

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Hassiba Benbouali de Chlef  
Faculté de Génie Civil et d'Architecture  
Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

**DOCTORAT**

Filière: **Génie Civil**

Spécialité : **Matériaux en Génie Civil**

Par

**Younes NADOUR**

*Thème*

**Propriétés rhéologiques et physico-mécaniques des bétons  
autoplaçants à base de granulats recyclés**

Soutenue le 21/12/2023, devant le jury composé de :

AIT ATMANE Hassen	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
BOUGARA Abdelkader	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examinateur
BOUBEKEUR Toufik	Professeur	Université de Tissemsilt	Examinateur
ALI-BENYAHIA Khoudja	MCA	Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana	Examinateur
HAMRAT Mostefa	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Rapporteur
BOULEKBACHE Bensaid	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Co-Rapporteur

# *Dédicace*

*A ma mère Kheira, dont l'amour et le soutien à chaque moment de ma vie m'ont donné courage, force et m'ont permis d'arriver à ce niveau. Mille fois merci pour tous tes sacrifices. Les mots sont très faibles pour te l'affirmer : Tu es et resteras la personne la plus importante pour moi.*

*A mon père Mohamed, qui a guidé mes pas. Merci pour tes conseils, ta présence constatée et toute l'attention que tu as toujours portée à mon évolution. Mille fois merci pour ce grand amour que tu as pour nous, tes enfants, dont je suis heureux et fier de faire partie.*

*A mes frères et mes sœurs qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.*

*Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse. Vos encouragements, vos conseils et votre soutien ont été inestimables.*

*A tous ceux qui m'ont accompagné dans cette aventure, je vous adresse mes sincères remerciements.*

# *Remerciements*

*Je remercie "ALLAH" le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce modeste travail, qui est le fruit de mes années de quête de savoir. C'est grâce à Votre guidance et à Ta bénédiction que j'ai pu franchir chaque étape de ce parcours académique.*

*Je tiens à remercier tous particulièrement :*

*Mon directeur de thèse, **HAMRAT Mostefa**, Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, pour avoir dirigé ce travail et de m'avoir donné l'occasion de réaliser cette thèse dans les bonnes conditions. Je tiens également à le remercier pour sa grande disponibilité, son aide et sa sympathie, sa grande gentillesse, de ses encouragements et de la confiance qu'il m'a accordée.*

*Mon co-directeur de thèse, **BOULEKBACHE Bensaid**, Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, pour avoir partagé ses connaissances sur le sujet.*

*Mes sincères remerciements à Monsieur **AIT ATMANE Hassen**, Professeur à l'Université de Chlef, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider ce jury et pour le temps consacré à la lecture de mon travail.*

*Je remercie également Monsieur **BOUGARA Abdelkader**, Professeur à l'Université de Chlef, Monsieur **BOUBEKEUR Toufik**, Professeur à l'Université de Tissemsilt et Monsieur **ALI-BENYAHIA Khoudja**, MCA à l'Université de Khemis Miliana, d'avoir accepté d'examiner la présente thèse et pour le temps consacré à la lecture de mon travail.*

*Je tiens à remercier **Dr BOUZIADI Farid**, MCA à l'Université de Chlef, pour avoir m'aider à réaliser la partie numérique.*

*Je tiens à remercier également **Dr HADDI Abdelkader**, HDR à l'Université d'Artois, Béthune qui m'a accueilli dans son laboratoire et m'a donné l'opportunité de réaliser la partie numérique et d'avoir partagé l'ensemble de ses connaissances.*

*Je tiens à remercier tous les enseignants et ingénieurs de laboratoire de la Faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'UHB Chlef.*

*Je tiens à remercier l'ingénieur **OUALI Fouad** pour sa disponibilité durant la campagne expérimentale.*

*Je tiens à remercier l'équipe du laboratoire LSME pour l'ambiance de travail et avec qui j'ai eu le plaisir de faire cette thèse.*

## Résumé

L'objectif de cette étude était double. Tout d'abord, la première phase s'est concentrée sur l'analyse des propriétés à court et à long terme des bétons autoplaçants (BAP) intégrant des granulats grossiers recyclés (GR), tout en étant soumis à des variations de température de cure. De plus, une approche numérique exploitant le logiciel ANSYS a été employée pour évaluer le retrait total de ces BAP. Dans la deuxième phase, l'objectif était de caractériser ces BAP du point de vue de leur durabilité. Les paramètres principaux de l'étude étaient les taux de remplacement de GR (0 %, 50 % et 100 %), l'état des GR (pré-saturé et sec), et les températures de cure (20 °C, 35 °C et 50 °C).

Les résultats révèlent que les performances mécaniques des BAPs s'affaiblissent avec l'augmentation du taux de remplacement des GR. Les réductions étaient de 11 %, 13 % et 7 % par rapport au BAP témoin, pour la résistance à la compression, la résistance à la traction par flexion et le module d'élasticité, respectivement, lorsqu'un taux de remplacement de 50 % de GR a été utilisé. Le retrait total des BAPs augmente considérablement à la fois avec l'augmentation de la température de cure et du pourcentage de GR. Pour une température ambiante (20 °C), le retrait total a augmenté de 20 % et 60 %, correspondant à l'ajout de 50 % et 100 % de GR, tandis que pour les BAPs soumis à une température de 50 °C, les augmentations étaient de 22.7 % et 13.5 %, respectivement. Les résultats de retrait total obtenus par la méthode des éléments finis sont très proches des valeurs mesurées à court terme.

En outre, les éprouvettes en BAP immergées dans la solution de l'acide chlorhydrique subissent une perte de masse de 5.7 % à 9.6 %. Enfin, il est recommandé d'utiliser 50 % et 100 % de GR pour la fabrication d'un nouveau BAP, ce qui semble être une solution hautement appropriée.

**Mots clés :** Béton autoplaçant; Granulat grossier recyclé; Rhéologie; Propriétés mécaniques; Retrait; Températures de cure; Durabilité; Simulation numérique.

## Abstract

The objective of this study was twofold. Firstly, the first phase focused on analysing the short and long-term properties of self-compacting concrete (SCC) incorporating coarse recycled concrete aggregates (CRCA), while being subjected to variations in curing temperature. Additionally, a numerical approach utilizing the ANSYS software was employed to assess the total shrinkage of these SCC mixes. In the second phase, the aim was to characterize these SCC mixes from a durability perspective. The main parameters of the study were the CRCA replacement ratios (0%, 50%, and 100%), the state of CRCA (pre-saturated and dry), and the curing temperatures (20 °C, 35 °C, and 50 °C).

The results reveal that the mechanical performance of SCC mixtures weakens with the increase in the replacement rate of CRA. The reductions were 11%, 13% and 7% compared to the control SCC, for compressive strength, flexural strength and modulus of elasticity, respectively, when a 50% replacement rate of CRA was used. Total shrinkage of SCC increases significantly both with increasing curing temperature and CRA percentage. For room temperature (20°C), the total shrinkage increased by 20% and 60%, corresponding to the addition of 50% and 100% of CRA, while for SCC subjected to a temperature of 50°C, the increases were 22.7% and 13.5%, respectively. The total shrinkage results obtained by the finite element method are very close to the values measured in the short term.

Furthermore, samples (SCC) immersed in the hydrochloric acid solution undergo a mass loss of 5.7% to 9.6%. Finally, it is recommended to use 50% and 100% of CRA for manufacturing new BAP, which seems to be a highly suitable solution.

**Keywords:** Self-compacting concrete; Coarse recycled aggregate; Rheology; Mechanical properties; Shrinkage; Curing temperature; Durability; Numerical simulation.

## ملخص:

كان هدف هذه الدراسة مزدوجاً. في المرحلة الأولى، ركزت الدورة الأولى على تحليل الخصائص قصيرة وطويلة المدى للخرسانة ذاتية الدمك التي تحتوي على الركام الكبير المعاد تدويره، وذلك في ظل تغيرات في درجة حرارة المعالجة. بالإضافة إلى ذلك، تم استخدام محاكاة عددية باستخدام برنامج ANSYS لتقييم الانكماش الكلي للخرسانة ذاتية الدمك. في المرحلة الثانية، كان الهدف توصيف هذه الخرسانة ذاتية الدمك من وجهة نظر الاستدامة. كانت العوامل الرئيسية للدراسة هي نسب استبدال الركام الكبير المعاد تدويره (0%، 50%، 100%)، حالة الركام الكبير المعاد تدويره (مشبعة مسبقاً وجافة)، ودرجات حرارة المعالجة (20 درجة مئوية، 35 درجة مئوية، و 50 درجة مئوية).

أظهرت النتائج أن الأداء الميكانيكي للمخلطات ينقص مع زيادة معدل استبدال الركام الكبير المعاد تدويره. كانت التخفيضات 11% و13% و7% مقارنة بالخرسانة ذاتية الدمك، لقوة الضغط، مقاومة انحناء ومعامل المرونة، على التوالي، عندما تم استخدام معدل استبدال 50% من الركام المعاد تدويره. يزداد الانكماش الكلي للمخاليط بشكل ملحوظ مع زيادة درجة حرارة المعالجة والنسبة المئوية للركام الخشن المعاد تدويره. بالنسبة لدرجة الحرارة المحيطة (20 درجة مئوية)، زاد الانكماش الإجمالي بنسبة 20% و60%، أي ما يعادل إضافة 50% و100% من GGR، بينما بالنسبة للمخلطات المعرضة لدرجة حرارة 50 درجة مئوية، كانت الزيادات 22.7% و13.5% على التوالي. نتائج الانكماش الكلي التي تم الحصول عليها بطريقة العناصر المحدودة قريبة جداً من القيم المقاسة على المدى القصير.

بالإضافة إلى ذلك، تعاني عينات الخرسانة ذاتية الدمك المغمورة في محلول حمض الهيدروكلوري من فقدان الكتلة بنسبة 5.7% إلى 9.6%. وأخيراً يوصى باستخدام 50% و100% من الركام المعاد تدويره لتصنيع الخرسانة ذاتية الدمك، وهو ما يبدو حلاً مناسباً للغاية.

**الكلمات المفتاحية:** خرسانة ذاتية الدمك؛ الركام الخشن المعاد تدويره؛ الريولوجيا؛ الخواص الميكانيكية؛ الانكماش؛ درجة حرارة المعالجة؛ الاستدامة؛ محاكاة رقمية.

# Table des matières

Résumé .....	iv
Abstract.....	v
ملخص:.....	vi
Liste des figures .....	ix
Liste des tableaux.....	xi
Liste des symboles .....	xii
<b>Introduction générale.....</b>	<b>2</b>
<b>Chapitre 01: Revue de littérature.....</b>	<b>6</b>
1.1. Granulats pour bétons .....	6
1.1.1. Introduction.....	6
1.1.2. Différents types de granulats .....	7
1.1.3. Granulats recyclés .....	9
1.2. Propriétés physico-mécaniques des BGR .....	20
1.2.1. Introduction.....	20
1.2.2. Propriétés du béton à l'état frais .....	20
1.2.3. Propriétés du béton à l'état durci.....	22
1.2.4 Retrait .....	28
1.3. Durabilité des bétons recyclés .....	31
1.3.1. Introduction.....	31
1.3.2. Carbonatation .....	31
1.3.3. Pénétration des ions chlore .....	33
1.3.4. Perméabilité à l'eau .....	36
1.3.5. Absorption capillaire .....	38
1.3.6. Attaques par les sulfates.....	40
1.3.7. Attaques par les acides .....	40
1.4. Conclusion.....	41
<b>Chapitre 02: Matériaux utilisés et procédures expérimentales .....</b>	<b>43</b>
2.1. Introduction .....	43
2.2. Matériaux utilisés.....	43
2.2.1. Ciment .....	43
2.2.2. Fillers calcaires .....	44
2.2.3. Superplastifiant .....	44
2.2.4. Granulat fin (Sable) .....	45
2.2.5. Granulats grossiers .....	45
2.3. Formulation des bétons autoplaçants .....	48
2.4. Essai des BAP à l'état frais .....	49
2.4.1. Essai d'étalement (Flow test) .....	49
2.4.2. Essai d'écoulement à l'entonnoir en V (V-Funnel test).....	50
2.4.3. Essai à la boîte en L (L-Box test) .....	50
2.4.4. Essai de stabilité au tamis .....	51
2.4.5. Essai d'écoulement à l'anneau (J-Ring test) .....	52
2.4.6. Rhéométrie des BAPs .....	52
2.5. Essais sur les bétons à l'état durci .....	53
2.5.1. Essais mécaniques.....	53
2.5.2. Essai d'auscultation statique.....	54

2.5.3. Mesure du retrait .....	55
2.5.4. Microstructure de différents BAPs .....	56
2.6. Durabilité .....	57
2.6.1. Absorption capillaire .....	57
2.6.2. Absorption par immersion.....	58
2.6.3. Perméabilité aux ions chlore .....	58
2.6.4. Perméabilité à l'eau .....	59
2.6.5. Attaque du béton par les sulfates .....	60
2.6.6. Attaque du béton par les acides.....	61
<b>Chapitre 03 : Propriétés physico-mécaniques des bétons autoplaçants .....</b>	<b>63</b>
3.1. Introduction .....	63
3.2. Propriétés des BAP à l'état frais.....	63
3.2.1. Masse volumique .....	63
3.2.2. Rhéologie.....	64
3.3. Propriétés des BAP à l'état durci .....	66
3.3.1. Masse volumique .....	66
3.3.2. Résistance à la compression.....	67
3.3.3. Résistance à la traction par flexion .....	68
3.3.4. Module d'élasticité.....	69
3.3.5. Vitesse ultrasonique .....	70
3.3.6. Microstructure.....	71
<b>Chapitre 04 : Retrait des bétons autoplaçants : Etudes expérimentale et numérique .....</b>	<b>76</b>
4.1. Introduction .....	76
4.2. Retrait total.....	76
4.3. Etude numérique du retrait total.....	78
4.3.1. Concept de maturité.....	78
4.3.2. Caractéristiques thermiques du béton .....	82
4.3.3. Propriétés mécaniques du béton.....	82
4.3.4. Conduction de transfert de chaleur .....	83
4.3.5. Modélisation par éléments finis .....	84
4.3.6. Comparaison du retrait total expérimental et numérique .....	86
4.4. Conclusion.....	89
<b>Chapitre 05: Durabilité des bétons autoplaçants .....</b>	<b>91</b>
5.1. Introduction .....	91
5.2. Absorption capillaire .....	91
5.3. Absorption d'eau par immersion .....	93
5.4. Perméabilité aux ions chlore.....	94
5.5. Perméabilité à l'eau .....	95
5.6. Attaque par les sulfates .....	97
5.7. Attaque par les acides.....	99
5.8. Analyse de la microstructure des BAP immergés dans $MgSO_4$ et $Na_2SO_4$ .....	102
5.9. Analyse de la microstructure des BAP immergés dans les acides .....	105
<b>Conclusion générale et perspectives .....</b>	<b>112</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>116</b>



