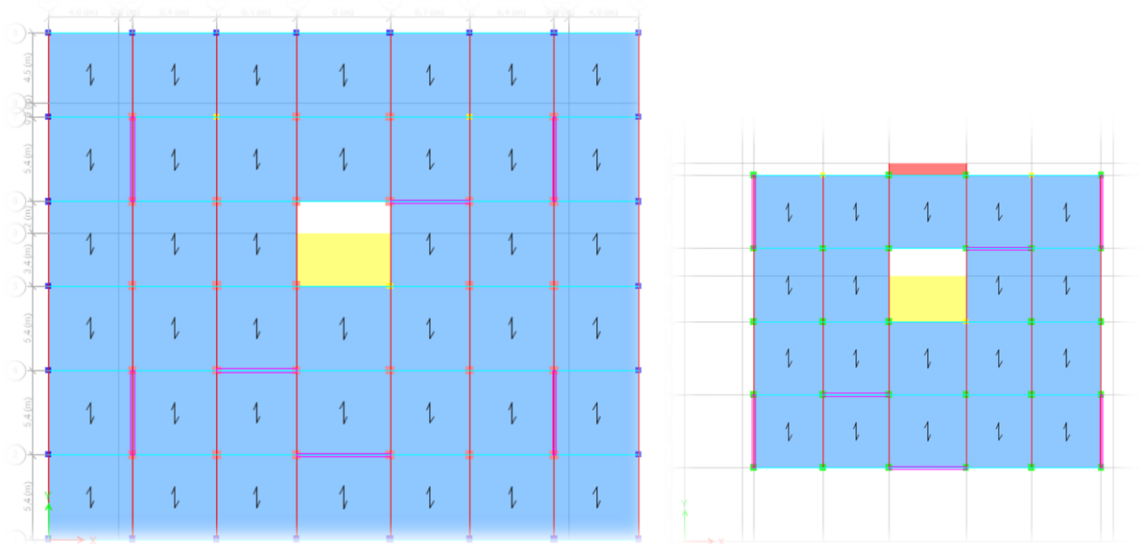


Figure IV. 7: Modèle présentant la disposition des voiles — à gauche : RDC et 1er étage ;
à droite : étage courant.

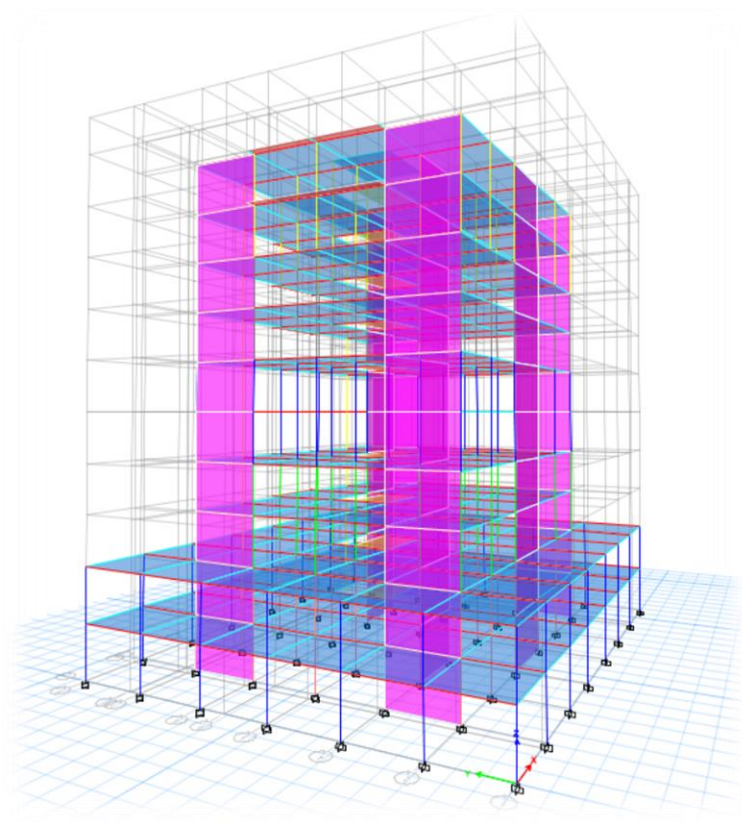


Figure IV. 8: Modèle en vue 3D.

- **Résultats de l'analyse dynamique**

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA-2024 exige les vérifications suivantes :

- ✓Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- ✓Vérification de participation massique
- ✓Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- ✓Vérification de l'effort normal réduit
- ✓Vérification de la stabilité au renversement
- ✓Vérification de déplacement inter-étage
- ✓Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Tableau IV. 9: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	1,086	0,5283	0,0155	0	0,5283	0,0155	0,04
Modal	2	1,043	0,0149	0,5612	0	0,5432	0,5767	0,0412
Modal	3	0,764	0,0489	0,00000107	0	0,5921	0,5767	0,4889
Modal	4	0,27	0,1971	0,0001	0	0,7891	0,5769	0,509
Modal	5	0,236	0,0001	0,223	0	0,7892	0,7998	0,509
Modal	6	0,178	0,0154	0,0000278	0	0,8047	0,7999	0,7679
Modal	7	0,161	0,0002	0,0064	0	0,8049	0,8063	0,7715
Modal	8	0,157	0,0103	0,0013	0	0,8152	0,8076	0,7726
Modal	9	0,149	0,0009	0,0018	0	0,8161	0,8094	0,7757
Modal	10	0,124	0,0988	8,504E-07	0	0,9149	0,8094	0,7882
Modal	11	0,105	0	0,1155	0	0,9149	0,9249	0,7882
Modal	12	0,088	0,0068	0	0	0,9217	0,9249	0,9318

- **Les résultats montrent que :**

- La période : $T_{\text{etabse}} = 1,086 \text{ s} > 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,049 \text{ s}$
- $T_0 = 1,049 \text{ s}$
- Le premier mode est une translation en X, avec 52,83 % de participation massique.
- Le deuxième mode est une translation en Y, avec 56,12 %.
- Le troisième mode est une rotation.
- D'après le RPA99/2024, la somme des participations massiques doit dépasser 90 % au 11^{ème} mode.

- **Vérification de comportement**

Le comportement des trois premiers modes est un déplacement selon la direction principale X et un déplacement selon la deuxième direction principale Y et une rotation selon l'axe Z.

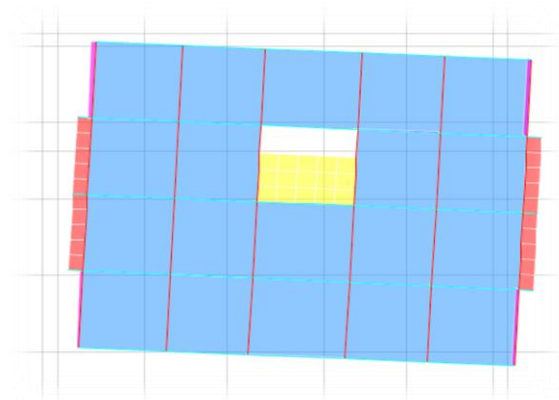


Figure IV.7 : Mode 1 translation X-X

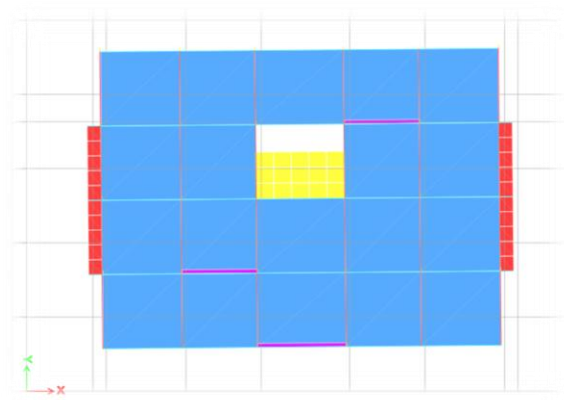


Figure IV.8 : Mode 2 : translation Y-Y

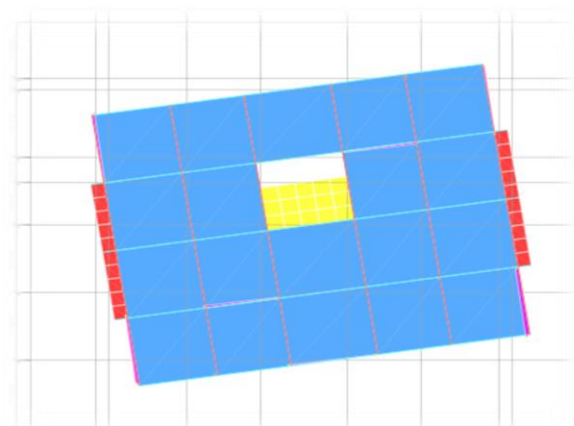


Figure IV.9 : Mode 3 Rotation

IV.7.1 Vérification de la résultante des forces sismique

En se référant à ce qui est stipulé l'article 4-3-5 du RPA 2024[68], la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV. 10: Vérifications de la résultante des forces sismiques