## Liste des figures

Figure 1.1. Déchets de démolition.....	6
Figure 1.2. Granulats : Types, sources et utilisation .....	8
Figure 1. 3. Formes des granulats recyclés [12]. .....	9
Figure 1. 4. Courbes granulométriques des GN et des GR [14]......	10
Figure 1.5. Relation entre la teneur en mortier et la densité spécifique [10].....	11
Figure 1.6. Relation entre la teneur en mortier et le taux d'absorption [10]......	11
Figure 1.7. Relation entre la porosité et l'absorption de l'eau (WA) [14]. .....	12
Figure 1.8. Relation entre la teneur en mortier et l'abrasion de Los Angeles [10]......	13
Figure 1.9. Valeurs des Coefficients de Los Angeles menés sur les granulats [14]......	14
Figure 1.10. Résultats de l'essai de MDE sur les granulats (NG et RG) [14]......	15
Figure 1.11. Teneur en mortier attaché en fonction de la taille des granulats [25]. .....	16
Figure 1.12. Teneur en mortier attaché des BGR évalué par diverses méthodes [25]. .....	18
Figure 1.13. Zone de transition à l'interface granulats/pâte d'un béton conventionnel [37]......	19
Figure 1.14. Illustration des différentes ITZ dans les bétons contenant des GR [40]. .....	20
Figure 1.15. Affaissement des différents types de béton [42]. .....	21
Figure 1.16. Influence du taux de substitution des granulats recyclés à l'état sec, pré mouillés et saturés sur la maniabilité [50]......	22
Figure 1.17. Valeurs de résistance à la compression de divers bétons fabriqués avec différents taux de remplacement de GR [55]. .....	23
Figure 1.18. Effet des GR sur la résistance à la compression du béton [50]. .....	24
Figure 1.19. Variation de la résistance à la traction par fendage [60]. .....	25
Figure 1.20. Variation de la résistance à la traction par flexion [68]. .....	26
Figure 1.21. Evolution du module élastique statique en fonction du taux de substitution en GR et le rapport W/C [70]. .....	27
Figure 1.22. Module d'élasticité des mélanges ayant un rapport E/C de 0,55 [76]. .....	28
Figure 1.23. Retrait en fonction de l'âge du béton pour divers taux de GR [77]. .....	28
Figure 1.24. Evolution du retrait des bétons avec et sans SP en fonction du temps [94]. .....	30
Figure 1.25. Effet de la teneur des ajouts minéraux (SCM) sur le retrait au séchage [81]. .....	31
Figure 1.26. Profondeur de carbonatation des deux séries de béton [98]. .....	32
Figure 1.27. Pénétration des ions chlore dans les deux séries de bétons [98]. .....	34
Figure 1.28. Pénétration des ions chlore dans les BAPs (SCRAC) [88]. .....	34
Figure 1.29. Pénétration des ions chlore dans le béton sans et avec fumée de silice [111]. ....	35
Figure 1.30. Variation de la profondeur de pénétration d'eau des BAPs [111]. .....	37
Figure 1.31. Absorption d'eau par capillarité des béton à base de GR [132]. .....	38
Figure 1.32. Sorptivité d'eau des bétons à base de granulats recyclés [18]. .....	39
Figure 1.33. Absorption d'eau capillaire des deux séries de bétons [98]. .....	39
Figure 2.1. Granulats recyclés .....	45
Figure 2.2. Concasseur à mâchoire.....	45
Figure 2.3. Analyse granulométrique des granulats .....	46
Figure 2.4. Méthode de la dissolution dans l'acide Chloridrique.....	47
Figure 2.5. Méthode de l'expansion thermique.....	47
Figure 2.6. Essai d'étalement (Flow Test).....	49
Figure 2.7. Essai à l'entonnoir en V (V-Funnel test).....	50
Figure 2.8. Essai à la boîte en L (L-Box test).....	51
Figure 2.9. Essai stabilité au tamis. ....	52
Figure 2.10. Essai à la couronne (J-Ring test).....	52

Figure 2.11. Rhéomètre ICAR.....	53
Figure 2.12. Mesure du module d'élasticité. ....	54
Figure 2.13. Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion.....	54
Figure 2.14. Conservation des éprouvettes dans une étuve.....	55
Figure 2.15. Echantillons de BAP dans la chambre d'observation du MEB.....	56
Figure 2.16. Essai d'absorption d'eau par capillarité.....	57
Figure 2.17. Essai d'absorption par immersion.....	58
Figure 2.18. Essai de perméabilité aux ions chlore [174]. ....	59
Figure 2.19. Essai de Perméabilité à l'eau liquide. ....	60
Figure 2.20. Mesure de l'expansion. ....	61
Figure 2.21. Conservation des éprouvettes dans les solutions agressives.....	61
Figure 3.1. Masse volumique des BAP frais en fonction de GR.....	63
Figure 3.2. Résultats des tests d'étalement et de J-Ring.....	64
Figure 3.3. Résultats du test V-Funnel et du temps d'écoulement ( $T_{500}$ ).....	65
Figure 3.4. Résultats des tests de ségrégation et de la boîte en L.....	65
Figure 4.1. Retrait total des BAPs à différentes températures de cure.....	78
Figure 4.2. Degré d'hydratation en fonction de la température et de l'âge des BAPs. ....	79
Figure 4.3. Retrait en fonction de température ( $^{\circ}\text{C}$ ) et temps (jours) des différents BAPs.....	81
Figure 4.4. Conditions aux limites et conditions thermiques transitoires de l'échantillon.....	86
Figure 4.5. Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques du retrait total.....	87
Figure 5.1. Absorption capillaire des BAPs à 28 et 91 jours.....	92
Figure 5.2. Absorption d'eau par immersion des BAPs à 28 et 91 jours.....	94
Figure 5.3. Variation de la charge passante moyenne de pénétration des ions chlore en fonction du taux de GR.....	95
Figure 5.4. Profondeur de pénétration d'eau des BAPs à 28 et 91 jours.....	96
Figure 5.5. Faciès de profondeur de pénétration d'eau des BAPs à 28 et 91 jours.....	96
Figure 5.6. Variation de l'expansion des éprouvettes immergées dans 5% $\text{MgSO}_4$ .....	98
Figure 5.7. Variation de l'expansion des éprouvettes immergées dans 5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .....	98
Figure 5.8. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .....	99
Figure 5.9. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 5 % $\text{MgSO}_4$ . ....	99
Figure 5.10. Perte de masse des éprouvettes immergées dans 3 % $\text{H}_2\text{SO}_4$ . ....	101
Figure 5.11. Perte de masse des éprouvettes immergées dans 1 % $\text{HCl}$ . ....	101
Figure 5.12. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 3 % $\text{H}_2\text{SO}_4$ .....	102
Figure 5.13. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 1 % $\text{HCl}$ .....	102
Figure 5.14. Analyse avec EDS des BAPs immergés dans 5 % $\text{MgSO}_4$ .....	103
Figure 5.15. Analyse avec EDS des BAPs immergés dans 5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . ....	103
Figure 5.16. Analyse par MEB des BAPs immergés dans une solution 5 % $\text{MgSO}_4$ . ....	104
Figure 5.17. Analyse par MEB des BAPs immergés dans une solution 5 % $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .....	105
Figure 5.18. Analyse avec EDS des mélanges de BAP immergés dans 3 % $\text{H}_2\text{SO}_4$ .....	106
Figure 5.19. Analyse avec EDS des mélanges de BAP immergés dans 1 % $\text{HCl}$ .....	107
Figure 5.20. Analyse par MEB de BAP immergés dans une solution 3 % $\text{H}_2\text{SO}_4$ . ....	108
Figure 5.21. Analyse par MEB de BAP immergés dans une solution 1 % $\text{HCl}$ . ....	109

## Liste des tableaux

Tableau 1.1. Propriétés des BAP à l'état frais [49].	21
Tableau 1.2. Profondeurs de pénétration d'eau des BAPs avec différents pourcentages de GR, en utilisant NMA, TSMA et TSMA <sub>sfc</sub> [88].	37
Tableau 2.1. Composition chimique et minéralogique du ciment utilisé.	44
Tableau 2.2. Caractéristiques chimiques de filler calcaire	44
Tableau 2.3. Caractéristique physique de filler calcaire.	44
Tableau 2.4. Caractéristiques physique de TEMPO 12.	45
Tableau 2.5. Caractéristiques des granulats utilisés.	46
Tableau 2.6. Teneur en mortier attaché des granulats grossiers recyclés.	48
Tableau 2.7. Composition des différents BAPs.	49
Tableau 2.8. Niveaux de perméabilité en fonction de la charge [174].	59
Tableau 2.9. Valeurs limites de l'essai de perméabilité à l'eau [176].	60
Tableau 4.1. Demi-âge du retrait ultime à différentes températures de durcissement.	79
Tableau 4.2. Propriétés mécaniques et thermiques des différents mélanges de BAP.	85
Tableau 4.3. Déformation du retrait total : Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux des mélanges BAP à 20 °C, 35 °C et 50 °C.	87

## Liste des symboles

BAP	Béton autoplaçant
BG	Béton à base de granulats grossiers recyclés
BGN	Béton à base de granulats grossiers naturels
BO	Béton ordinaire
C & D	Construction et démolition
Ca(OH) <sub>2</sub>	Portlandite (Chaux)
CSH	Calcium de silicates hydratés
E/C	Rapport eau/ciment
E/L	Rapport eau/liant
EDS	Spectroscopie à dispersion d'énergie
GN	Granulat grossier naturel
GR	Granulat grossier recyclé
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Acide sulfurique
HCl	Acide chlorhydrique
ITZ	Zone de transition interfaciale
MEB	Microscope à balayage électronique
MgSO <sub>4</sub>	Sulfate de magnésium
Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	Sulfate de sodium
NaCl	Chlorure de sodium
NaOH	Hydroxyde de sodium

---

# Introduction générale

---

## **Introduction générale**

Le secteur de la construction est confronté à deux défis simultanés. Tout d'abord, la forte demande de béton dans l'industrie de la construction a créé un épuisement progressif des ressources naturelles non renouvelables en granulats. Deuxièmement, la quantité écrasante de déchets de construction et de démolition (C & D) provoque des pénuries d'espace d'enfouissement urbain. Ainsi, la réutilisation et le recyclage des déchets de construction ont été largement préconisés comme l'un des moyens de résoudre ces deux problèmes majeurs mentionnés ci-dessus. En effet, l'utilisation des granulats grossiers recyclés (GR) dans la fabrication de nouveau béton (appelé béton de granulats recyclés (BGR)) est bénéfique pour l'environnement en préservant les ressources naturelles en vrac non renouvelables, en réduisant la quantité de déchets C & D, en limitant l'espace d'enfouissement urbain et en réduisant ainsi les coûts de transport, la consommation d'énergie et les émissions de CO<sub>2</sub>.

Au cours de la décennie actuelle, il y a eu des progrès considérables dans les systèmes de gestion des déchets C & D dans certains pays développés, notamment dans l'Union européenne, en Chine, en Inde, aux États-Unis, en Turquie, en Russie et en Afrique. En 2015, 3,9 milliards de tonnes de déchets C & D ont été produits en Chine, dont près de 30 % étaient des déchets de béton [1].

En Algérie, il est possible de remplacer une partie importante des matériaux de construction par des déchets de C & D. Cependant, cette alternative n'est pas encore envisagée en raison de l'absence de cadre juridique et de normes pour la gestion des déchets, du manque d'intérêt de la part des entreprises de construction, des industriels et des bureaux d'études pour cette technologie, et du manque de centres de tri et de recyclage des déchets inertes de C & D. On s'attend à ce que l'utilisation des granulats recyclés devienne une partie substantielle du marché dans le futur proche. Cependant, la création de dépôts anarchiques le long des routes, des rives des oueds et à proximité des espaces verts est un problème majeur en Algérie, en raison du nombre insuffisant de décharges et de l'incivisme de certains citoyens.

La plupart des travaux de recherche se sont focalisés sur les propriétés mécaniques des bétons autoplaçants (BAP), confirmant l'influence des granulats recyclés sur des aspects tels que la résistance à la compression, la résistance à la flexion, la densité, la maniabilité et la

perméabilité des BAP. Cependant, peu d'études ont exploré les paramètres qui affectent les performances à long terme des BAP, tels que le retrait, le fluage et la résistance aux sulfates et aux acides.

D'autre part, les analyses démontrent des disparités notables entre les performances du granulats recyclés (GR) et du granulats naturels (GN) en raison de la présence d'une pâte ancienne comportant plusieurs pores et microfissures. Les données extraites de la littérature révèlent que la densité du GR est inférieure à celle du GN, avec une capacité d'absorption d'eau supérieure et un coefficient de Los Angeles augmenté de 25 à 76% [2, 3], dictant ainsi des performances inférieures du GR.

De plus, la réduction des propriétés mécaniques du béton recyclé (BGR) est attribuée à la présence de mortier ancien, impactant négativement les performances du GR. La composition du GR inclut également une plus grande proportion de zones de transition interfaciale (ITZ) par rapport au granulats naturels (GN) [4]. Les trois ITZ dans le BGR se situent entre le GN et les pâtes anciennes et nouvelles, constituant des zones critiques ayant un impact majeur sur le comportement mécanique du BGR. Ainsi, une compréhension précise du comportement mécanique du BGR, surtout avec des pourcentages élevés (> 40 %), est nécessaire pour une évaluation correcte [5].

Cependant, peu de recherches ont été menées sur l'influence des différentes températures de cure sur le retrait de BAP contenant un taux élevé de GR (50 % et 100 %). En effet, l'utilisation d'une plus grande quantité de GR présente un grand avantage environnemental en résolvant les problèmes liés à l'énorme quantité de déchets de C & D et permet de fabriquer un nouveau béton plus attractif et moins cher.

Il convient de noter que moins de recherches ont été menées pour estimer le retrait du BAP à base de granulats recyclés soumis à différentes températures de cure, en utilisant des logiciels numériques tels que "ANSYS".

Cette recherche vise à atteindre deux objectifs distincts. Tout d'abord, elle se concentre sur l'analyse des propriétés physiques majeures des granulats recyclés employés dans la fabrication de bétons autoplaçants. Ensuite, elle explore l'influence de ces granulats recyclés sur les bétons autoplaçants à l'état frais et sur les propriétés physico-mécaniques. Dans un second temps, cette étude traite également la durabilité de ces bétons par des essais de vieillissement accéléré effectués dans différents milieux agressifs, en mettant particulièrement en lumière leur impact sur le phénomène de retrait lors de différentes températures de cure

(20 °C, 35 °C et 50 °C). Ces investigations ont été conduites au laboratoire des sciences des matériaux en environnement (LSME) de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef.

La thèse est structurée en deux parties distinctes: une revue bibliographique et une partie expérimentation.

La première partie comprend un chapitre. Le chapitre offre une revue bibliographique sur les caractéristiques des granulats grossiers recyclés (GR), ainsi l'impact de ces GR sur les propriétés physico-mécaniques du béton et une revue générale sur la durabilité des bétons.

Le deuxième chapitre présente les matériaux utilisés dans notre étude pour la fabrication de bétons autoplaçants à base des GR, incluant une analyse des caractéristiques de ces GR.

Le troisième chapitre met en avant la valorisation des granulats recyclés issus de bétons préparés au laboratoire. En effet, ce chapitre traite l'influence du taux de substitution (0%, 50% et 100%) de granulat recyclé sur les propriétés physico-mécaniques. On détermine et on analyse quelques propriétés mécaniques fondamentales telles que la résistance à la compression, la traction par flexion et le module d'élasticité. De plus, une analyse par microscopie électronique à balayage (MEB) est réalisée pour obtenir une vision approfondie sur la microstructure des bétons autoplaçants (BAP) issus des granulats grossiers recyclés. Cette approche permettra de mieux appréhender les caractéristiques microstructurales qui peuvent influencer sur les propriétés mécaniques des BAPs confectionnés.

Le quatrième chapitre se focalise sur l'étude expérimentale et numérique du retrait total des bétons autoplaçants à base de GR testés. En utilisant la méthode des éléments finis, on procède ainsi à une analyse comparative entre les valeurs mesurées du retrait total et les valeurs obtenus par l'approche numérique.

Le cinquième chapitre traite quelques indicateurs pertinent de la durabilité de béton tels que : l'absorption, la pénétration des ions chlore, la perméabilité à l'eau et la résistance face à l'attaque d'agents agressifs tels que les sulfates et les acides. Ce chapitre examine également la microstructure des BAPs contenant des GR exposés à ces conditions extrêmes.

La thèse se conclut en résumant les principales conclusions tirées des résultats obtenus et en ouvrant la voie à des perspectives pour de futurs travaux.



---

# **Chapitre 01 : Revue de littérature**

---

## Chapitre 01: Revue de littérature

### 1.1. Granulats pour bétons

#### 1.1.1. Introduction

La grande demande sur le béton provoque une exploitation intensive des carrières de granulats qui a entraîné à la longue un épuisement de cette ressource naturelle et des problèmes environnementaux (destruction de la faune et flore, pollution de la nappe souterraine) dans un pays comme l'Algérie. Certes, plusieurs ouvrages présentent un niveau de vieillesse avancé ou des défauts techniques et devront éventuellement être remplacés ou réparés (Figure 1.1). Le remplacement de ces structures entraînera un engorgement des sites d'enfouissement de matériaux secs.

Le thème du recyclage des déchets de construction et de démolition fait l'objet d'études et de recherches depuis les années 1970. La principale raison de ces études est la prise de conscience croissante de l'importance du recyclage des déchets de toutes origines dans le contexte du "Développement durable" [6].

L'industrie de la construction a généré plus de 850 millions de tonnes de déchets par an dans l'ensemble de l'UE en 2008, et ce flux de déchets représentait environ 33% de tous les déchets produits [7].

Dans l'Union européenne, les déchets de construction et de démolition (C & D) constituent l'un des flux de déchets les plus lourds et les plus volumineux, et il s'agit d'un secteur prioritaire pour les investissements [8].



Figure 1.1. Déchets de démolition

### **1.1.2. Différents types de granulats**

Trois types de granulats [9], sont définis en fonction de leur origine:

#### **1.1.2.1. Granulats naturels**

La majorité des granulats naturels sont issus de l'exploitation de carrières ou de l'extraction en mer ou en rivière.

#### **1.1.2.1. Granulats artificiels**

Des granulats sont produits en recyclant des sous-produits de l'industrie. Les plus employés sont le laitier cristallisé concassé et le laitier granulé de haut fourneau obtenus par refroidissement à l'eau.

#### **1.1.2.3. Granulats recyclés**

Ce sont des granulats obtenus pour recyclage de béton de démolition [9]. La figure 1.2 présente les différentes sources de granulats et leur utilisation suivant leur classement.

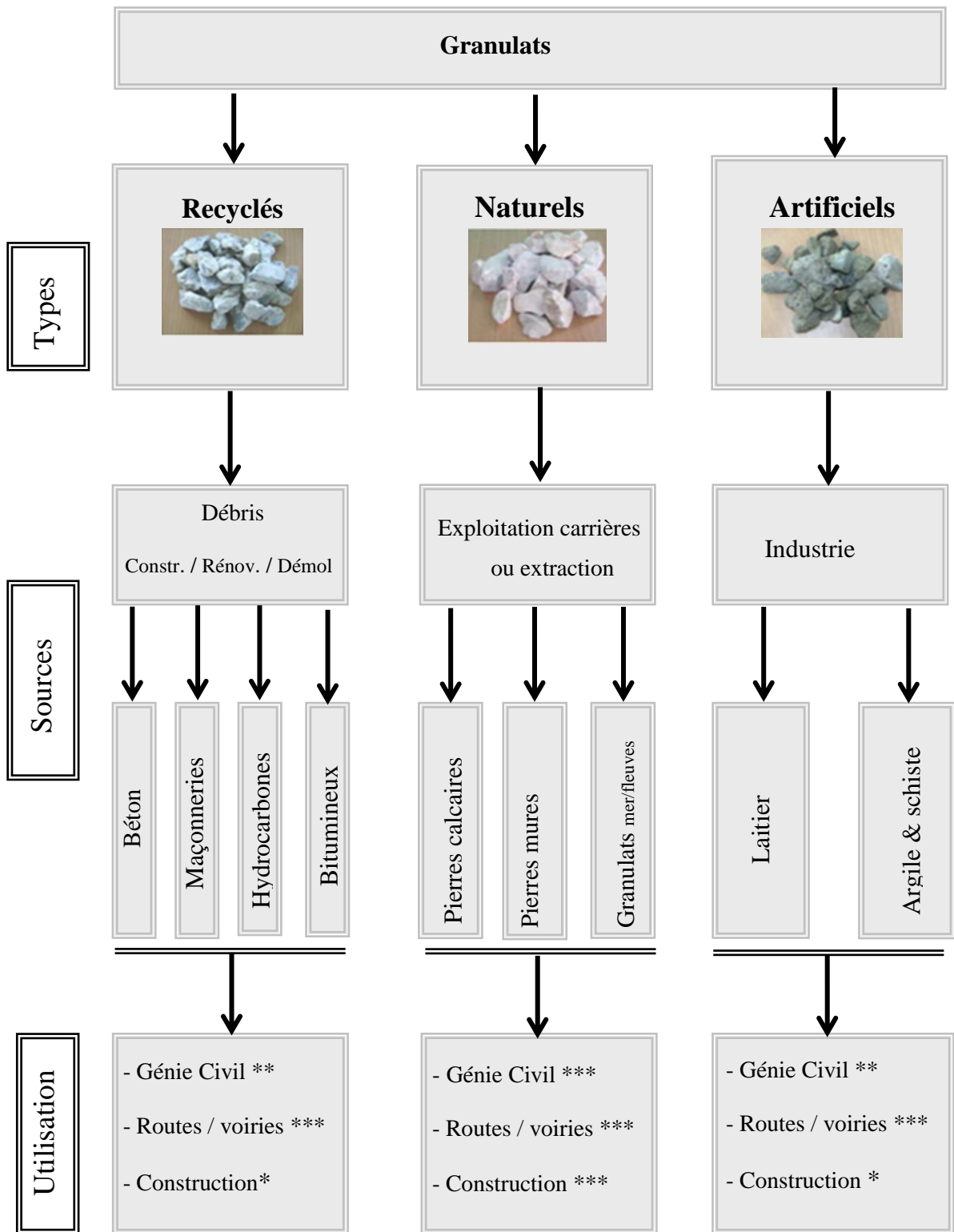


Figure 1.2. Granulats : Types, sources et utilisation

### 1.1.3. Granulats recyclés

Les granulats grossiers recyclés (GR) de béton diffèrent des granulats grossiers naturels (GN) par leur composition. En effet, le granulats recyclés de béton est un matériau composite [10-12], dont les deux constituants sont :

- granulats naturels concassés partiellement,
- pâte de ciment hydratée concassée, enrobant les granulats naturels (Figure 1.3).

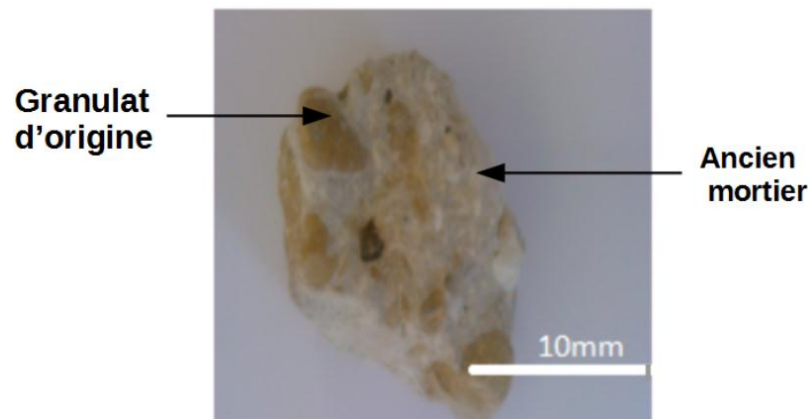


Figure 1. 3. Formes des granulats recyclés [12].

Les éléments constitutifs de ces GR sont présents en proportion différente. En effet, le taux de pâte de ciment présent dans les granulats recyclés de béton varie en fonction de leur origine, c'est-à-dire en fonction de la formulation de base du béton initial appelé béton parent dans la littérature [11].

#### 1.1.3.1. Caractéristiques géométriques et physiques

Les granulats constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 70-80 % du poids total du béton. Cependant, les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité pour qu'ils soient utilisés dans le béton.

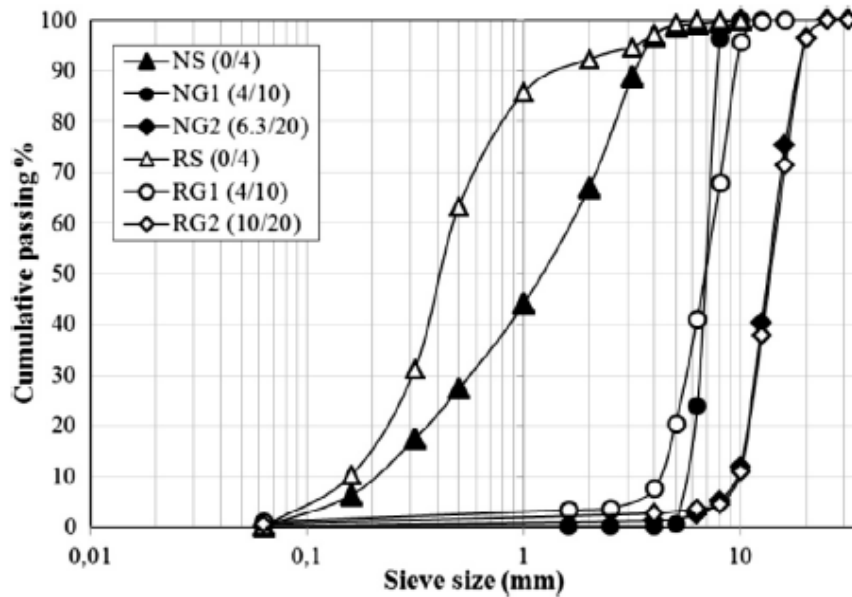
##### a) Granulométrie

Les granulats recyclés présentent une teneur en fines plus élevée que les granulats ordinaires [9, 13]. Il y aurait plusieurs raisons possibles :

- Une différence dans la procédure d'essai,
- Les nombreuses manipulations effectuées avant la mesure : transport, ...

Pour sa part, Omary et al. [14] ont constaté que les granulats naturels (GN) et granulats recyclés (GR) ont approximativement la même distribution granulométrique (Figure 1.4).

Cependant, les courbes granulométriques indiquent que le sable recyclé (SR) contient beaucoup de fraction fine (tamis < 2 mm) que le sable naturel (SN).



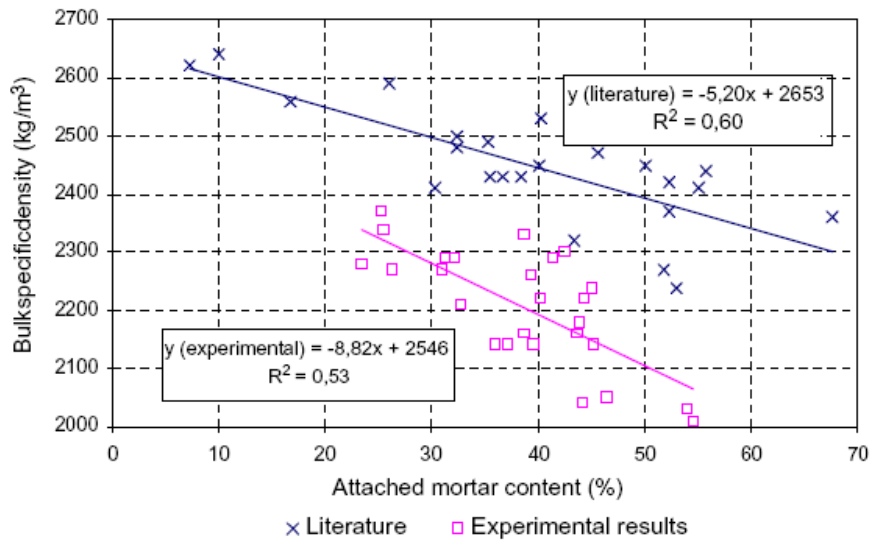


Figure 1.5. Relation entre la teneur en mortier et la densité spécifique [10].

### c) Absorption d'eau des granulats

L'absorption d'eau est importante pour les granulats recyclés. En effet, des études [9, 10, 15, 16] montrent que les GR de béton sont caractérisés par une forte capacité à absorber l'eau, en raison de la présence du mortier résiduel. De plus, il semble que la partie plus fine des granulats recyclés absorbe une quantité d'eau plus élevée que les éléments plus grossiers [9]. Il a été constaté que quand la teneur en mortier augmente, l'absorption d'eau augmente aussi (Figure 1.6) [10]. Dans ce sens, Luc De Bock [17] a remarqué qu'un granulat recyclé de type A possède la masse volumique réelle sèche la plus élevée et l'absorption d'eau la plus faible, tandis que le granulat de type C a la masse volumique la plus faible et l'absorption d'eau la plus élevée. Les valeurs d'absorption d'eau à 1 h représentent plus de 83 % de la valeur d'absorption d'eau à 24h [17].

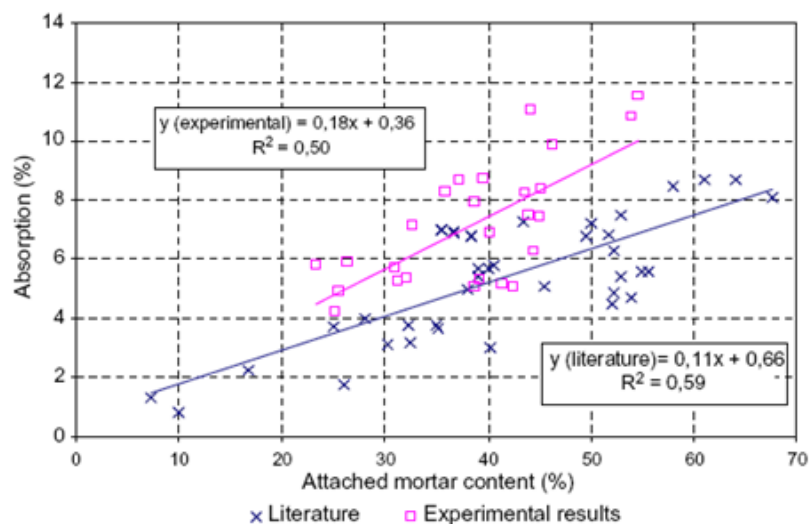


Figure 1.6. Relation entre la teneur en mortier et le taux d'absorption [10].

En outre, Olorunsogo & Padayachee [18] ont constaté que l'eau absorbée par un béton à 100 % de GR était d'environ 39 % plus élevée que celui du béton à base des GN après 28 jours de séchage.

#### d) Porosité

La porosité des GN est en général très faible. Cependant, la porosité est importante dans le cas des GR [15].

Certes, les granulats recyclés sont beaucoup plus poreux que les granulats naturels. De plus, il a été constaté que les granulats recyclés fins sont caractérisés par une porosité plus élevée que ceux grossiers. Cela peut être expliqué principalement par la plus haute quantité de mortier résiduel dans les granulats recyclés fins [19]. En outre, il est prouvé que l'augmentation de la porosité des granulats conduit à une augmentation du coefficient d'absorption de l'eau (WA) déterminé à 24 h (Figure 1.7).

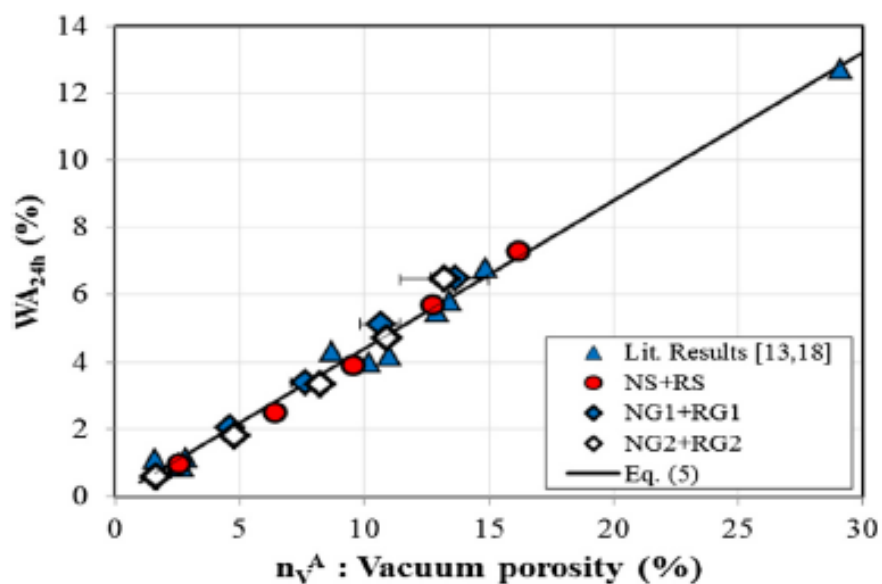


Figure 1.7. Relation entre la porosité et l'absorption de l'eau (WA) [14].