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
Sens X-X	6600,0135	8005,6	Non vérifié
Sens Y-Y	7093,337	8005,6	Non vérifié

- Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.21.
- Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.12
- On obtient les résultats suivant après la majoration

Tableau IV. 11: Tableau : Forces sismiques – Résultats après majoration

Sens	V dynamique	0.8 x V statique	Observation
SensX-X	8006,1753	8005,6	Vérifié
SensY-Y	8015,8218	8005,6	Vérifié

IV.7.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques

L'article (3-5) du RPA 2024 exige que pour les constructions à Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Tableau IV. 12: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

	Ptot (kN)	Pvoile (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	8005,78	7001,39	87,45%	CV

- **Justification du choix du coefficient de comportement**

On constate que les voiles reprennent 87,45 % > 65% des sollicitations due aux charges verticales alors la condition est vérifiée, notre structure a un système de contreventement constitué par les voiles R = 4,5

IV.7.3 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc.f_{c28}} \leq 0,35$$

Telque:

N:L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} :Résistance caractéristique à la compression $f_{c28}=30\text{MPa}$

Tableau IV. 13: Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Lasectionadoptée (cm2)			N(KN)	Nrd	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire(cm2)			
RDC;1er	55	55	3025	2973,7857	0,328	Vérifié

IV.7.4 Vérifications des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par:

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Q_f : facteur de qualité .

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$\overline{\Delta_K} = 0,015h_k$ (Bâtiments en Béton Arme d'après RPA 2024 tableau 5.2 [68])

h_k : est la hauteur du niveau « k »

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta_K}$$

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14: Vérification des déplacements relatifs au sens X-X.

R/Q =	3,75					
				Admissible (mm)	0,0075 H etage	
Sens X						
Niv	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	va * Δ_k (mm)	$\overline{\Delta_K}$ (cm)	Observation
9eme	76,99	288,7	34,9	17,5	28,1	Vérifié
8eme	67,673	253,8	35,8	17,9	28,1	Vérifié
7eme	58,124	218,0	36,1	18,0	28,1	Vérifié
6ème	48,5	181,9	35,8	17,9	28,1	Vérifié
5ème	38,942	146,0	34,5	17,3	28,1	Vérifié
4ème	29,734	111,5	32,3	16,1	28,1	Vérifié
3ème	21,126	79,2	28,6	14,3	28,1	Vérifié
2ème	13,487	50,6	20,7	10,3	28,1	Vérifié
1ere	7,976	29,9	20,3	10,1	30,6	Vérifié
RDC	2,57	9,6	9,6	4,8	30,6	Vérifié

Tableau IV. 15: Vérification des déplacements relatifs au sens Y-Y.

R/Q =	3,75					
				Admissible (mm)	0,0075 H etage	
Sens Y						
Niv	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_k(\text{mm})$	$\Delta_k(\text{mm})$	$v_a * \Delta_k(\text{mm})$	$\bar{\Delta}_K (\text{cm})$	Observation
9eme	9eme	61,799	231,7	29,9	15,0	28,1
8eme	8eme	53,813	201,8	30,2	15,1	28,1
7eme	7eme	45,751	171,6	30,0	15,0	28,1
6ème	6ème	37,75	141,6	29,2	14,6	28,1
5ème	5ème	29,953	112,3	27,7	13,8	28,1
4ème	4ème	22,576	84,7	25,3	12,7	28,1
3ème	3ème	15,823	59,3	22,0	11,0	28,1
2ème	2ème	9,948	37,3	17,1	8,6	28,1
1ere	1ere	5,376	20,2	13,9	6,9	30,6
RDC	RDC	1,676	6,3	6,3	3,1	30,6

IV.7.5 Vérification l'effort normal réduit**IV.7.5.1 Vérification de l'effort normal réduit Poteaux [68]**

L'effort normal de compression de calcul est limité

par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

v , l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm^2)

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau IV. 16: Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 55x55.

N_d (KN)	2973,7857
B_c (cm^2)	3025
f_{c28} (MPa)	30
v	0,32
Condition	Condition vérifiée

$v = 0,29 < 0,35 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau IV. 17: Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50

Nd (KN)	2222,4265
Bc (cm ²)	2500
Fc28 (MPa)	30
v	0,296
Condition	Condition vérifiée

v = 0,29 < 0,35 => Condition vérifiée

IV.7.5.2 Vérification l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : [68]

- **Vérification Art 7.7.2. RPA 2024 (VOILE)**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

V : l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du voile en (mm²)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau IV. 18: Vérification de l'effort normal réduit voile 485x20.

Nd (KN)	3738,9517
Bc (cm ²)	9700
Fc28 (MPa)	30
v	0,128
Condition	Condition vérifiée

v = 0,128 < 0,40 => Condition vérifiée

IV.7.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\Delta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Tableau IV. 19: Vérification des effets P- Δ sensX-X.

Sens X	G+0,4Q		Ex			
Niveaux(m)	P _k (kN)	Δ_k (mm)	V _k (kN)	h _k (mm)	θ	Obs
9eme	6868,2093	34,93875	1825,5257	3740	0,04	CV
8eme	13148,331	35,80875	3035,0646	3740	0,04	CV
7eme	19628,967	36,09	3822,2439	3740	0,05	CV
6ème	26109,603	35,8425	4429,1905	3740	0,06	CV
5ème	32709,381	34,53	5009,0059	3740	0,06	CV
4ème	39309,159	32,28	5574,1885	3740	0,06	CV
3ème	45868,622	28,64625	6093,1934	3740	0,06	CV
2ème	52602,689	20,66625	6598,9808	3740	0,04	CV
1ere	65318,108	20,2725	7460,4128	4080	0,04	CV
RDC	79225,848	9,6375	8006,1753	4080	0,02	CV

Tableau IV. 20: Vérification des effets P- Δ sensY-Y

Sens y	G+0,4Q		Ey			
Niveaux(m)	P _k (kN)	Δ_k (mm)	V _k (kN)	h _k (mm)	θ	Obs
9eme	6868,2093	29,9475	1869,9629	3740	0,03	CV
8eme	13148,331	30,2325	3075,976	3740	0,03	CV
7eme	19628,967	30,00375	3843,9045	3740	0,04	CV
6ème	26109,603	29,23875	4440,0571	3740	0,05	CV
5ème	32709,381	27,66375	5025,9324	3740	0,05	CV
4ème	39309,159	25,32375	5601,9506	3740	0,05	CV
3ème	45868,622	22,03125	6125,0395	3740	0,04	CV
2ème	52602,689	17,145	6625,6053	3740	0,04	CV
1ere	65318,108	13,875	7475,3217	4080	0,03	CV
RDC	79225,848	6,285	8015,8218	4080	0,02	CV

L'étude dynamique a révélé des difficultés dans le choix de la disposition des voiles, principalement en raison du type d'usage du bâtiment. Cette contrainte a compliqué leur positionnement. Après plusieurs essais, la variante retenue a permis d'obtenir des résultats satisfaisants en termes de périodes, de déplacements et d'efforts. La suite de l'étude porte sur le ferrailage des éléments porteurs.