Une relation est établie entre la porosité et le coefficient d'absorption de l'eau (WA), en se basant sur les résultats expérimentaux de Omary et al. [14] et ceux de la littérature [20, 21] (Eq. 1.1).

$$n_v^A(\%) = 2.26.WA_{24}(\%) \quad \text{avec } R^2 = 0,98 \quad (1.1)$$



### 1.1.3.2. Caractéristiques mécaniques

#### a) Résistance à l'abrasion

Le coefficient de Los Angeles des GR est élevé comparé à celui des GN. Cette tendance est confirmée par les travaux de De Juan & Gutiérrez [10] qui expliquent que cette valeur élevée du coefficient de Los Angeles est due à la quantité de pâte de ciment présent autour des GN concassés. En effet, la résistance à l'abrasion est donc directement reliée à la résistance et à la teneur en mortier résiduel [10]. Certes, la figure 1.8 montre que lorsque la teneur en mortier est élevée, l'abrasion de Los Angeles augmente aussi.

Conformément à la norme espagnole EHE-08 [22] pour le béton structuré, le coefficient de Los Angeles devrait être inférieur à 40 %.

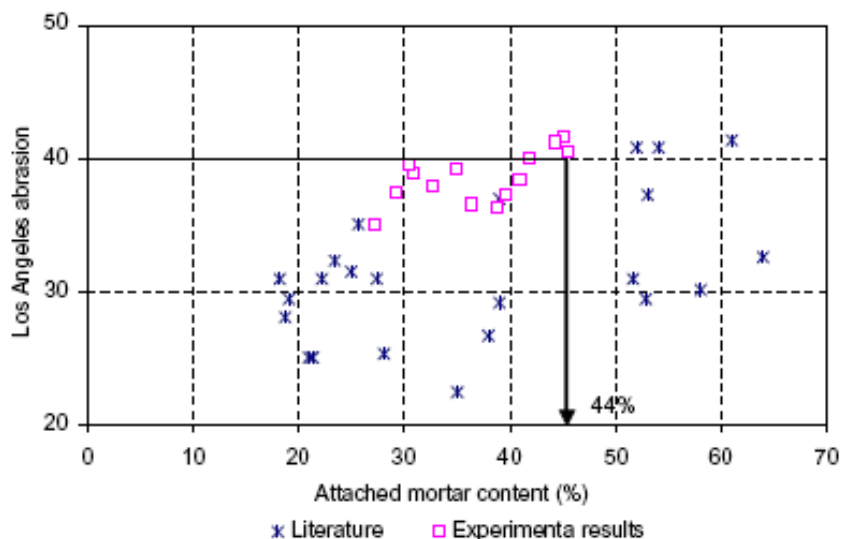
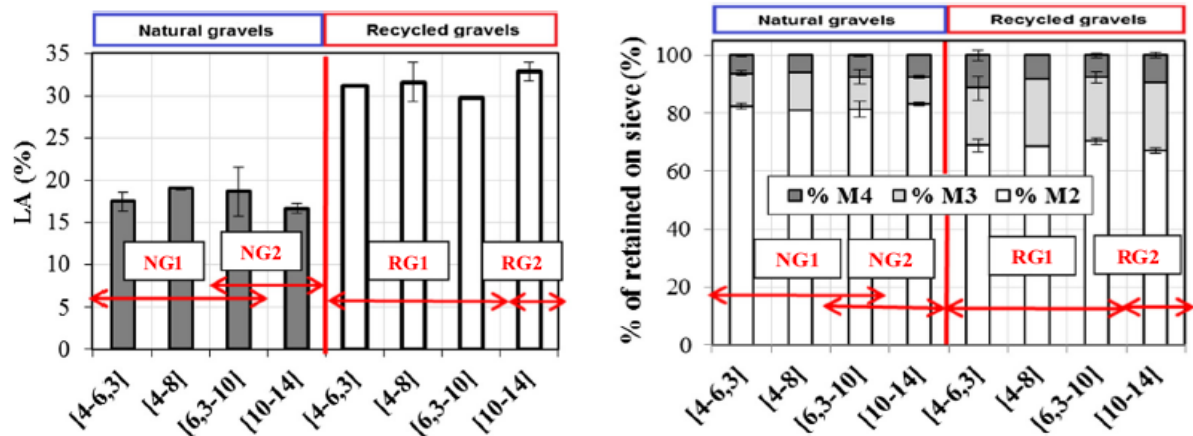


Figure 1.8. Relation entre la teneur en mortier et l'abrasion de Los Angeles [10].

En outre, Il semble que le GR a un coefficient de LA significativement plus élevé que celui de GN avec  $LA_{RG}/LA_{NG} = 2$  (Figure 1.9 (a)). Cependant, ces valeurs sont acceptables et sont conformes aux exigences des normes ( $LA \leq 30$  pour GN et  $LA \leq 40$  pour GR si  $f_{ck} \geq 36$  MPa) [14]. Il a été constaté que M3 et M4 sont plus importants pour les granulats recyclés que pour les granulats naturels en raison probablement de la présence d'une vieille pâte de ciment dans le GR moins résistante à la fragmentation (Figure 1.9 (b)).



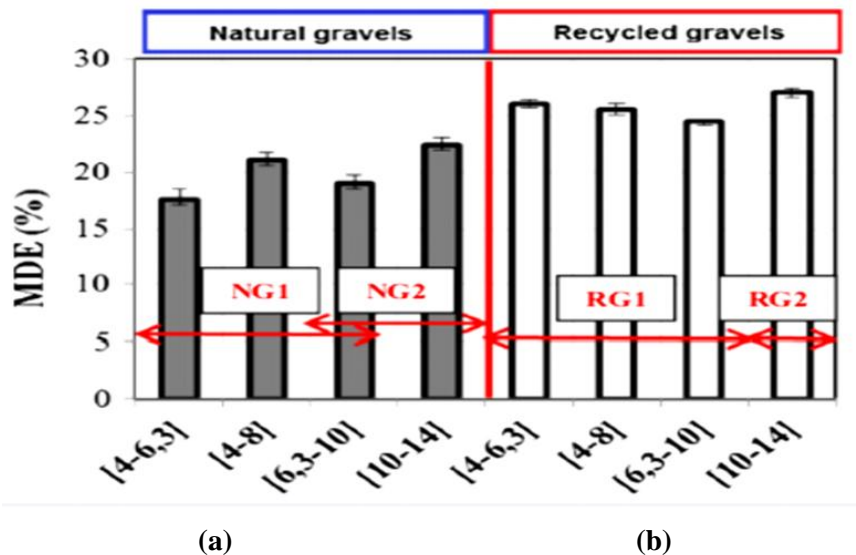
(a) Coefficients de Los Angeles pour NG et RG (b) M2 masse retenue sur tamis 1,6 mm, M3 sur tamis 63 µm et M4 la masse des fines

Figure 1.9. Valeurs des Coefficients de Los Angeles menés sur les granulats [14].

### b) Résistance à l'attrition

Les granulats grossiers naturels (GN) résistent d'autant mieux à l'attrition que la valeur du coefficient Micro Deval est faible [23]. Cependant, les granulats grossiers recyclés (GR) n'ont pas eu de bonnes performances au test d'attrition mécanique en milieu humide. La pâte de ciment adhérente étant beaucoup moins résistante à l'usure causée par une combinaison de frottements réciproques et de chocs modérés que le granulat original. Certes, le coefficient de perte à l'essai de ces GR est plus grand [24].

Les résultats expérimentaux (Figure 1.10) révèlent que le coefficient de perte à l'attrition Micro-Deval (MDE) de GR est légèrement supérieur à celui de GN, soit  $MDE_{RG} / MDE_{NG} \approx 1,3$  pour une fraction de taille de 10/14 mm, comme le montre la figure 1.10(a). Les fractions d'essai de 4/6 mm et 6,3/10 mm produisent un coefficient MDE conforme aux exigences de la norme européenne ( $MDE \leq 20$  pour  $f_{ck} \geq 36$  MPa) [14].



(a) Coefficients de Micro-Deval pour NG (b) Coefficients de Micro-Deval pour RG

Figure 1.10. Résultats de l'essai de MDE sur les granulats (NG et RG) [14].

### 1.1.3.3. Teneur en mortier attaché

Les granulats grossiers recyclés (GR) sont composés du granulat grossier naturel (GN) et d'une couche de mortier résiduel collé. La présence de ce mortier résiduel avec une quantité importante dans les GR donne des caractéristiques différentes à ces derniers. En effet, le point le plus faible dans le béton contenant des GR réside dans le mortier attaché, qui est très poreux et présente de nombreuses microfissures.

De Juan et Gutiérrez [25] concluent que la teneur du mortier résiduel tolérable pour des bétons structuraux incorporant des GR doit être inférieure à 44 % du volume total.

La teneur en mortier résiduel est une caractéristique importante permettant d'évaluer la qualité d'un GR. En effet, la détermination de la teneur du mortier résiduel pourrait être réalisée par plusieurs méthodes. Ces méthodes permettent d'éliminer le mortier de la surface des GR sans les démolir [26]. Les facteurs essentiels ayant une incidence sur la quantité de pâte de ciment associée aux GR sont les suivants: rapport E/C, résistance du béton parent et volume des GR [26, 27].

De Juan et Gutiérrez [25] ont signalé une relation linéaire entre les propriétés fondamentales du GR, telles que l'absorption d'eau, la densité et la résistance à l'abrasion, et la teneur en mortier attaché.

De Juan et Gutiérrez [25] ont démontré que plus la taille du granulat diminue, plus le mortier attaché augmente (Figure 1.11). En effet, les GR d'une taille 4/8 mm et 8/16 mm,

avaient des proportions de teneur en mortier attaché de 33-55 % et 23-44 %, respectivement. Selon Hansen et Narud [28], la quantité de mortier attachée aux GR est de 60 % pour la fraction de 4/8 mm, 40 % pour la fraction de 8/16 mm et de 25 % à 35 % pour la fraction de 16/32 mm. Pour sa part, Liu et al. [29] relatent que le taux d'adhérence du mortier aux GR augmente avec la résistance à la compression du béton parent. En fait, la teneur en mortier attaché était de 42,22% et 46,51%, pour un béton parent ayant une résistance de 20 MPa et 30 MPa, respectivement. Cette dernière conclusion est constatée également par Tam et Sri Ravindrarajah [30].

Par ailleurs, Hansen [31] a constaté que le rapport E/C du béton parent n'a pratiquement aucun impact sur le taux d'adhérence du mortier.

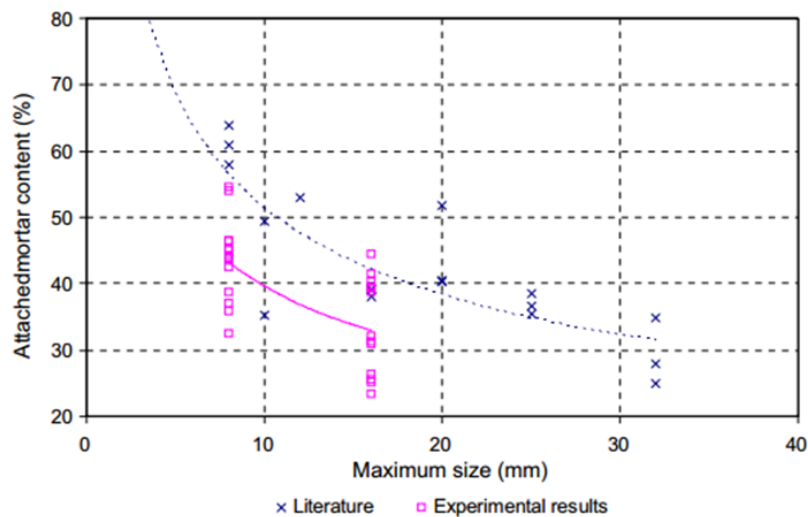


Figure 1.11. Teneur en mortier attaché en fonction de la taille des granulats [25].

Divers procédés employés pour séparer le GN du mortier attaché sont abordés dans la littérature [25]. Ces méthodes reposent sur des approches mécaniques (fragmentation ...), chimiques (attaque acide) ou physiques (traitement thermique).

#### a) *Traitement thermique*

Cette méthode, développée par De Juan et Gutiérrez [32], consiste en plusieurs cycles de trempage dans l'eau et chauffage à 500 °C des GR, ce qui permet de détacher progressivement le mortier attaché de la surface des GN en raison des microfissures qui apparaissent à l'interface entre les GN et le mortier attaché. La dilatation inégale entre les GN et le mortier attaché conduit à des microfissurations entre ces deux composants.

Le principe de cette méthode est de prendre un échantillon de granulat grossier recyclé ( $m_1$ ), préalablement propre. L'échantillon est immergé dans l'eau pendant 2 h, de sorte que le

mortier attaché soit presque complètement saturé. Ensuite, l'échantillon est séché dans un four à moufle à une température de 500 °C pendant 2 h. L'échantillon est immergé dans de l'eau froide. Ce chauffage crée de la vapeur d'eau dans le mortier saturé et le refroidissement brusque provoque un choc thermique et des fissures dans le mortier, et le mortier attaché peut être facilement détachable du GR. Après ces étapes, un mortier reste parfois attaché au granulats recyclés, il est donc nécessaire de l'enlever au moyen d'un marteau en caoutchouc ou de gratter la surface par une brosse métallique. Lorsque tout le mortier a été éliminé, l'échantillon est passé dans un tamis de 4 mm. On note à la fin la masse ( $m_2$ ) du granulats parent.

La quantité du mortier attaché est calculée en utilisant l'équation (1.2)

$$\% \text{ mortier attaché} = \frac{m_1 - m_2}{m_1} \times 100 \quad (1.2)$$

Où :

$m_1$  : masse de granulats grossiers recyclés.

$m_2$  : masse du granulats après avoir retiré le mortier attaché.

### ***b) Traitement chimique***

Cette méthode consiste à dissoudre les granulats grossiers recyclés (GR) dans différents traitements chimiques (solution d'acide nitrique  $\text{HNO}_3$  ou d'acide chlorhydrique (HCl) [33, 34]. Cette méthode ne peut pas être utilisée avec les granulats naturels calcaires, car l'acide attaque également le granulats calcaire.

Le principe de cette méthode est de laver l'échantillon de GR et de le sécher dans une étuve à une température de 105 °C pendant 24 h. Après, une quantité de l'échantillon ( $m_1$ ) d'environ 100 g est immergée dans une solution 10 % d'acide chlorhydrique pendant 8 h. Ensuite, l'échantillon est de nouveau lavé à l'eau distillée pour éliminer les particules fines, et séché dans un four à une température de 105 °C pendant 24 h. De cette façon, la plupart du mortier de ciment attaché aux granulats recyclés pouvait être facilement détachable et le mortier restant pouvait être retiré à l'aide d'un marteau en caoutchouc ou d'une brosse métallique. Enfin, l'échantillon est tamisé à travers un tamis 5 mm pour obtenir la masse du granulats parent ( $m_2$ ) et la quantité en mortier attaché est calculée selon la formule (1.2).

### ***c) Méthode de gel-dégel***

Cette méthode consiste en l'immersion de l'échantillon dans une solution de sulfate de sodium. L'échantillon est séché à l'étuve à une température de (105 °C) pendant 24 heures.

Par la suite, il est soumis à cinq cycles de gel-dégel pour induire des contraintes thermomécaniques, soit faire subir à l'échantillon quotidiennement 16 heures de congélation à (-17 °C) suivi de 8 heures de décongélation à (80 °C). Toutefois, après le dernier cycle, l'échantillon sera lavé sur le tamis 4 mm et séché encore une fois à une température de (105 °C) pendant 24 heures. L'attaque chimique et les contraintes imposées à l'échantillon permettent d'extraire le mortier résiduel [35].

#### d) Analyse d'image

Cette technique a été proposée par Abbas et al. [35], en se basant sur la différence de couleur entre le granulats naturels et la pâte de ciment. Une analyse d'image est réalisée sur une section polie d'un mélange de GR incorporés dans une matrice de ciment blanc. La teneur en mortier adhérent est déduite du rapport entre la surface occupée par le mortier adhérent et la surface totale du granulats. Cette méthode est appropriée pour les GR, car il est facile de faire la distinction entre granulats grossiers naturels et l'ancienne pâte. Cependant, elle n'est pas applicable aux granulats fins où différencie difficilement le granulats fin de l'ancienne pâte.

De Juan et Gutiérrez [25] ont comparé les résultats obtenus avec trois méthodes différentes et ont révélé une variation des résultats en fonction de la méthode utilisée. Selon la méthode employée, les résultats ont varié de 25 % à 70 % pour la méthode impliquant l'utilisation d'une solution d'acide chlorhydrique, de 25 % à 65 % pour la production d'un nouveau béton et de 40 % à 55 % pour le traitement thermique, comme illustré dans la figure 1.12. Les résultats les plus fiables ont été obtenus grâce à la méthode de traitement thermique.

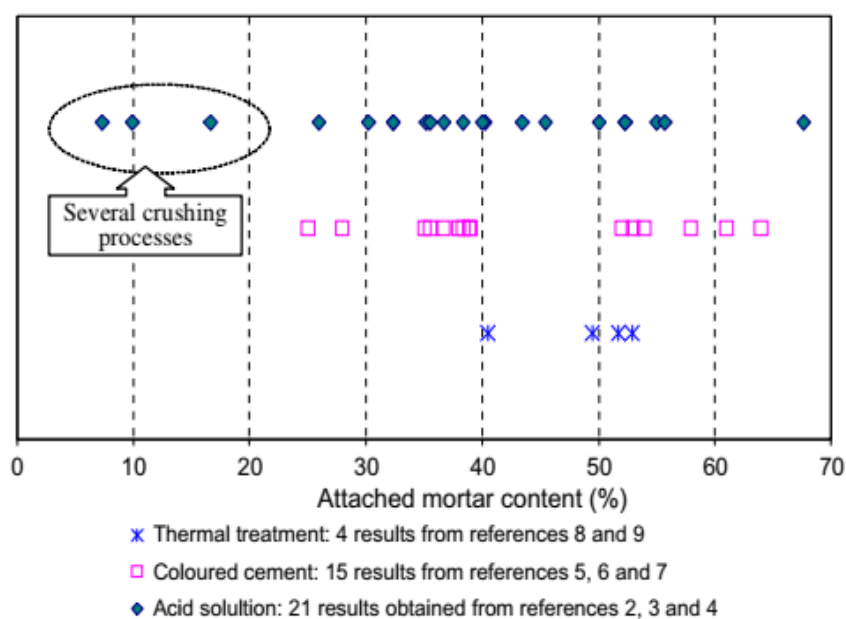


Figure 1.12. Teneur en mortier attaché des BGR évalué par diverses méthodes [25].

#### 1.1.3.4. Microstructure, zones interfaciales des bétons de granulats recyclés

Pour un béton ordinaire, la zone d'interface de transition (ITZ) entre pâte hydratée et le granulats est un point particulier du béton (Figure 1.13) car cette interface doit assurer un transfert correct des contraintes de la pâte au granulats [36].

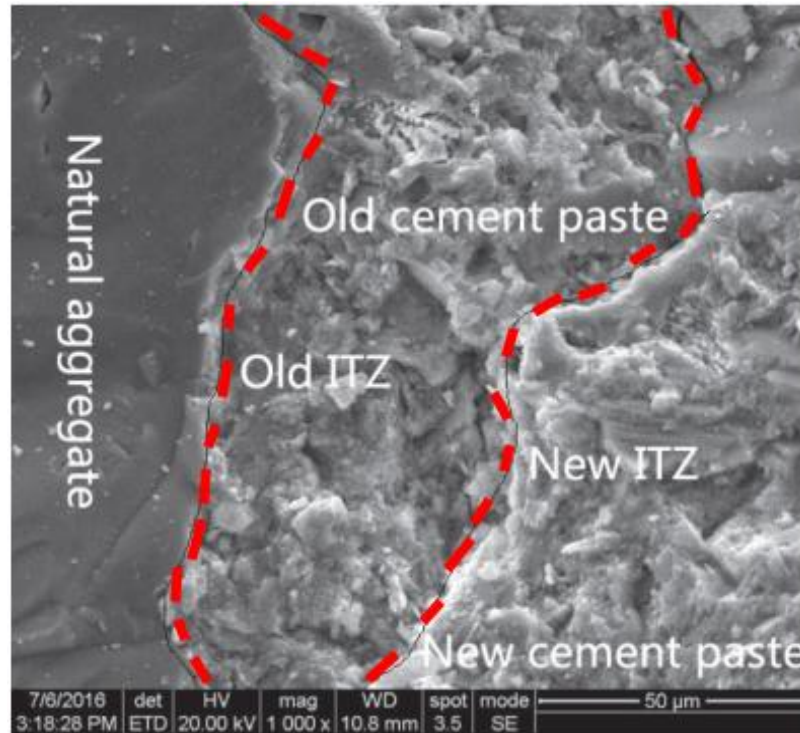


Figure 1.13. Zone de transition à l'interface granulats/pâte d'un béton conventionnel [37].

Pour un BGR, la présence de GR poreux avec de fortes capacités d'absorption, génère des capacités d'échange d'eau granulats-pâte plus importante, ce qui influe sur les conditions de formation de l'ITZ [38]. En fait, le BGR présente trois types d'ITZ (Figure 1.14): une ancienne ITZ1 entre ancienne pâte de ciment et GN, une nouvelle ITZ2 entre nouvelle pâte et ancienne pâte; et une ITZ3 entre GN et nouvelle pâte de ciment [36]. L'ITZ1 (située à l'interface du GN et le mortier résiduel provenant d'un ancien béton de démolition) reflète les propriétés réelles d'un GR sur lesquelles repose la qualité du béton, notamment celle en lien avec son comportement mécanique [9].

Certes, les granulats à l'état sec absorbent plus d'eau que ceux à l'état humide, la porosité de l'ITZ dans le cas de granulats à l'état sec est donc plus faible que celle à l'état humide [39].

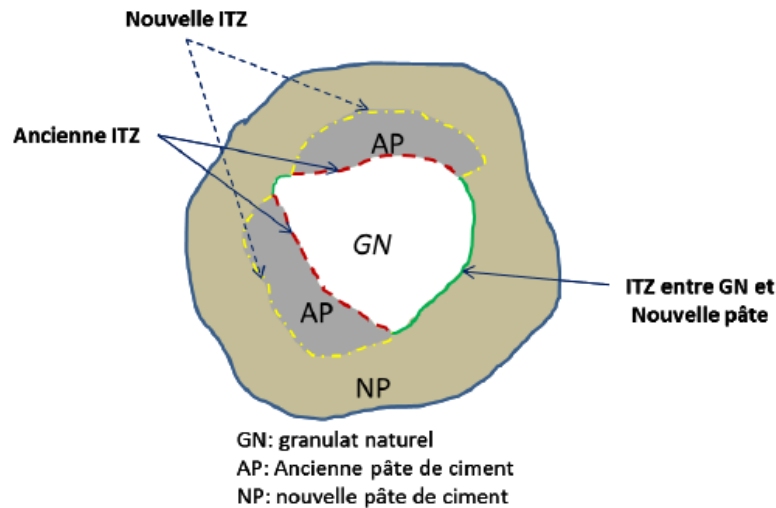


Figure 1.14. Illustration des différentes ITZ dans les bétons contenant des GR [40].

## 1.2. Propriétés physico-mécaniques des BGR

### 1.2.1. Introduction

L'utilisation de GR comme granulat dans le nouveau mélange de béton est reconnu comme une technologie prometteuse pour conserver les ressources naturelles et réduire l'impact environnemental de l'industrie de la construction. Cependant, en raison de la variabilité des caractéristiques des GR, les propriétés mécaniques de ces GR varient de ceux des GN. Par conséquent, comprendre la relation entre les propriétés mécaniques du GR et les propriétés mécaniques d'un béton issu de ces GR est essentiel, avant que le matériau puisse être largement adopté par l'industrie de la construction.

### 1.2.2. Propriétés du béton à l'état frais

La maniabilité est l'une des propriétés rhéologiques importantes du béton [41]. Cette caractéristique du béton frais se caractérise par sa capacité à occuper correctement les coffrages et à recouvrir les renforts [27].

En général, l'utilisation des GR diminue l'ouvrabilité du béton par rapport à un béton contenant un GN pour un même rapport E/C [25]. L'affaissement du béton diminue avec l'augmentation du taux de remplacement du GN (Figure 1.15), cette baisse d'affaissement est due à la grande absorption et l'angularité des GR [42].



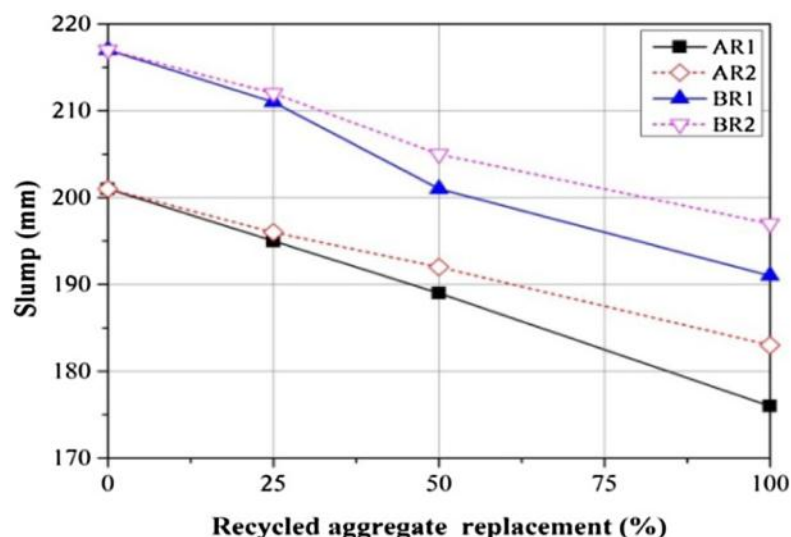


Figure 1.15. Affaissement des différents types de béton [42].

Par ailleurs, la pré-saturation des GR avant la préparation du béton peut empêcher l'absorption de l'eau de gâchage [43]. Certes, la saturation complète des GR peut améliorer la maniabilité pendant la préparation du mélange de béton et affecte également les performances mécaniques du béton [43].

La plupart des chercheurs [44-47] ont trouvé que la maniabilité des bétons autoplacants diminue avec l'augmentation de la teneur en GR. En effet, l'utilisation de 100 % de GR diminue l'étalement (550 mm) par rapport au BAP à 100 % GN qui avait un étalement de 620 mm [48].

Zitouni [49] a mené des essais pour déterminer l'influence de l'état des granulats sur l'étalement initial des BAP. Les résultats ont montré que l'étalement initial était similaire pour tous les types de BAP testés, indépendamment de leur composition. Ceci a été attribué à l'utilisation de granulats à l'état SSS (Surface saturée sèche), qui permettent de préserver la fluidité de la pâte en saturant le réseau des pores et en réduisant la capacité d'absorption d'eau. Les résultats de cette étude sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1.1. Propriétés des BAP à l'état frais [49].

Désignation	BAP0	BAP30	BAP50	BAP100
Etalement (cm)	70	70	71	70
T50 (s)	3.5	3.4	3.6	3.9
L-BOX	0.85	0.86	0.88	0.89
P (%)	7.8	8.0	9.4	10

BAP0 (100%GN), BAP30 (30%GR), BAP50 (50%GR), BAP100 (100%GR)

Pour sa part, Meftah et al. [50], ont confectionnés des bétons avec des GN, des GR sec, des GR pré-mouillés et des GR dans leur état saturé. Les GN ont été substitués progressivement par des GR (0;20;40;60;80;100%). Premièrement, il a été constaté que l'affaissement des bétons à l'instant initial des BGR est inférieur à celui des bétons de GN (Figure 1.16). Deuxièmement, une perte de maniabilité est observée entre 15 et 30 minutes après le gachage pour le béton réalisé avec des GR secs. Tandis que pour les bétons réalisés avec GR pré-mouillés et des GR saturé, l'ouvrabilité est bien meilleure. Cette étude a pu montrer que l'emploi des GR secs dans la formulation des bétons joue un rôle d'éponge dans les 30 premières minutes (Figure 1.16). Au delà, une partie de cette eau absorbée est reléguée dans le béton [50].

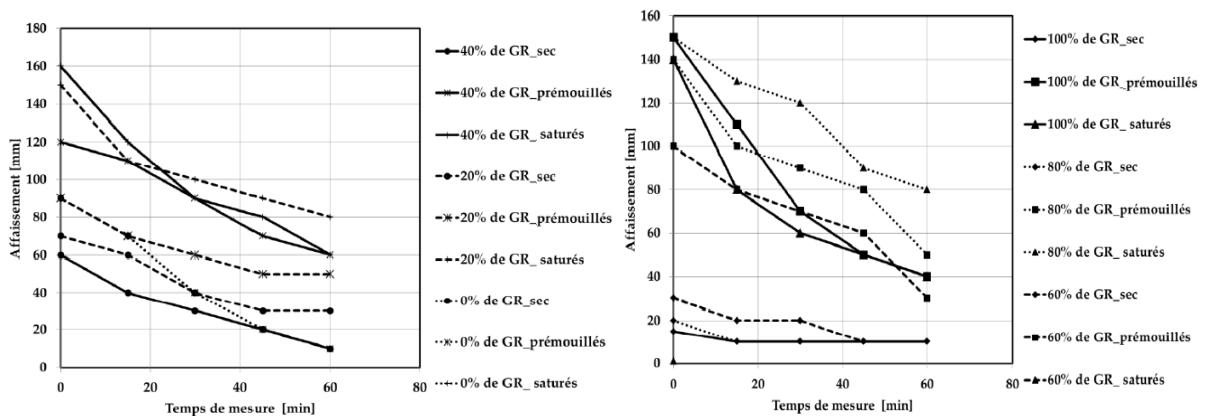


Figure 1.16. Influence du taux de substitution des granulats recyclés à l'état sec, pré mouillés et saturés sur la maniabilité [50].

### 1.2.3. Propriétés du béton à l'état durci

Les caractéristiques des GR sont majoritairement inférieures à celles des GN, donnant naissance à des mélanges présentant inévitablement des propriétés mécaniques inférieures également. Cette baisse de performance des nouveaux bétons à base de GR est due à la présence de mortier attaché, la qualité de l'ITZ et la forte absorption des GR [51].

#### 1.2.3.1. Résistance à la compression

La plupart des recherches [52-54] ont trouvé des pertes de résistance à la compression du béton allant de 10% à 30%, pour un remplacement (total/partiel) du GN par un GR. En effet, les figures 1.17(A) et (B) montrent clairement que la résistance à la compression du béton a tendance à diminuer lorsque le taux de remplacement des GN par des GR augmente. En fait, la figure 1.17(A) montre que les granulats séchés à l'air produisaient un béton avec

une résistance à la compression plus élevée par rapport à la résistance à la compression d'un béton fabriqué avec des granulats séchés au four et un surface saturée sèche [55]. La diminution de E/C améliore la résistance à la compression du béton contenant des GR (Figure 1.17 (B)) [55]. En fait, à un niveau de E/C faible, la qualité du nouveau mortier est plus proche que celle de l'ancien mortier.