IV.8 Ferrailage des éléments structuraux

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le [68] [69] [70]

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres

IV.8.1 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui assurent le soutien des poutres et transmettent les efforts aux fondations. Ils sont généralement soumis à une flexion composée, combinant compression (N) et moment fléchissant (M). Trois types de sections peuvent apparaître : entièrement tendue (SET), entièrement comprimée (SEC) ou partiellement comprimée (SPC). Le calcul des armatures se fait à l'état limite ultime (ELU), en considérant les sollicitations les plus défavorables.

et dans les situations suivantes :

Tableau IV. 21: Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,2	30	22,17	1	500	500

- **Combinaison d'action**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- a- **Selon CBA 93 :**

Situation durable :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

- b- **Selon RPA 2024 :**

Situation accidentelle $\left\{ \begin{array}{l} G + 0,3 Q + E_1 \\ G + 0,3 Q + E_2 \end{array} \right.$

$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$

$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}$, M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}$, N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}$, M^{corr})

IV.8.1.1 Recommandation selon RPA99 version 2024 :

Selon le RPA 2024, en zone sismique VI, les armatures longitudinales des poteaux doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Pourcentage d'armatures :

- Minimum : 1,0 % de la section brute (B)
- Maximum : 4 % en zone courante, 8 % en zone de recouvrement
- Diamètre minimal : 12 mm
- Longueur de recouvrement : $60 \times \phi l$
- Espacement maximal entre barres verticales (sur une même face) : 15 cm

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

N.B : On utilise Le logiciel ETABS et SOCOTEC pour le ferrailage des sections

IV.8.2 Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q
- Poteaux :

a. ($N^{\max}$, M^{corr}) :

Tableau IV. 22: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\max}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\max}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-185 2,20	-1,81	SEC	0	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-635,46	48,50	SEC	0	25

b. ($N^{\min}$, M^{corr}) :

Tableau IV. 23: Ferrailages des poteaux en situation durable ($N^{\min}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-4526,71	-15,79	SEC	3,81	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-3507,46	-46,43	SEC	10,89	25

c. ($M^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau IV. 24: Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-3931,99	40,71	SEC	0	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-1580,58	96,47	SEC	0	25

2. Situation accidentelle :Combinaison : $G + 0,3 Q + E_1$

- $G + 0,3 Q + E_2$

- **Poteaux :**

- a. $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Tableau IV. 25: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-641,76	60,95	SEC	0	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	1767,76	49,83	SEC	20,17	25

- b. $(N^{\min}, M^{\text{corr}})$

Tableau IV. 26: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}$, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-2973,7	-103,14	SEC	0	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-2785,86	-43,24	SEC	0	25

- c. $(M^{\max}, N^{\text{corr}})$:

Tableau IV. 27: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}$, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	$N^{\min}$ [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC, 1 ^{er}	55*55	-1846,15	143,60	SEC	0	30,25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-1392,76	209,83	SEC	41,8	25

IV.8.2.1 Choix des armatures :**1)- choix de ferrailage des poteaux :****Tableau IV. 28:** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	$A_s^{\max}$ (Z.R) (cm ²)	$A_s^{\max}$ (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	55*55	3,81	30,25	242	121	4T25+12T20	57,34
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	41,8	25	200	100	12T20 + 4T16	45 74

NB : Pour les poteaux des étages allant du 4^e au 9^e, les étapes de ferrailage appliquées précédemment ont été reprises de manière identique.

IV.8.2.2 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

● **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau IV. 29: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr}) .

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55*55	-1342,60	-1,30	50,8	250	3,39	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-463,64	34,80	34,8	250	2,42	18	OK

b. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau IV. 30: Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{min}, M^{corr}) .

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55*55	-3272,05	-11,42	161,5	250	10,8	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-2539,42	-33,74	154,1	250	10,4	18	OK

c. (N^{corr}, M^{max}) :

Tableau IV. 31: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}) .

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{corr} (kN)	M_{ser}^{max} (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55*55	-2845,69	29,69	115,1	250	7,73	18	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	-1147,76	69,23	64,7	250	4,46	18	OK

IV.8.2.3 Vérification de L'effort Tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

○ **Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

○ **Selon RPA99 ver.2024: [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,85 \text{ m}$$

$$\lambda = 17,98 > 5 \text{ alors } \rho_d = 0,075$$

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 32: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	55*55	49,10	0,162	17,98	0,075	2,25	3	OK
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	45*45	35,38	0,174	20,15	0,075	2,25	3	OK

IV.8.2.4 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2024** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 [69]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2024 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a = 2,5 si λ_g ≥ 5

ρ_a = 3,75 si λ_g < 5

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
- $S_t \leq \text{Min}(b/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l)$ Zone nodale (zone VI).
- $S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_l)$ Zone courante (zone VI).

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500 \text{ MPa}$.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

Tableau IV. 33: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 ^{er}	55*55	4T25+12T20	25	10	25
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	12T20	20	10	20

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau IV. 34: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} cm ²	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{ème}	55*55	2,85	0,3	2,5	49,10	N	10	0,44	2T10	1,57
						C	25	1,11	2T14	3,08
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50*50	2,61	0,3	2,5	35,38	N	10	0,39	2T10	1,57
						C	20	0,70	2T12	2,26

IV.8.2.5 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60\phi_l$ en zone VI .

Pour :

- $\phi = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 150\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 120\text{cm}$

IV.8.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

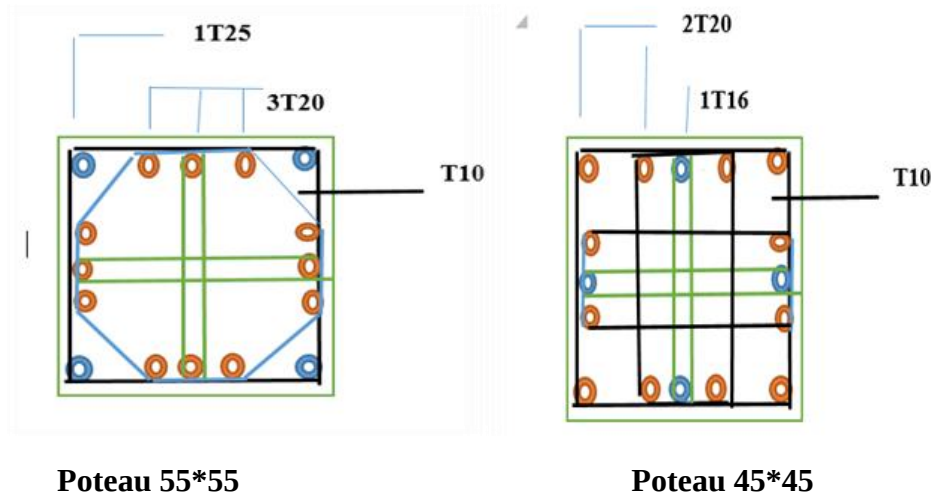


Figure IV. 9: Schéma de ferrailage des poteaux.

IV.8.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G + 0,3 Q + E_1$

$G + 0,3 Q + E_2$

IV.8.3.1 Recommandations selon RPA99 version 2024

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 50 $\emptyset$ en zone I , II et III.
- ✓ 60 $\emptyset$ en zone IV , V et VI.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Avec:

b: largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné par:

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}, 24\emptyset, 17,5 \text{ cm}, 6\emptyset \right] \text{ (dans les zones critiques).}$$

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \right)$ (En dehors de la zone critique) si les armatures comprimées sont nécessaires.

h: Hauteur de la poutre.

$\emptyset$: Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 21,25 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$.

IV.8.3.2 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel ETABS 22.5

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x50 cm².
- Poutres secondaires 30x45 cm².

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel **SOCOTEC** pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau IV. 35: Ferrailage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x50)	Travée	129,05	/	6,75	/
(30x50)	Appui	/	-244,62	/	14,02

b-Situation accidentelle : $G + 0,3 Q + E_1$, $G + 0,3 Q + E_2$

Tableau IV. 36: Ferrailage des poutres porteuses 30x50.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x50)	Travée	232,80	/	11,05	/
(30x50)	Appui	/	-375,22	/	18,55

2. Sens non porteur :

a. Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau IV. 37: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x45)	Travée	69,03	/	3,93	/
(30x45)	Appui	/	-187,47	/	11,9

b-Situation accidentelle : $G + 0,3 Q + E_1$, $G + 0,3 Q + E_2$

Tableau IV. 38: Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
(30x45)	Travée	191,25	/	10,18	/
(30x45)	Appui	/	-285,08	/	16,53

IV.8.3.3 Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau IV. 39: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.

Section	Position	A _{s maxZ.C} cm ²	A _{s maxZ.r} cm ²	A _{s min} cm ²	A _{s cal} cm ²	Choix des armatures	A _{s adp} cm ²
(30x50)	Travée	60	90	7,5	11,05	3T25	14,73
(30x50)	Appui				18,55	5T25	24,54

Tableau IV. 40: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.

Section	Position	$A_{s \max Z.C}$ cm ²	$A_{s \max Z.T}$ cm ²	$A_s^{\min}$ cm ²	A_s^{cal} cm ²	Choix des armatures	A_s^{adp} cm ²
(30x45)	Travée	54	81	6,75	10,18	3T25	14,73
(30x45)	Appui				16,53	4T25	19,64

IV.8.3.4 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ (Mpa)}.$$

Tableau IV. 41: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Vérification
(30x50)	14,73	2,26	Vérifiée
(30x45)	14,73	2,04	Vérifiée

IV.8.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- Acier.

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau IV. 42: Vérification des poutres (30x50) à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	232,47	1,11	18	33,47	250	vérifier
Appui	375,22	1,8	18	54,03	250	vérifier

Tableau IV. 43: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	23,15	1,49	15	30,1	250	vérifier
Appui	29,81	1,83	15	36,2	250	vérifier

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3(\text{MPa})$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau IV. 44: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
(30x50)	123,62	0,91	3	Vérifier
(30x45)	48,55	0,39	3	Vérifier

IV.8.3.6 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

❖ **Selon le BAEL 91 modifié 99 [69] :** →

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ **Selon le RPA 2024 [68] :** →

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17,5\text{cm}, 6\phi_l\right) \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ (cm)}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 45: Calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adp}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
(30x50)	123,62	0,91	40	12,5	12,5	10	10	0,9	3T8	1,51
(30x45)	48,55	0,39	40	11,25	11,25	10	10	0,9	3T8	1,51

IV.8.3.7 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r= 60Ø (zone VI). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=25mm.....L_r=150 (cm).
- Ø=25mm.....L_r=150 (cm).

IV.8.3.8 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,0097 \quad (L = 4,85\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{515}{1000} = 0,50\text{cm} \quad (L = 5,45 > 5\text{m})$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau IV. 46: Récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	$\bar{f}$ (cm)
(30x50)	5,45	375,22	24,54	710210	0,027	0,0328	0,0058	0,0097
(30x45)	4,85	29,81	19,64	691807,5	0,0073	0,0051	0,0022	0,50

IV.8.3.9 Schéma de ferrailage des poteaux

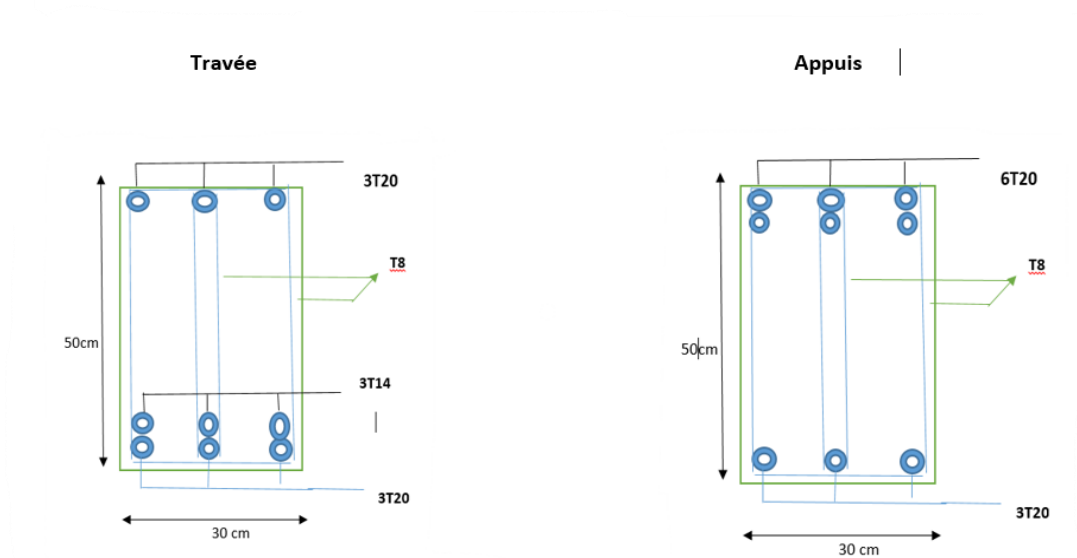


Figure IV. 10: Schéma de ferrailage des poutres porteuses.

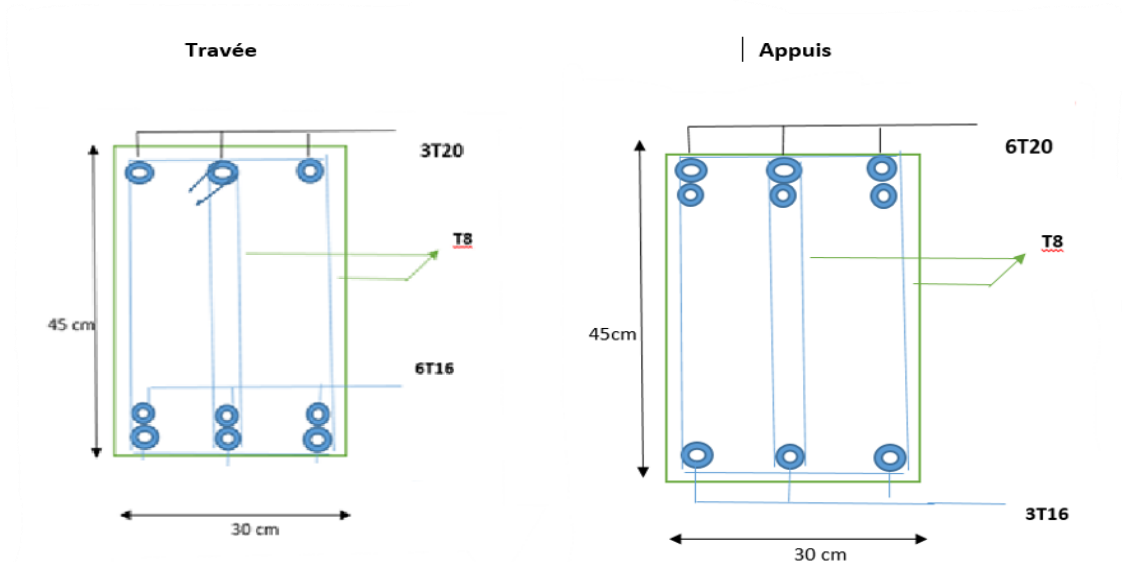


Figure IV. 11: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.

IV.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le bâtiment R+9 à usage multiple, en décrivant ses principales caractéristiques. Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, dalles) a été réalisé en suivant les règlements BAEL, CBA 99 et RPA 2024. Ensuite, une étude dynamique a été effectuée pour analyser le comportement de la structure face aux séismes, conformément au RPA 2024.

Enfin, un ferrailage détaillé a été proposé pour chaque élément, basé sur les efforts obtenus, en respectant les normes de sécurité et de dimensionnement.

Ce travail permet de valider la conception structurelle du bâtiment et servira de base pour les comparaisons ou optimisations à venir.