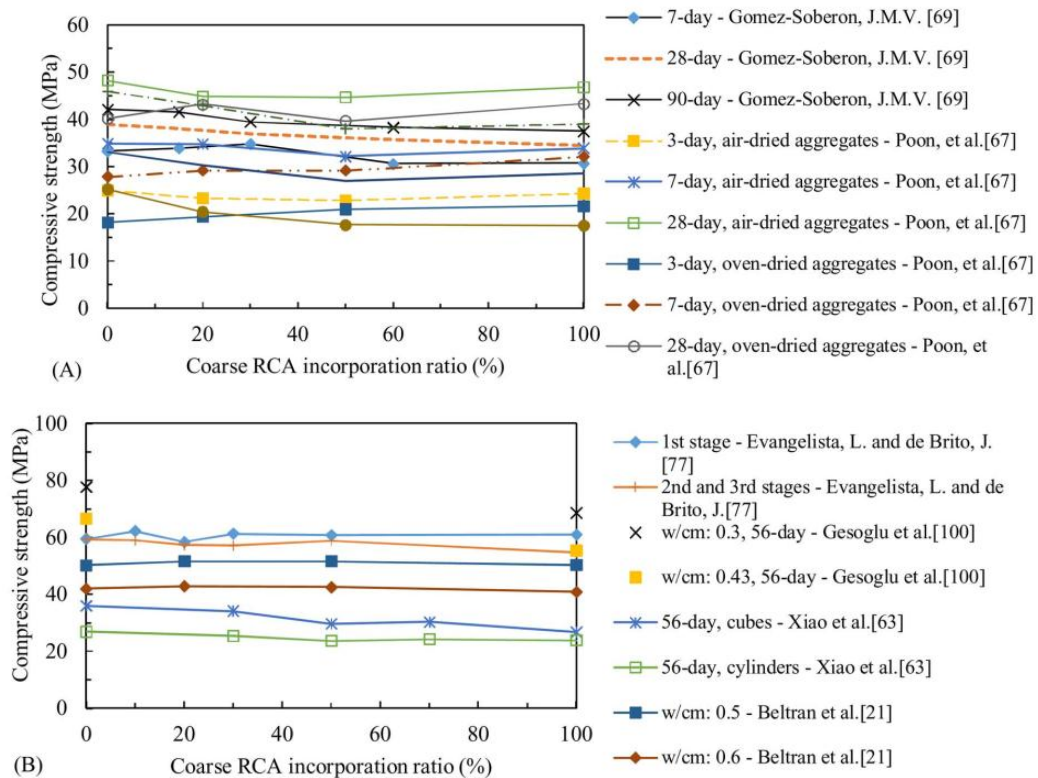


Figure 1.17. Valeurs de résistance à la compression de divers bétons fabriqués avec différents taux de remplacement de GR [55]

La figure 1.18 montre l'effet du pourcentage de granulats recyclés sur la résistance à la compression des mélanges de béton avec 250 et 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Cette figure démontre clairement que la résistance à la compression du béton n'est pas affectée par l'utilisation de GR jusqu'à 25 % de remplacement. Cette constatation peut être attribuée dans une large mesure au bon contrôle du classement des GR. Cependant, l'augmentation de la teneur en GR au-delà de 25 % de GR a un effet négatif sur la résistance à la compression du BGR, comme le montre la figure 1.18 [50].

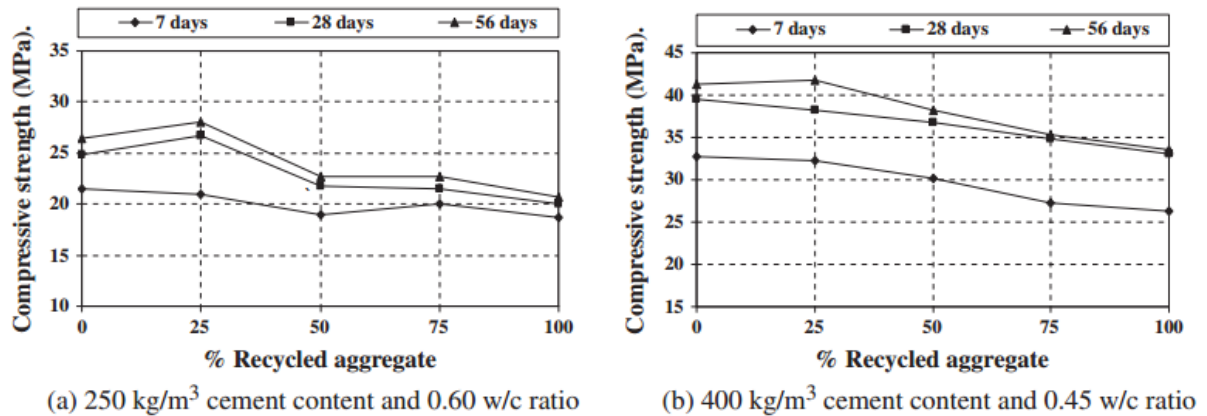


Figure 1.18. Effet des GR sur la résistance à la compression du béton [50].

En outre, plusieurs chercheurs [15, 56, 57] ont étudié les propriétés du béton autoplaçant (BAP) préparé avec des GR et comparées à celles du béton à base de GN. D'autre part, les résultats des travaux réalisés sur le BAP contenant des 50% GR ont démontré que la résistance à la compression est légèrement inférieure à celle des BAPs à base de GN. En effet, une réduction de résistance varie de 10-20% pour les BAPs fabriqués avec 75% et 100% de GR [45].

En fait, il ressort des résultats présentés dans cette section que les pertes de résistance des bétons à base de GR sont dues aux facteurs suivants: moins de force mécanique apportée par le GR, une plus grande absorption d'eau par le GR et présence de trois ITZs qui présentent des zones fragiles dans le béton [16, 58, 59].

### 1.2.3.2. Résistance à la traction par fendage

La diminution de la résistance à la traction par fendage est confirmée avec l'augmentation du remplacement du GN par le GR [16]. En effet, la figure 1.19. illustre que la résistance à la traction diminue avec l'augmentation le taux remplacement [60].

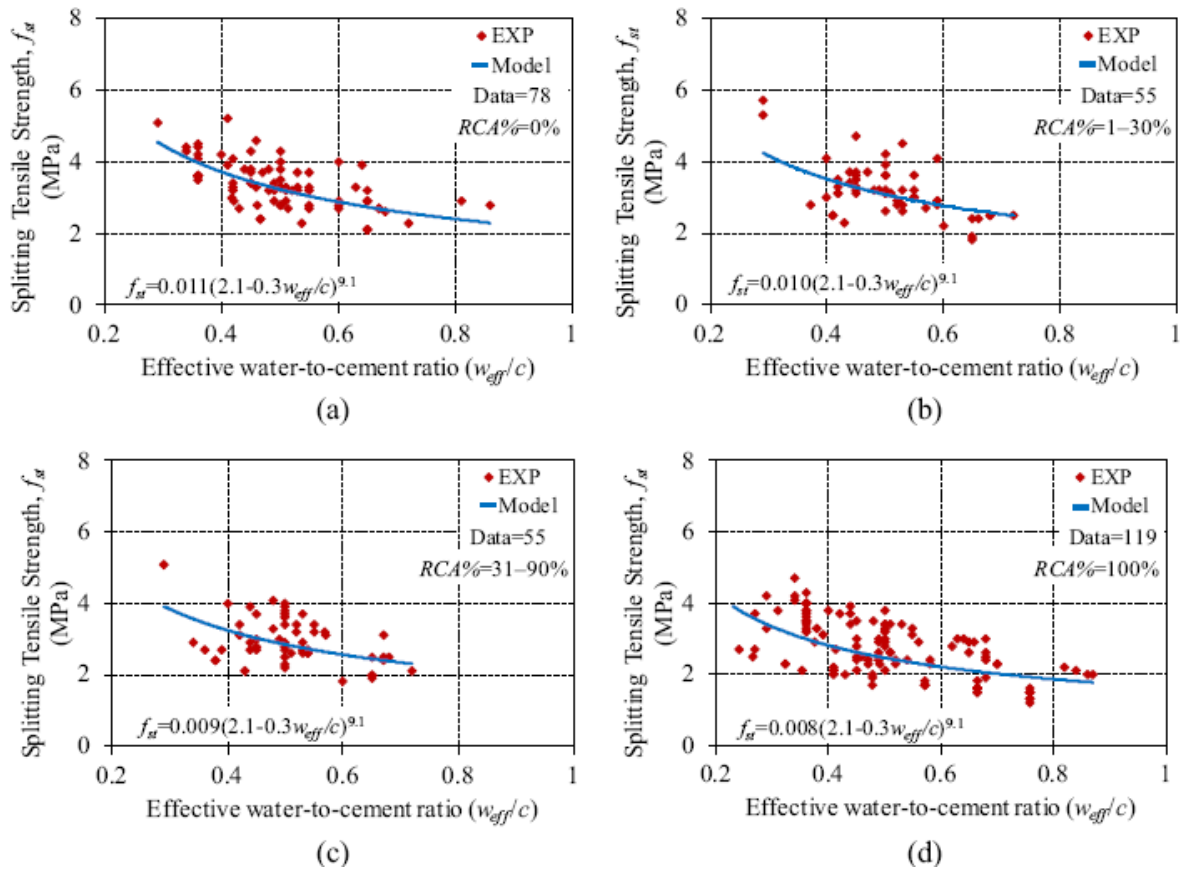


Figure 1.19. Variation de la résistance à la traction par fendage [60].

Pour sa part, Bairagi et al. [61], ont rapporté que la résistance à la traction était de 6%, 10% et 40% inférieure à celle du béton normal pour des taux de substitution de 25%, 50% et 100%, respectivement. Cette diminution de la résistance à la traction est attribuée à la plus grande porosité, à la plus faible densité, à la plus faible résistance du GR et la présence de trois de zone de transition inter faciale (ITZ) [62]. En fait, ces ITZs représentent le maillon faible et la source de faiblesse pour le béton [63].

Cependant, d'autres études [64], ont montré que la résistance à la traction du béton pour un taux de remplacement allant jusqu'à 30% est identique ou même dépasse la résistance à la traction du béton à base de GN.

### 1.2.3.3. Résistance à la traction par flexion

Il a été constaté que la résistance à la traction par flexion du béton diminue lorsque le taux de remplacement du GN par un GR augmente [65]. Des études ont rapporté qu'une réduction de 10 à 20 % pour un taux de remplacement de 100% de GR [66, 67] et d'autres chercheurs [47] ont constaté que la résistance à la rupture par flexion était réduite de 8,8 %, 11,1 % et 16 %, pour 20 %, 40 % et 60 % de GR, respectivement.

Bairagi et al. [61], ont montré que le béton fabriqué avec 25 %, 50 % et 100 % de GR avait une résistance à la traction par flexion d'environ 6 à 26 % inférieure à celle d'un béton normal.

En outre, la figure 1.20 montre que la résistance à la traction par flexion diminue avec l'augmentation du taux remplacement des GR [68]. Cette diminution est due à la grande porosité et à la faible densité spécifique des GR par rapport aux GN [47].

Pour sa part, Grdic et al. [57] ont constaté que la résistance à la traction par flexion pour les BAPs contenant 50 % et 100 % de GR entraînant une réduction de 2,5% et 14%, respectivement, par rapport au mélange témoin.

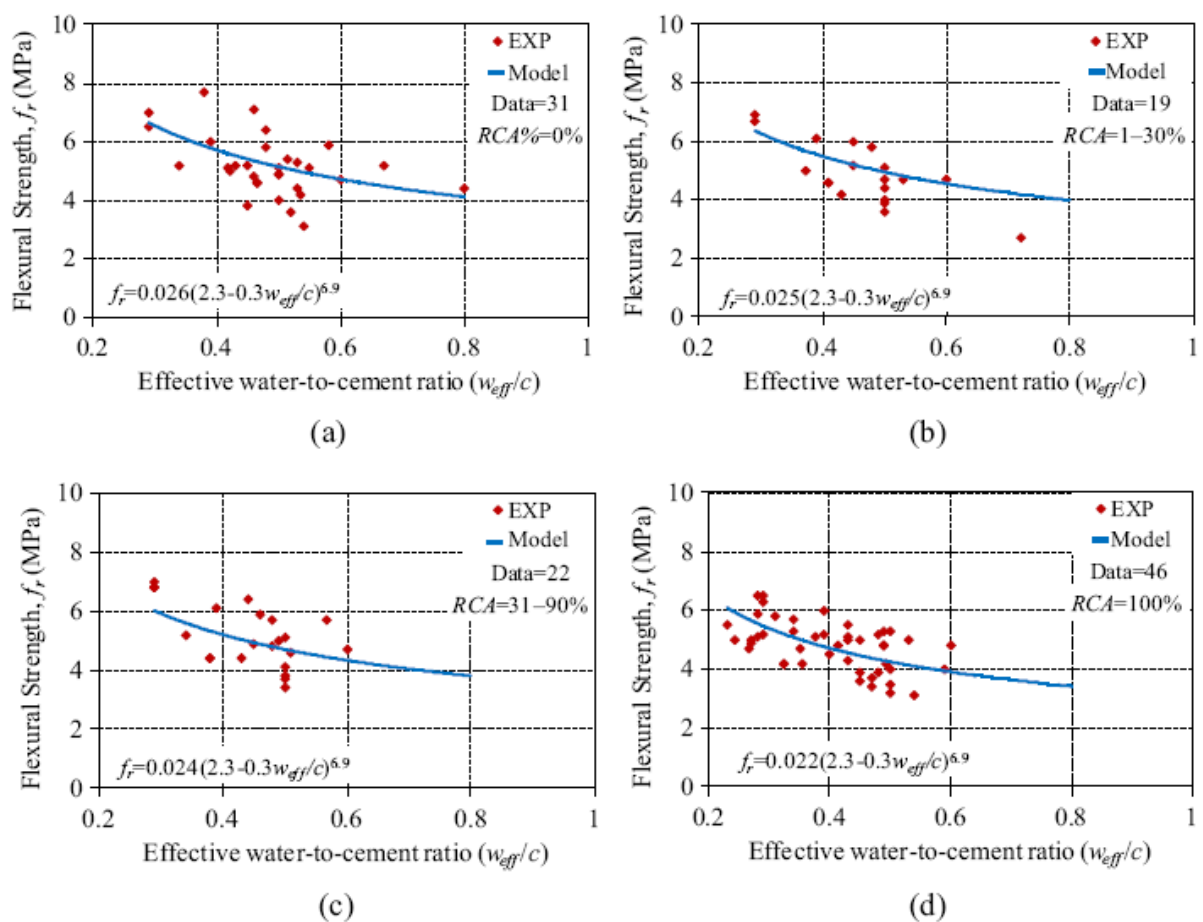


Figure 1.20. Variation de la résistance à la traction par flexion [68].

#### 1.2.3.4. Module d'élasticité

Le module d'élasticité est l'une des propriétés les plus touchées des BGR, même à des taux de substitution faibles en GR. Le module d'élasticité du BGR a été signalé comme étant de l'ordre de 50-70% par rapport à celui du béton ordinaire [69]. Avec des niveaux de remplacement en GR de 20, 50 et 100% dans des bétons, les valeurs moyennes du module

d'élasticité sont de 10, 20 et 40% respectivement inférieures à celles enregistrées pour un béton conventionnel [70], comme le montre la figure 1.21. Cette diminution est due à la rigidité plus faible des GR, en raison de la présence de mortier « parent » adhérent [71].

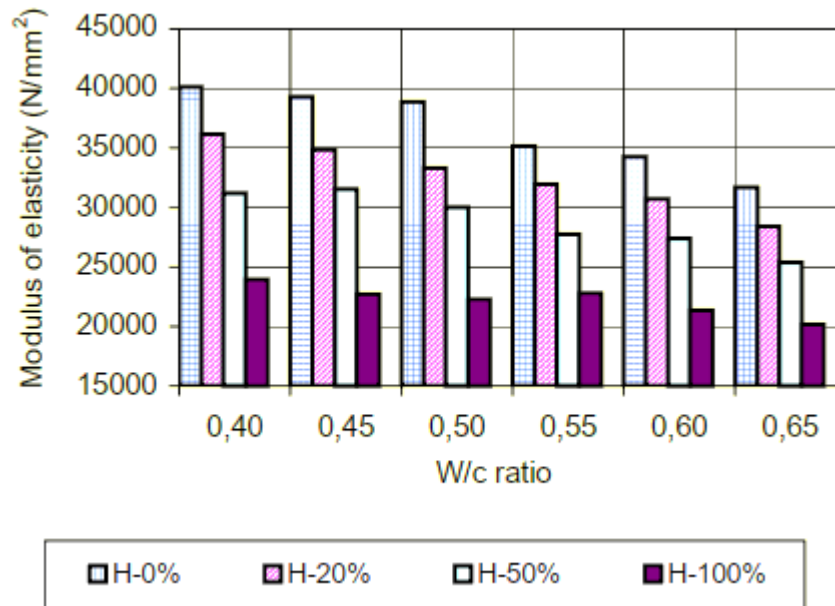


Figure 1.21. Evolution du module élastique statique en fonction du taux de substitution en GR et le rapport W/C [70].