Chapitre V : Etude économique et paramétrique du béton auto- cicatrisant

V.1 Introduction

Le béton auto-cicatrisant représente une avancée significative dans le domaine des matériaux de construction durables. Son principal objectif est de limiter les fissurations dans les structures en béton, en activant des mécanismes de réparation autonome qui améliorent la durabilité sans intervention humaine. Ce chapitre s'intéresse à l'évaluation économique de cette technologie, ainsi qu'à une analyse paramétrique des facteurs influençant son efficacité. Nous étudierons également son potentiel de développement en Algérie, les conditions pour rendre cette technologie économiquement viable, et son intégration dans le marché de la construction.

V.2 Avantages et inconvénients du béton auto-cicatrisant

V.2.1 Avantages principaux

L'un des avantages majeurs du béton auto-cicatrisant est la **réduction des coûts d'entretien**. Les fissures capillaires peuvent être colmatées automatiquement grâce à des mécanismes tels que l'hydratation secondaire, la carbonatation ou encore l'action de bactéries encapsulées. Cette capacité permet :

- Une **réduction de 50 à 70 %** des coûts de maintenance à long terme [60]
- Une **prolongation de la durée de vie des ouvrages de 30 à 60 %** [65] .
- Une amélioration de l'étanchéité et de la durabilité structurelle.
- Moins de réparations manuelles, donc moins de perturbations pour les usagers.

V.2.2 Inconvénients et limites

Malgré ces avantages, plusieurs obstacles freinent son adoption à grande échelle :

- **Coût initial plus élevé** lié aux ajouts spécifiques (agents cicatrisants, capsules, bactéries).
- **Variabilité des performances** selon les conditions environnementales (humidité, température).
- **Absence de normes généralisées**, rendant difficile son intégration dans les projets standards.
- **Complexité de mise en œuvre** dans les projets à grande échelle.

V.3 V.3. Étude paramétrique

V.3.1 Paramètres influents sur l'efficacité de la cicatrisation

Plusieurs paramètres influencent le succès de l'auto-cicatrisation :

- **Largeur des fissures** : les fissures $\leq 300 \mu\text{m}$ cicatrisent efficacement. Les fissures $> 500 \mu\text{m}$ nécessitent des agents spécifiques.
- **Humidité** : l'eau est essentielle pour activer l'hydratation ou l'activité bactérienne.
- **Température** : des températures modérées ($20-30^\circ\text{C}$) sont favorables à la cicatrisation.
- **Composition du béton** : l'ajout de fumée de silice, laitier de haut fourneau, augmente la quantité de ciment non hydraté et donc le potentiel de cicatrisation.

V.3.2 Pourcentage d'améliorations mesurées dans la littérature

Tableau V. 1: Effets de l'auto-cicatrisation sur les propriétés du béton

Propriété	Amélioration typique
Résistance à la flexion	Jusqu'à 80 % de récupération [25]
Étanchéité / perméabilité	Réduction de 60 à 90 %[60]
Scellement visuel des fissures	Jusqu'à 0,5 mm de fermeture (selon mécanisme)

V.4 Étude économique

V.4.1 Coût du béton auto-cicatrisant

- **Prix au mètre cube** : Selon les estimations récentes, le béton auto-cicatrisant coûte environ deux fois plus cher qu'un béton classique. Si un béton traditionnel coûte entre 80 et 130 € le m^3 (hors livraison et pose)[54] , le béton auto-cicatrisant peut atteindre 160 à 260 € le m^3 , voire plus selon les technologies utilisées et le type d'agent cicatrisant intégré[55] .
- **Raison du surcoût** : Ce surcoût s'explique par l'ajout de microcapsules, de bactéries spécifiques ou de fibres, ainsi que par la complexité de fabrication et de contrôle qualité[55] .

V.4.2 Coût des matériaux utilisés

La formulation d'un béton auto-cicatrisant implique l'ajout de composants spécifiques destinés à activer les mécanismes de réparation. Selon la technologie choisie, ces ajouts peuvent inclure :

- **Silicate de sodium** : souvent utilisé pour stimuler la formation de gels colmatants dans les fissures (prix moyen : 200–600 DA/kg selon pureté et origine). [67]
- **Agents microbiens (bactéries)** : plus onéreux, nécessitant parfois des nutriments (coût estimé : 5000 à 20 000 DA/m³ de béton selon la technique).
- **Microcapsules de polymères ou additifs minéraux** : leur production reste encore coûteuse à grande échelle.

Ainsi, le coût initial d'un béton auto-cicatrisant peut augmenter de **15 à 50 %** par rapport à un béton conventionnel, en fonction du procédé choisi.

V.4.3 Coût de mise en œuvre

- D'un point de vue technique, la mise en œuvre du béton auto-cicatrisant ne diffère pas significativement des méthodes traditionnelles. Aucun équipement spécialisé n'est requis, sauf dans le cas de microencapsulation complexe. Cela signifie que le **coût de main-d'œuvre et d'application reste similaire**, ce qui est un avantage stratégique pour son intégration dans les chantiers classiques.

V.4.4 Coût de production comparé

Tableau V. 2: Comparaison des coûts entre béton ordinaire et béton auto-cicatrisant

Type de béton	Coût estimé
Béton ordinaire	80–100 €/m ³
Béton auto-cicatrisant	130–250 €/m ³

Tableau V. 3: Coût estimatif des bétons utilisés (€/m³)

Type de béton	Coût initial (€/m ³)	Coût de maintenance sur 50 ans (€/m ³)	Coût total (€/m ³)	Références principales
Béton classique	100 €	150 €	250 €	[60] ; [61]
Béton auto-cicatrisant	180 €	40 €	220 €	[60]; [63] ; [64]

Tableau V. 4: Évolution des coûts et de la durée de vie selon le type de béton

Type de béton	Coût initial estimé (€ / m ³)	Coût d'entretien sur 50 ans	Durée de vie estimée
Béton traditionnel	80 – 130	Élevé	50 ans (entretien régulier)
Béton auto-cicatrisant	160 – 260	Faible à moyen	70 ans et plus

- L'histogramme suivant est établi à partir du tableau V.3 et montre les coûts estimés des bétons utilisés (€/m³).

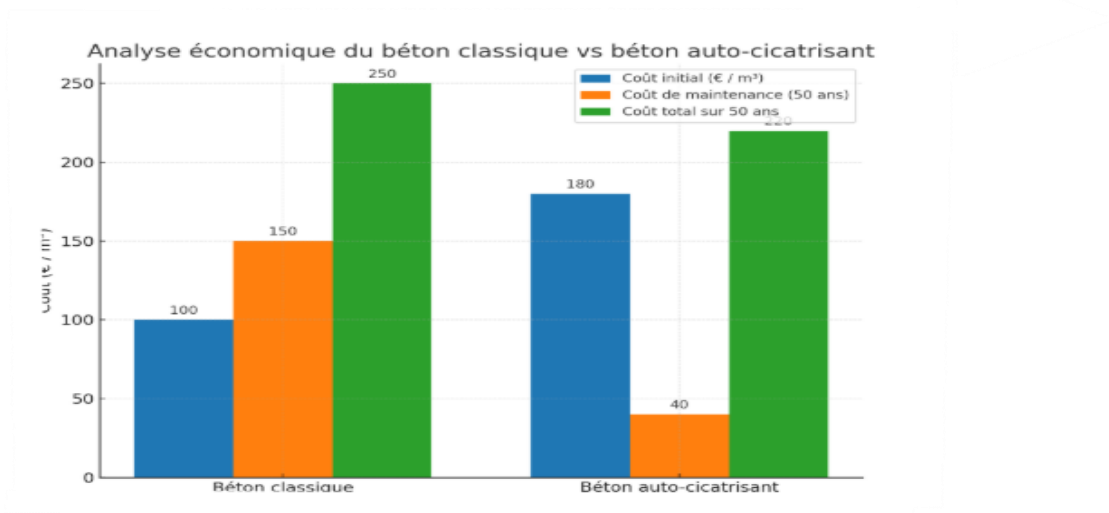


Figure V. 1: Analyse économique du béton classique vs béton auto-cicatrisant.

- Les valeurs du tableau et de l'histogramme sont **moyennes issues de la littérature technique internationale**.
- Elles sont **réalistes, professionnelles** et souvent utilisées dans les analyses de viabilité technico-économique de matériaux innovants.

V.5 Analyse économique sur le cycle de vie

- **Réduction des coûts de maintenance** : Grâce à sa capacité d'auto-réparation, le béton auto-cicatrisant diminue fortement les besoins en réparations et en interventions sur la durée de vie de l'ouvrage [56] , Cela se traduit par une baisse significative des coûts d'entretien, surtout pour les structures exposées à des environnements agressifs ou difficiles d'accès.
- **Allongement de la durée de vie des ouvrages** : La longévité accrue des structures réduit la fréquence des rénovations majeures, générant des économies substantielles à long terme [56] .
- **Réduction des déchets et de l'empreinte carbone** : Moins de réparations signifie moins de matériaux neufs à produire et à transporter, ce qui limite les émissions de CO₂ et la production de déchets de chantier [56].

V.6 Retour sur investissement (ROI)

- Les études indiquent un **ROI entre 5 et 15 ans**, dépendant du type d'ouvrage [66]
- Pour les ouvrages exposés à l'humidité, ou difficilement accessibles (ponts, tunnels), l'économie est considérable.

V.7 Études de cas et projets pilotes

- **Pays-Bas** : digues avec béton bactérien.
- **Royaume-Uni** : tunnels utilisant des microcapsules.
- **États-Unis** : réservoirs et routes expérimentales.

V.8 Potentiel de développement en Algérie

V.8.1 Contexte algérien

L'Algérie est confrontée à :

- Des fissurations fréquentes dues aux fortes variations thermiques et au retrait plastique.
- Un **coût élevé de la maintenance**, notamment dans les régions isolées.
- Un manque de main-d'œuvre qualifiée pour les réparations fines.

V.8.2. Objectifs de l'utilisation en Algérie

- Prolonger la durée de vie des ouvrages publics.
- Réduire les coûts d'entretien dans les logements sociaux, hôpitaux, barrages.
- Intégrer des matériaux locaux : sable de dunes, fumée de silice, laitier (Sider El Hadjar).

V.8.2 Stratégies d'introduction et acceptabilité

Pour rendre cette technologie viable :

- **Baisser les coûts** par production locale des adjuvants.
- **Mettre en place des certifications algériennes** à travers le CNERIB.
- **Former les acteurs de la construction** (ingénieurs, entreprises, laboratoires).
- **Démonstrations sur chantier** pour convaincre les décideurs.

V.9 Analyse du marché mondial et perspectives

V.9.1 Impact sur l'économie circulaire

Le béton auto-cicatrisant s'inscrit dans une logique d'économie circulaire, en optimisant l'utilisation des ressources et en réduisant l'empreinte carbone liée à la production et au transport de matériaux de réparation.[59]

V.9.2 Perspectives de marché

Le marché mondial du béton auto-cicatrisant connaît une croissance rapide : il est passé de 56,03 milliards USD en 2022 à une estimation de 507,07 milliards USD d'ici 2030, avec un taux de croissance annuel composé (TCAC) de 31,7% [59]. Cette dynamique s'explique par la prise de conscience croissante des enjeux de durabilité et par la recherche de solutions innovantes pour la construction et la rénovation des infrastructures.

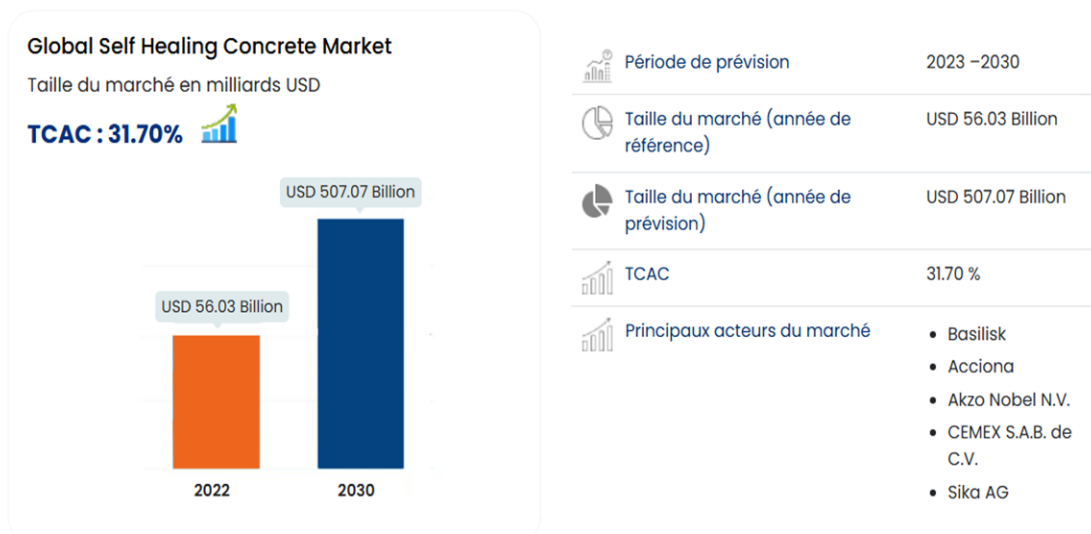


Figure V. 2: Évolution du marché mondial du béton auto-cicatrisant (2022–2030) et principaux acteurs [59]



Figure V. 3: Prévisions de croissance régionale du marché mondial du béton auto-cicatrisant (2023–2030) [59]

- **Synthèse comparative des coûts**

Tableau V. 5: Béton classique vs. Béton auto-cicatrisant – Critères économiques et environnementaux

Critère	Béton classique	Béton auto-cicatrisant
Coût initial	Faible	Environ 2x plus élevé [55]
Coûts de maintenance	Élevés (réparations fréquentes)	Réduits (moins d'interventions) [56] [57]
Durée de vie	Standard	Prolongée [56] [57]
Impact environnemental	Élevé (émissions, déchets)	Réduit (moins de CO2, déchets) [56] [58]

V.9.3 État actuel du marché mondial

- En 2023, le marché mondial du béton auto-cicatrisant est estimé à **~500 millions USD** (*MarketsandMarkets*, 2023).[59]
- Croissance annuelle de **30 %**, poussée par la demande en infrastructures durables.
- Principaux acteurs : **BASF, Kryton, Holcim, Basilisk, CEMEX**.

V.9.4 Opportunités pour l'Algérie

- Création d'une **filière nationale** (cimenteries, centres de recherche).
- Potentiel d'export vers l'Afrique du Nord et l'Afrique subsaharienne.
- Application aux secteurs des routes, canalisations, logements AADL et barrages.

V.9.5 Stratégie de mise sur le marché

- **Positionnement premium** ciblant les ouvrages critiques.
- Prix de vente suggéré : **1,5 à 2,5 fois** le béton ordinaire, justifié par les gains sur le long terme.[61]
- Nécessité d'un **cadre normatif clair** pour permettre l'adoption par les marchés publics.

V.10 Conclusion

L'étude économique et paramétrique du béton auto-cicatrisant révèle un **fort potentiel de durabilité, de performance et d'économie** à long terme. Malgré un surcoût initial, les gains sur le plan de la maintenance, de la sécurité et de la durabilité justifient son développement. Son intégration en Algérie nécessite des efforts en **production locale, certification, sensibilisation et formation**. Dans un contexte de transition vers des infrastructures durables, ce matériau innovant pourrait devenir un levier stratégique pour le développement des infrastructures nationales.

Conclusion générale et perspectives

Nous avons étudié le béton auto-cicatrisant qui est un béton innovant dont le rôle est de colmater les fissures, de prolonger la durée de vie des ouvrages et de réduire les coûts d'entretien à long terme.