En outre, il a été constaté des diminutions du module d'élasticité de 28 % [20], de 30 à 40 % [72] et de 35- 45 % [73, 74], pour un taux de remplacement du granulat de 100%. Par ailleurs, Kou et Poon [75], ont montré que le module d'élasticité diminuait de 12,6 % pour un taux de remplacement de 50 % et de 25,2 % pour un taux de remplacement de 100 %.

En fait, il a été rapporté que les modules d'élasticité obtenus à 28 jours sont respectivement 31,2; 28,1; 28,4; 27,3 et 22,3 GPa pour les mélanges préparés avec des taux de remplacement de 0, 20, 35, 50 et 75 % [76], comme l'indique la Figure 1.22.

Cependant, Pereira et al. [64], ont observé qu'un léger écart entre les module d'élasticité d'un BGR et un béton à base de GN, car le module d'élasticité restait presque inchangé lorsque le taux de remplacement augmentait jusqu'à 30 %.

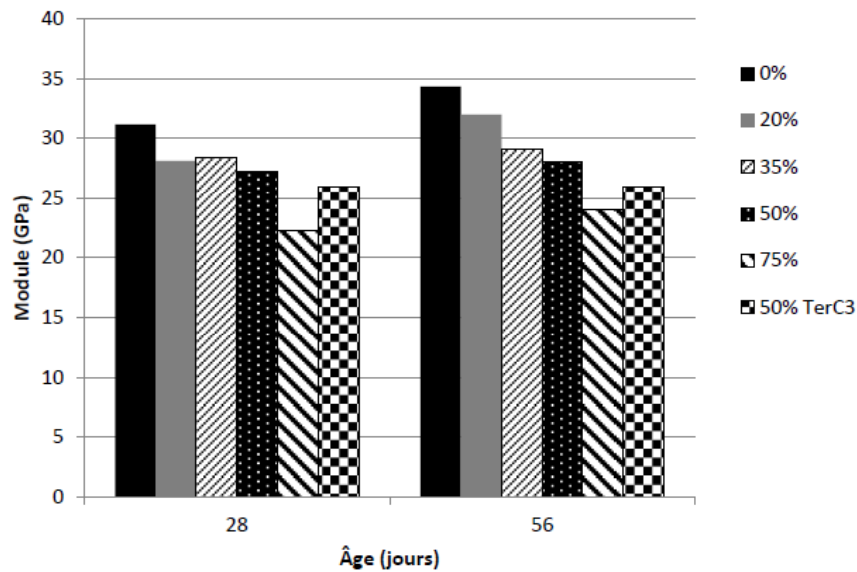


Figure 1.22. Module d'élasticité des mélanges ayant un rapport E/C de 0,55 [76].

### 1.2.4 Retrait

Par rapport aux bétons à base de granulats grossiers naturels (GN), le retrait du béton augmente avec l'augmentation du taux de substitution de granulats grossiers recyclés (GR) [77-80]. Pour un pourcentage de substitution de 20 %, le retrait du béton reste également comparable à celle du béton témoin [77], comme l'illustre la figure 1.23. En fait, la figure 1.23 montre également que le retrait du BGR contenant 50 % de GR est supérieur d'environ 20 % à celui du béton témoin, alors qu'avec 100 % de GR, le retrait augmente de 70 % par rapport à celui du béton témoin, après 180 jours [77].

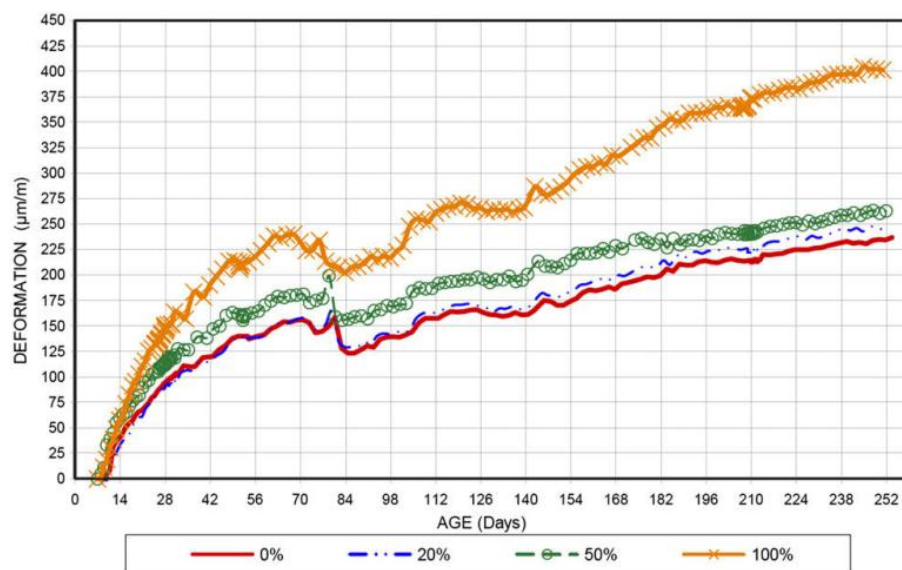


Figure 1.23. Retrait en fonction de l'âge du béton pour divers taux de GR [77].



Silva et al. [80] ont rapporté que certains auteurs affirment que l'augmentation du retrait des BAPs est de l'ordre de 30 à 80 % par rapport à celui du béton témoin, tandis que d'autres affirment que cette augmentation varie de 80 % à 200 %. Pour sa part, Zhanggen et al. [81] ont constaté que le retrait total mesuré des bétons autoplaçant est de 2,94 % et 12,13 % de celui d'un béton témoin pour un taux de remplacement de 50 % et 100 % de GR, respectivement, à 120 jours. Ceci est principalement attribué à la porosité et à l'absorption d'eau plus élevées des GR. En fait, le retrait de séchage du BGR augmente au fur et à mesure que le taux de remplacement de GGR croît [82, 83]. Wen et al. [84], ont conclu qu'un taux de remplacement de 45% entraîne une augmentation du retrait allant jusqu'à 30%.

D'autre part, Manzi et al. [85, 86] ont observé que le retrait de séchage mesuré de tous les bétons autoplaçants était le même quel que soit le taux de remplacement de GR. Kou et Poon [87] et Rajhans et al. [88, 89], ont constaté que plus le pourcentage de substitution de GN par du GR est élevé, plus l'absorption d'eau est importante et plus le retrait de séchage du BGR est élevé.

Le retrait plus élevé des BGR est dû à la composition de GR lui confère également une plus grande flexibilité (faible rigidité) que GN, de sorte que GR présente une opposition plus faible lorsque la matrice cimentaire se contracte [80], d'une part. D'autre part, le GR a une absorption d'eau plus élevée (capillarité plus élevée) que GN, ce qui fait que ce granulats alternatif absorbe une plus grande quantité d'eau pendant le processus de mélange du béton [90], et par conséquent, libère une plus grande quantité d'eau de manière différée qui s'évapore plus tard [91]. Ces deux phénomènes augmentent le retrait du béton.

Par ailleurs, l'utilisation des superplastifiants (SP) profitent de manière significative au retrait du béton, puisque, pour une exigence d'ouvrabilité donnée, les bétons avec SP ont des rapports E/C significativement inférieurs et des teneurs en granulats plus élevées [92]. En effet, Coutinho et Gonçalves [93] ont montré que le SP influence les déformations de retrait lorsqu'ils sont utilisés pour augmenter l'ouvrabilité pour un même rapport E/C, provoquant une augmentation du retrait. Lorsqu'ils sont utilisés pour obtenir une résistance plus élevée en maintenant la maniabilité et en diminuant le rapport E/C, ils provoquent une diminution du retrait. Soares et al. [94] ont constaté également que les déformations de retrait du béton avec SP (C100SP1.0) étaient plus faibles que celles des bétons sans SP (RC, C25 et C100), avec des diminutions de 27,8% et 37,6% par rapport au RC (béton témoin) et au C100 (béton 100% GR), respectivement, comme le montre la figure 1.24.

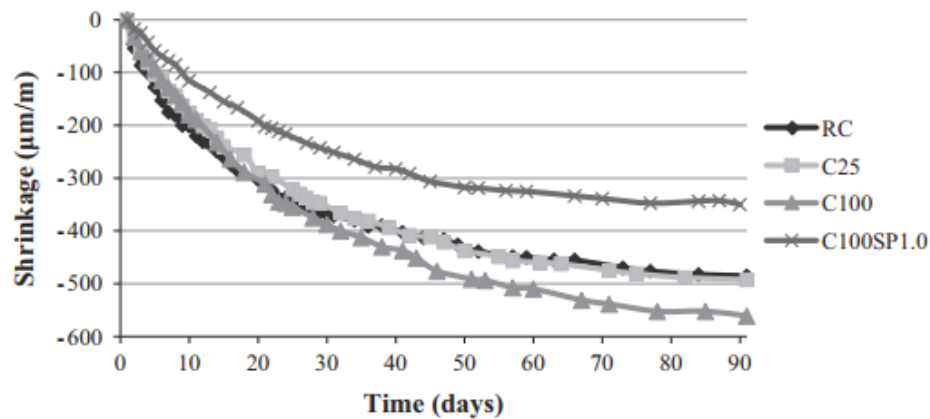


Figure 1.24. Evolution du retrait des bétons avec et sans SP en fonction du temps [94].

D'autre part, l'utilisation des ajouts minéraux (cendres volantes (CV), laitier (L), fumée de silice (FS), dans les bétons à base de granulats recyclés est une option éco-efficace qui minimise le ciment et les ressources naturelles et améliore considérablement les propriétés à court terme et long terme des bétons [81]. En effet, le retrait de séchage des bétons autoplaçants (GR-SCC) préparés avec des matériaux cimentaires complémentaires (mélanges binaires, ternaires et quaternaires) est inférieur à celui des mélanges faits avec du ciment Portland à haute teneur. En fait, l'influence de CV, L et FS sur le retrait de séchage du béton normal et du béton de granulats recyclés a été étudiée par plusieurs investigations [82, 95-97]. Les résultats de ces études indiquaient que le remplacement de ciment portland ordinaire par des ajouts cimentaires (CV(FA), L (SL) et FS (SF)) réduisait le retrait des mélanges de béton (Figure 1.25), ce qui est principalement attribué au fait que l'adoption de matériaux pouzzolaniques diminuait la teneur en ciment utilisé, entraînant une réduction de la chaleur de l'hydratation.

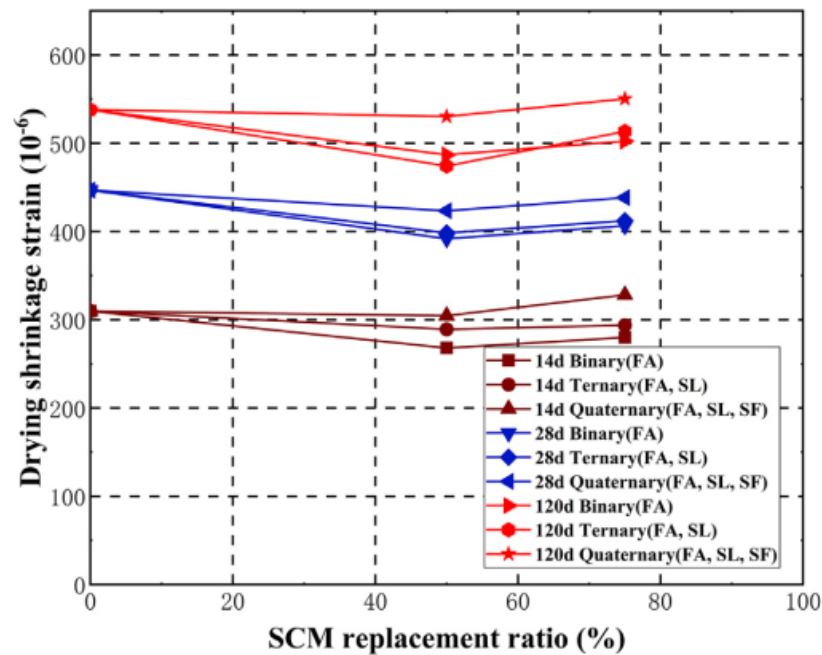


Figure 1.25. Effet de la teneur des ajouts minéraux (SCM) sur le retrait au séchage [81].

### 1.3. Durabilité des bétons recyclés

#### 1.3.1. Introduction

La durabilité d'un béton est définie comme étant sa capacité à résister à l'action physique et aux réactions chimiques. Elle est généralement caractérisée en termes de déformation (retrait et fluage) et de perméabilité (profondeur de carbonatation, perméabilité à l'eau et à l'air, pénétration de chlorure).

Des études sur les bétons à base de granulats grossiers recyclés (BGR) ont révélé que les performances de durabilité de ces BGR sont inférieures à celles du béton ordinaire. En général, la mauvaise performance de durabilité des BGR est liée à la présence de l'ancien mortier adhésif autour du granulats grossiers naturels (GN), qui présente de nombreuses fissures et pores, les rendant ainsi plus sensibles à la pénétration [18, 98]. Cependant, la performance de ces nouveaux bétons peut être améliorée en adoptant différentes approches de mélange et/ou en incorporant différents ajouts chimiques et/ou minéraux [99].

#### 1.3.2. Carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui touche tous les bétons, issu de la réaction entre les composés du ciment, en particulier la portlandite, et le dioxyde de

carbone atmosphérique, présent dans l'air et l'eau. Cette réaction a pour effet la diminution du pH du béton de 13 à moins de 9, rendant les aciers vulnérables [100].

Il a été observé que la profondeur de carbonatation du BGR était de 1,3 à 2,5 fois supérieure à celle du béton conventionnel [13, 101, 102]. Cui et al. [102] ont rapporté que le processus de carbonatation du BGR est 3 fois supérieur à celui du béton de granulats naturels (BGN). Pour sa part, Sagoe-Crentsil et al. [15], ont rapporté également que le taux de carbonatation du BGR était supérieur de 10 % à celui du BGN. En outre, la profondeur de carbonatation augmente avec l'augmentation de la teneur en GR et augmente également avec l'augmentation du rapport E/C [98, 101]. En effet, plusieurs études [75, 103-105] ont montré qu'une augmentation allant jusqu'à 100 % de la profondeur de carbonatation pour des bétons contenant 100% de GR.

Pour un faible rapport E/C et avec une augmentation du taux de remplacement du GR, la profondeur de carbonatation augmente, mais ce n'est pas le cas pour les mélanges à rapport E/C élevé [106]. Certes, l'augmentation de la teneur en liant diminue la profondeur de carbonatation jusqu'à une certaine limite ( $400 \text{ kg/m}^3$ ) [104], mais une fois la limite dépassée, elle augmente [104].

Par ailleurs, Kou [98] ont rapporté que l'utilisation de cendres volantes en remplacement partiel du ciment augmente la profondeur de carbonatation du béton. En fait, la profondeur de carbonatation augmente d'environ 29 % et 73 % pour un remplacement partiel du ciment par des cendres volantes de 25 % et 35 %, respectivement. En effet, la profondeur de carbonatation du béton augmente avec l'augmentation de la teneur en GR et également avec ajout des cendres volantes, comme le montre la figure 1.26. Ceci est attribuée à la faible teneur en hydroxyde de calcium des cendres volantes [75].