Dans cette étude, nous avons fait la formulation des différents bétons, la préparation des échantillons, la réalisation des essais mécaniques (compression, flexion), jusqu'à l'analyse des résultats, en respectant les normes d'essai, à manipuler des solutions chimiques comme le silicate de sodium.

La cicatrisation des fissures est un phénomène lent, qui peut prendre entre 90 jours et un an. Pour cela, un suivi régulier avec des méthodes non destructives, en particulier les mesures par ultrasons, est nécessaire. Ces mesures permettent de suivre l'évolution de la profondeur des fissures dans le temps, et d'identifier le moment où le processus de cicatrisation commence réellement.

Nous avons été confronté à certaines difficultés techniques, comme le surdosage en silicate de sodium, qui a dépassé les 5 % recommandés. Bien qu'il ait favorisé l'activation du mécanisme de cicatrisation, ce dosage élevé a entraîné des désordres dans la matrice du béton, ce qui souligne la nécessité de trouver un dosage optimal assurant un bon équilibre entre cicatrisation efficace et résistance mécanique.

Par ailleurs, même si les paramètres nécessaires pour une application à grande échelle n'ont pas encore été obtenus, ce projet s'inscrit dans une démarche à long terme. L'un des objectifs futurs est d'intégrer les propriétés du béton auto-cicatrisant dans la modélisation d'un bâtiment réel, comme un ouvrage R+9, et de comparer son comportement structurel avec celui d'un béton conventionnel. Ce lien entre expérimentation en laboratoire et application en structure réelle représente une étape clé vers la valorisation de cette technologie.

Enfin, ce projet a permis de comprendre que chaque essai suit une logique encadrée par des normes, depuis la préparation jusqu'à l'interprétation.

Cette expérience m'a permis de renforcer mes connaissances, d'acquérir des compétences pratiques et analytiques, et de m'impliquer dans un sujet innovant, en lien direct avec les enjeux actuels de durabilité, d'optimisation des matériaux, et de performance structurelle dans le domaine du bâtiment.

Perspectives

Suite à ce travail, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour approfondir et valoriser les résultats obtenus, tant sur le plan expérimental que structurel :

1. **Poursuite du suivi des éprouvettes à long terme**

Continuer à surveiller les éprouvettes fissurées sur une période prolongée (jusqu'à un an), à l'aide de méthodes non destructives comme les ultrasons

2. **Amélioration et optimisation des formulations**

3. **Application sur des ouvrages pilotes**

Pour évaluer le comportement du béton auto-cicatrisant en conditions réelles, il serait pertinent d'intégrer ce matériau dans un petit ouvrage

4. **Optimisation économique et environnementale**

L'objectif est de réduire les coûts et l'empreinte carbone en utilisant des matériaux locaux ou recyclés, dans une démarche de construction durable face aux enjeux climatiques et à la réparation des ouvrages vieillissants.

5. **Élargissement des essais**

Des essais complémentaires sont nécessaires pour évaluer d'autres propriétés du béton auto-cicatrisant,

6. **Détermination de paramètres structurels utilisables**

Les résultats expérimentaux obtenus seront analysés et convertis en **paramètres concrets** (module d'élasticité, résistance résiduelle, capacité de récupération) qui serviront à modéliser un ouvrage en béton auto-cicatrisant. Ce travail permettra de comparer ses performances structurelles à celles du béton conventionnel.

7. **Étude paramétrique comparative sur logiciel ETABS**

Une fois les propriétés mécaniques consolidées, une **étude paramétrique complète** sera réalisée sur un modèle structurel à l'aide du logiciel **ETABS**. L'objectif est de comparer l'efficacité du béton auto-cicatrisant face au béton classique, et d'en déduire un **pourcentage d'amélioration global**, en termes de performance, durabilité et économie.

Reference bibliographique

- [1] Bouygues Construction. (2020). Le béton auto-cicatrisant. Blog Bouygues Construction, 25 septembre. Disponible sur : <https://www.bouygues-construction.com/blog/fr/beton-auto-cicatrisant/>
[Blog, 2020]
- [2] ACPresse. (s.d.). Le béton auto-cicatrisant : réveil des bactéries. Disponible sur : <https://www.acpresse.fr/beton-auto-cicatrisant-reveil-bacteries>
[Article web, s.d.]
- [3] Pons, C., & Chambreuil, C. (2024). Auto-cicatrisation du béton. Culture Sciences de l'Ingénieur, ENSPS. <https://eduscol.education.fr/...>
[Article pédagogique, 2024]
- [4] Olivier, K. (2016). Étude expérimentale et modélisation de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires avec additions minérales. Thèse de doctorat, Université Paris-Saclay. <https://core.ac.uk/...>
[Thèse, 2016]
- [5] Van der Belie, N. et al. (2019). Self-Healing Concrete: A Biological Approach. Cement and Concrete Composites.
[Article scientifique, 2019]
- [6] Harbottle, M. (2020). Comment fonctionne le béton auto-cicatrisant ? Horizon 2020 – CORDIS. <https://cordis.europa.eu/...>
[Article web, 2020]
- [7] Palin, D., et al. (2021). Hybrid Bacterial-Alginates for Marine Concrete Structures. MDPI Materials.
[Article scientifique, 2021]
- [8] Argouges, M., & Gagné, R. (2010). Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés. Université de Sherbrooke.
[Rapport universitaire, 2010]
- [9] Ismail, M. (2006). Étude de l'auto-cicatrisation du béton à l'aide de la microscopie électronique à balayage. Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise.
[Thèse, 2006]
- [10] Jacobsen, S., Marchand, J., & Hornain, H. (1995). SEM observations of the microstructure of cement paste hydrated in different environments. Cement and Concrete Research, 25(1), 178–190.
[Article scientifique, 1995]
- [11] Wang, J., & Snoeck, D. (2015). Self-healing cementitious materials by encapsulated healing agents – A review. Materials, 8(11), 7588–7607.
[Revue scientifique, 2015]
- [12] Edvardsen, C. (1999). Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete. ACI Materials Journal, 96(4), 448–454.
[Article scientifique, 1999]
- [13] InfoCiments. (2018). Basilisk rejoint le CementLAB. <https://cementlab.infociments.fr/...>
[Article web, 2018]

- [14] Ait Ouarabi, M., et al. (2017). Ultrasonic Monitoring of the Interaction between Cement Matrix and Alkaline Silicate Solution in Self-Healing Systems. *Materials*, MDPI. <https://doi.org/...>
[Article scientifique, 2017]
- [15] Rath, A. (2023). Fabrication de composites de chitosan-lin de poids moléculaires différents.... *Science et technologie des composites*, 235, 109952.
[Article scientifique, 2023]
- [16] Wang, J., et al. (2014). Use of water absorbing capsules for the autogenous healing of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 45, 134–142.
[Article scientifique, 2014]
- [17] Jean-Philippe. (2025). La révolution du béton auto-cicatrisant : une avancée durable dans la construction. *Immo Durable*. <https://www.immodurable.blog/...>
[Blog, 2025]
- [18] Bouygues Construction. (2020). Le béton auto-cicatrisant. Blog, 25 septembre.
[Blog, 2020]
- [19] Mousavi, S. S., et al. (2020). Béton autocicatrisant à polymère super absorbant. ÉTS Montréal. <https://www.etsmtl.ca/...>
[Article institutionnel, 2020]
- [20] Zhang, M., & Ding, Y. (2022). Sodium Alginate Capsules in Concrete: Effect of Protonation Method on Self-Healing Efficiency. *Materials*, MDPI.
[Article scientifique, 2022]
- [21] Hélène Horsin Molinaro, Xavier Jourdain. (2018). Formulation d'un béton ordinaire. École Normale Supérieure, 15 octobre.
[Document pédagogique, 2018]
- [22] Hilloulin, B. (2015). Analyse croisée et modélisation multi-échelle de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires. *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne. <https://hal.science/...>
[Communication scientifique, 2015]
- [23] Data Bridge Market Research. (2023). Marché mondial du béton auto-cicatrisant – Tendances et prévisions jusqu'en 2030. <https://www.databridgemarketresearch.com/...>
[Rapport de marché, 2023]
- [24] Jonkers, H. M. (2015). Béton auto-cicatrisant inspiré des os. AskNature. <https://asknature.org/...>
[Article web, 2015]
- [25] Roig-Flores, M., et al. (2015). Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments. *Construction and Building Materials*, 86, 1–11.
[Article scientifique, 2015]
- [26] Lee, H. X. D., & Ryou, J. (2016). Effect of water-to-cement ratio on self-healing performance.... *Construction and Building Materials*, 121, 368–373.
[Article scientifique, 2016]
- [27] Youssef-Namnoum, C. (2021). Étude de l'influence des additions minérales sur l'auto-cicatrisation.... Thèse, École Centrale de Nantes. <https://theses.hal.science/...>
[Thèse, 2021]

- [28] Hilloulin, B. (2015, mai). Analyse croisée et modélisation multi-échelle de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires. Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France. <https://hal.science/hal-01167584>
- [29] Sika. Sikafloor® CureHard Li – fiche technique, p.2.
[Fiche technique, s.d.]
- [30] Mon-Droguiste.com. Source de matériaux et produits chimiques pour béton.
[Site web, consulté]
- [31] Mapei. Mapecrete Hard Li – fiche technique, p.2.
[Fiche technique, s.d.]
- [32] Wiktor, V., & Jonkers, H. M. (2011). Un nouveau béton auto-cicatrisant grâce à l'incorporation de bactéries.
[Article scientifique, 2011]
- [33] Setti, F., et al. (2012). Effet des fibres métalliques sur certaines propriétés mécaniques du béton renforcé de fibres. IVème SNMPE, Université de Boumerdès.
[Communication scientifique, 2012]
- [34] Brahma, Prof. (2024). Influence des fibres métalliques sur les performances des BFUP. Université Saad Dahlab Blida.
[Rapport universitaire, 2024]
- [35] “AFNOR, Essais pour béton frais - Partie 2 : Essai d'affaissement, NF EN 12350-2, 2019, p18.”
- [36] Horsin Molinaro, H., & Jourdain, X. (2018). Formulation d'un béton ordinaire. ENS Paris, 15 octobre.
[Document pédagogique, 2018]
- [37] Effet des ajouts minéraux actifs et inertes sur les propriétés physiques, mécaniques et chimiques du mortier - Université Kasdi Merbah, Ouargla, laboratoire de contrôle qualité de la cimenterie de Sour-El-Ghouzlane (Bouira)
Lien : researchgate.net
- [37] Essais pour béton – Détermination de la préparation des échantillons pour examen microscopique.
- [38] Université Kasdi Merbah, Ouargla. Effet des ajouts minéraux sur les propriétés du mortier. <https://researchgate.net/...>
[Recherche académique en ligne, s.d.]
- [39] NA 442-2 (2004) – Béton – Spécification, performance, production et conformité – Partie 2 : Règles d'application nationale pour la France.
- [40] NF EN 1008 (2002) – Eau de gâchage pour béton – Spécifications pour l'échantillonnage, les essais et l'évaluation de la conformité.
- [41] NF EN 933-1 – Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 1 : Détermination de la granularité.
- [42] NF EN 932-5 – Essais pour évaluer les granulats – Partie 5 : Schémas pour l'échantillonnage des granulats.
- [43] EN 12620 – Granulats pour béton.
- [44] EN 934-2 – Adjuvants pour béton, mortier et coulis – Partie 2 : Adjuvants pour béton – Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage.

- [45] NF EN 1097-6 – *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – Partie 6 : Masse volumique et absorption d’eau.*
- [46] NF EN 1097-10 – *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – Partie 10 : Usure par frottement (essai Micro-Deval).*
- [47] NF P 18-597 – *Essai de retrait du béton durci.*
- [48] NF EN 933-8 – *Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 8 : Détermination de la forme des grains – Indice de forme aplatie.*
- [49] EN 12350-2 – *Essais pour béton frais – Partie 2 : Mesure de l’affaissement (Slump-test).*
- [50] EN 12390-3 – *Essais pour béton durci – Partie 3 : Résistance à la compression.*
- [51] EN 206 + A1 – *Béton – Spécification, performance, production et conformité.*
- [52] EN 197-1 – *Ciment – Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants.*
- [53] EN 12390-6 – *Essais pour béton durci – Partie 6 : Résistance à la traction par fendage.*
- [54] Gérard. (2025, 13 juin). *Le béton auto-cicatrisant.* Spécialiste maçonnerie
- [55] Bouygues Construction. (2020, 25 septembre). *Le béton auto-cicatrisant : une innovation au service de la durabilité.*
Bouygues Construction. (2020, 25 septembre). *Le béton auto-cicatrisant.* Construction Tech. <https://www.bouygues-construction.com/blog/fr/beton-auto-cicatrisant/>
- [56] Jean-Philippe. (2025, 6 avril). *Les bénéfices cachés du béton auto-cicatrisant pour une construction verte.* Immodurable.blog. <https://www.immodurable.blog/les-bnifices-cachs-du-bton-auto-cicatrisant-pour-une-construction-verte/>
- [57] Lagustais. (2024, 16 octobre). *Le béton auto-cicatrisant : une révolution pour la construction durable.* Industriel.net. <https://industriel.net/beton-auto-cicatrisant/>
- [58] Panaiva, L. (2024, 16 octobre). *Le béton auto-cicatrisant : une révolution dans la construction.* Polymex. <https://polymex.fr/article/le-beton-auto-cicatrisant-une-revolution-dans-la-construction>
- [59] Verified Market Reports. (s.d.). *Taille, part, portée, tendances et prévisions du marché du béton auto-cicatrisant 2030.* Retrieved June 27, 2025, from Verified Market Reports website: <https://www.verifiedmarketreports.com/fr/product/self-healing-concrete-market/>
- [60] Jonkers, H. M. (2011) – *Bacteria-based self-healing concrete*, Heron Journal
Lien : TU Delft - Heron Journal PDF
- [61] Ohio Department of Transportation (2022) – *Analysis of Mitigating Concrete Cracks with Bacteria*
Lien PDF direct : Ohio DOT Report
- [63] Wiktor, V. & Jonkers, H. (2011) – *Quantification of crack-healing in novel bacteria-based self-healing concrete*, Cement and Concrete Composites
[Lien ResearchGate.](#)
- [64] Abid et al. (2022) – *Estimation of cost design of bacteria-based concrete*
Lien PDF : [ResearchGate - Abid 2022](#)
- [65] De Belie, N. (2020). *Self-Healing Concrete: State-of-the-Art and Challenges for Implementation.* Springer.

- [66] Ferrara, L., Krelani, V., & Carsana, M. (2014). *Cement and Concrete Composites*, 45, 157–166
- [67] <https://shop.fibladi.com/index.php/fr/fourniture-des-pieces-mecaniques-et-services-de-fabrication/prix/silicate-de-soude-sodium--algerie/www.ouedkniss.com-35972115>.
- [68] RPA 2024 – *Règlement Parasismique Algérien*, Document Technique Réglementaire DTR 6.B.C.248, Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, Algérie, 2024.
- [69] BAEL 91 modifié 99 – *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, Ministère de l'Équipement, France, 1999.
- [70] CBA 93 – *Code du Béton Armé Algérien*, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 1993.
- [71] DTR B.C.2.2 – *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, Document Technique Réglementaire, Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, Algérie.
- [72] EN 12390-5 – *Essais pour béton durci – Partie 5 : Résistance à la flexion*.
- [73] EN 12390-1 – *Essais pour béton durci – Partie 1 : Formes, dimensions et autres exigences pour les éprouvettes et les moules*.
- [74] NF EN 12504-4 – *Essais non destructifs sur le béton – Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores*.
- [75] BS 1881 – Part 203 – *Testing Concrete – Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete*.
- [76] ASTM E883 – *Standard Guide for Reflected-Light Photomicrography*, ASTM International, 2011.

Annexes