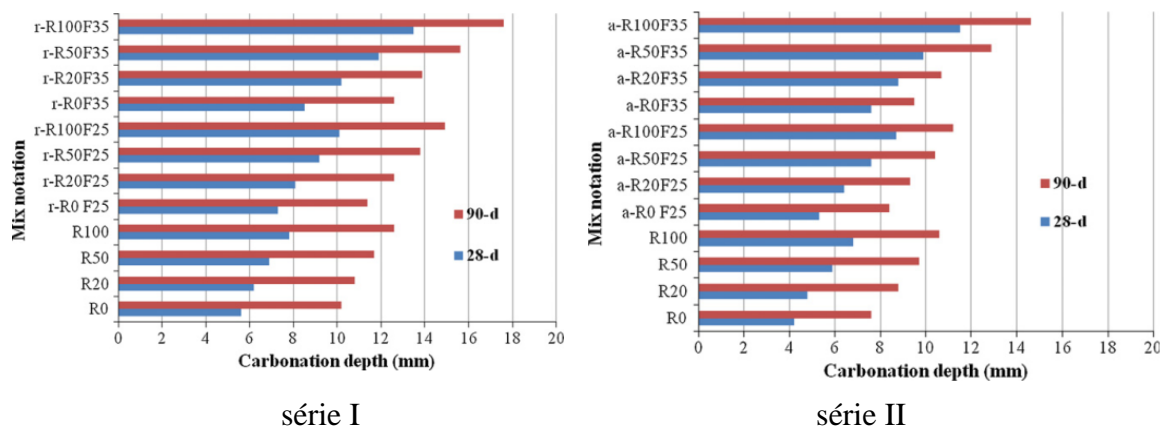


Figure 1.26. Profondeur de carbonatation des deux séries de béton [98].

D'autre part, les superplastifiants ont tendance à avoir un effet mitigé (moindre) sur la profondeur de carbonatation [107, 108]. Cependant, Matias et al. [107] ont rapporté que l'ajout de superplastifiants conduit à moins de carbonatation dans le BGR que dans le BGN mais son effet s'estompe avec le temps et finalement la carbonatation du BGR dépasse celle du BGN. Cette moindre carbonatation est attribuée à la capacité des superplastifiants qui entrave la croissance des cristaux de mélange et à rendre les cristaux plus denses, reliant ainsi les particules de ciment. Cela conduit à des produits d'hydratation compacts offrant une capacité à résister à la carbonatation [108].

### ***1.3.3. Pénétration des ions chlore***

La pénétration des ions chlore dans le béton nécessite la présence d'une phase liquide/humidification:

- En milieu saturé (cas des structures immergées dans l'eau de mer), les ions pénètrent par diffusion en raison du gradient de concentration.
- Des cycles d'humidification/séchage en présence de chlorures (cas des ouvrages exposés aux sels de déverglaçage), les chlorures peuvent pénétrer dans le béton par absorption capillaire. Il s'agit d'un phénomène plus rapide que la diffusion en milieu saturé: l'humidification d'un matériau sec avec une solution saline durant une journée peut faire pénétrer les chlorures plus profondément que ne le ferait plusieurs mois de diffusion en milieu saturé [109].

Plusieurs travaux [36, 73, 98, 110] ont rapporté que le GR a un effet négatif sur la résistance à la pénétration des ions chlore des BGR et que la résistance diminue avec l'augmentation du taux de remplacement de GR et l'augmentation du rapport E/C. En effet, la pénétration des ions chlore dans les mélanges BAP contenant 50% de GR a présenté une augmentation de la charge totale transmise d'environ 6,6 %, 7,3 % et 6,25 %, respectivement aux âges de 28, 56 et 120 jours, alors que pour les BAP fabriqués avec 100% de GR, l'augmentation de la charge totale transmise était de 12,9 %, 11,4 % et 13,8 % [111].

Olorunsogo et Padayachee [18] ont rapporté que le BGR contenant 100% de GR a montré une augmentation de 73,2% de la charge totale à 28 jours, en raison de la porosité du mortier attaché au GN. De même, Kou et al. [112] ont rapporté que la conductivité du chlorure en termes de coulombs de charge augmentait jusqu'à 55%, 40%, 32% par rapport à celle du béton ordinaire, pour différents pourcentages de GR.

Cette constatation est confirmée par les résultats issus de la figure 1.27 où la charge totale passante augmente au fur et à mesure que la teneur en GR augmente.

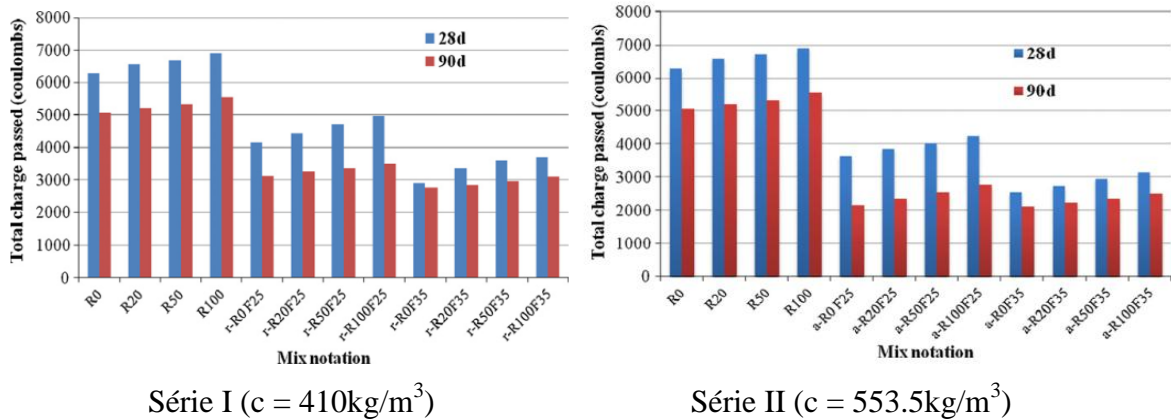


Figure 1.27. Pénétration des ions chlore dans les deux séries de bétons [98].

Par ailleurs, les résultats de la figure 1.28 montre que la pénétrabilité des ions chlore augmente de 4,12 % (SCRAC 20 : BAP-20%GR), 9,41 % (SCRAC 40 : BAP-40%GR), 20 % (SCRAC 60) et 26,47 % (SCRAC 100 : BAP-100%GR) par rapport au mélange témoin (SCVAC : BAP-0%GR), respectivement, à l'âge de cure de 28 jours. A l'âge de cure de 90 jours, l'augmentation de la pénétration des ions chlore est de 3,35 % (pour le SCRAC 20), 7,95 % (pour le SCRAC 40), 10,04 % (pour le SCRAC 60) et 15,06 % (pour le SCRAC 100) par rapport au mélange témoin. Il ressort de la figure 1.28 que la charge totale passante diminuait au fur et à mesure que l'âge de durcissement augmentait de 28 à 90 jours. Cette diminution est due à l'augmentation des volumes de produits d'hydratation formant ainsi des régions imperméables et augmentant la résistance à la pénétration des ions chlore [88].

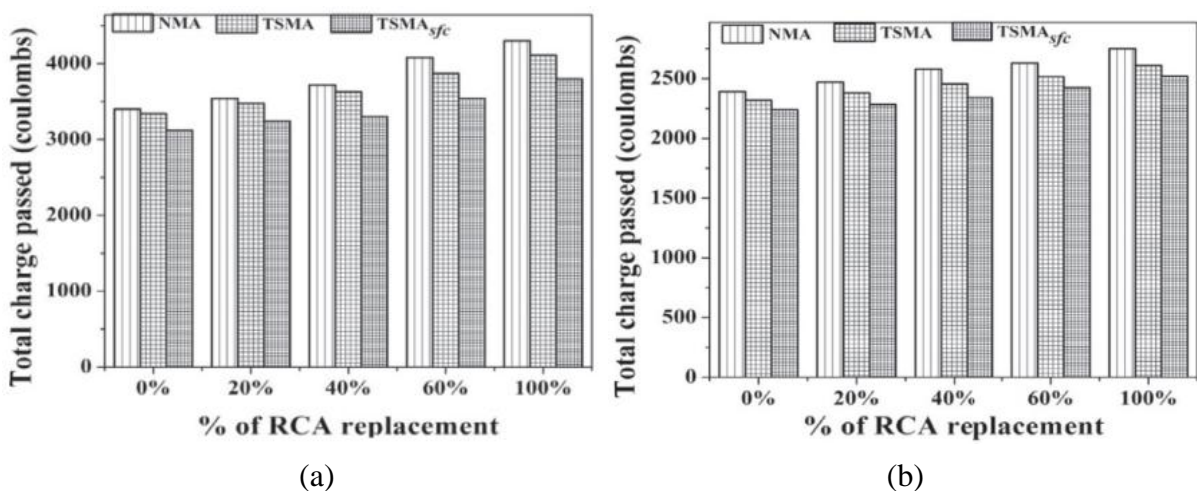


Figure 1.28. Pénétration des ions chlore dans les BAPs (SCRAC) [88].

Pour sa part, Rajhans et al. [113] ont constaté que les mélanges de BAP contenant jusqu'à 40 % de GR ont une bonne résistance à la pénétration des chlorures.

Selon plusieurs études, les additifs minéraux augmentent la résistance du BGR à la pénétration des chlorures [16, 111, 114]. En effet, Gesoğlu et al. [115], ont conclu que les BAPs sans laitier présentent des charges électriques totales élevées (environ 2065 Coulombs), ainsi une faible résistance vis-à-vis de la pénétration des ions chlore. Cependant, le BAP avec 20%, 40% et 60% de laitier diminue la charge totale de 2065 à 1053, de 2065 à 403 et de 2065 à 282 Coulombs, respectivement.

Zhao et al. [116] indiquent que la présence de laitier peut être plus efficace pour empêcher la diffusion des ions chlore dans le BAP. La faible diffusion des chlorures dans les bétons a été expliquée par le fait que les hydrates (CSH additionnel) formés par l'hydratation du laitier, contribuent, non seulement à remplir les pores capillaires, mais également à réduire la connectivité de ces pores. Comme pour le cas d'un béton avec fumée de silice, où la présence de la fumée silice empêche la diffusion des ions chlore dans le BAP avec GR [111], comme le montre la figure 1.29. Cette constatation est confirmée également par Sasanipour et al. [117] où la charge totale passante des BAPs avec GR diminue jusqu'à 60 %, par rapport aux mélanges de référence. Certes, l'incorporation de la fumée de silice dans les bétons a réduit la profondeur de pénétration d'environ 22 %, comme l'ont observé Mousa et al. [118]. Cela peut être dû à l'amélioration de l'ITZ et au revêtement de la surface poreuse des granulats recyclés, en raison de la formation de gel C-S-H de haute qualité par la présence de fumée de silice [111, 119]. En fait, la fumée de silice agit comme matériau de remplissage et tous les pores et fissures sont remplis avec du coulis de ciment de fumée de silice au stade du pré-mélange [88].

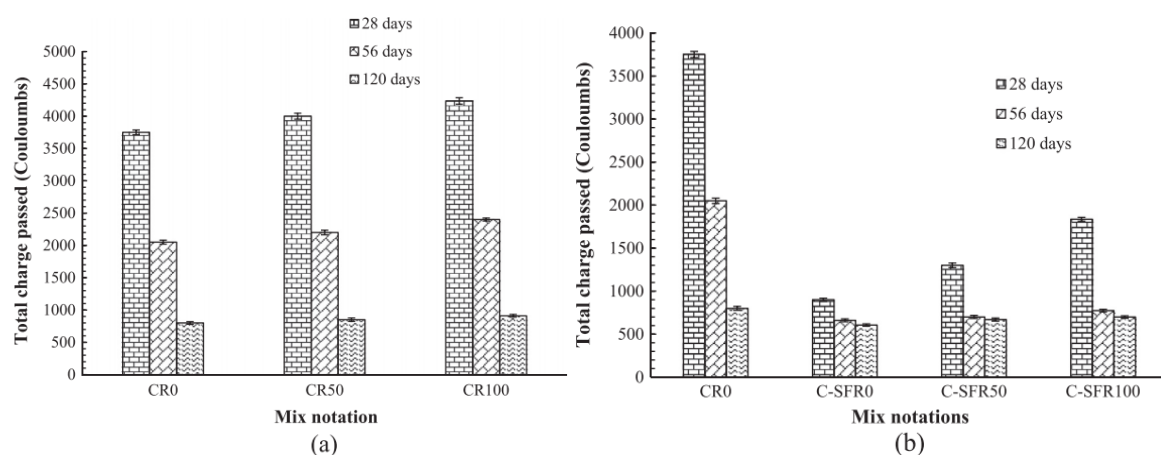


Figure 1.29. Pénétration des ions chlore dans le béton sans et avec fumée de silice [111].

En outre, l'utilisation de cendres volantes réduit également la pénétration de chlorure. Lorsque la teneur en cendres volantes augmentait, la pénétration de chlorure diminuait [75, 98, 103, 120, 121]. Ceci est attribué au raffinement de la taille des pores, à l'augmentation de la quantité de CSH et à la réduction du rapport eau/liant (cendres volantes comme ajout de ciment). En effet, le produit hydraté (C-S-H) absorbe les ions chlore et bloque la voie d'entrée et la présence de C<sub>3</sub>A dans les cendres volantes forme le sel de Friedel [122].

Par ailleurs, l'emploi de superplastifiants dans les BGR a également montré des résultats positifs sur la prévention de la pénétration des ions chlore. En effet, le superplastifiant à base de polymère polycarboxylique s'est avéré plus efficace car il réduisait la pénétration de 18,1% tandis que son homologue à base de polymère lignosulfonate réduisait la pénétration à 2,5% [107].

#### **1.3.4. Perméabilité à l'eau**

La perméabilité est le processus d'écoulement de matières étrangères à travers les pores du béton et également par diffusion et sorption. Elle peut être mesurée en utilisant divers paramètres tels que la perméabilité à l'eau, la perméabilité à l'oxygène, l'absorption d'eau capillaire et la perméabilité à l'air [123]. La profondeur de pénétration d'eau sous pression est considérée comme un paramètre indirect lié à la durabilité. Les matériaux ayant des profondeurs de pénétration plus faibles sont considérés comme plus durables [124].

Il a été observé que la perméabilité du BGR est supérieure à celle du béton conventionnel et qu'elle augmente avec l'augmentation de la teneur en GR et du rapport E/C et de l'âge [125-128], en raison de la présence d'une pression d'osmose plus élevée, d'un mortier poreux adhérent et d'une capacité d'absorption d'eau plus élevée du GR [98, 125, 128, 129].

Le tableau 1.2 illustre les variations de la profondeur de pénétration de l'eau des BAPs à différents pourcentages de GR, les approches de mélange et l'âge du béton pendant 28, 56 et 90 jours [88].



Tableau 1.2. Profondeurs de pénétration d'eau des BAPs avec différents pourcentages de GR, en utilisant NMA, TSMA et TSMA<sub>sfc</sub> [88].

Méthode de malaxage		NMA			TSMA			TSMA <sub>sfc</sub>		
Jours		28	56	90	28	56	90	28	56	90
% of RCA	0	4.6	4.9	5.3	4.4	4.7	5.1	4.1	4.3	5.0
	20	5.0	5.6	5.9	4.7	5.2	5.6	4.3	4.5	5.4
	40	5.3	5.8	6.4	4.9	5.5	5.9	4.5	4.8	5.7
	60	5.4	6.3	6.8	5.2	5.8	6.5	4.6	5.1	6.2
	100	5.8	6.5	7.4	5.3	6.0	6.7	4.8	5.3	6.4

D'après les résultats présentés dans le tableau 1.2, il est à noter que la profondeur de pénétration de l'eau du BAP augmente avec l'augmentation du pourcentage de GR et de l'âge, en raison de l'ancienne pâte de mortier poreux fixée à la surface du GN. Le tableau 1.2 illustre également que l'approche de mélange modifiée (TSMA<sub>sfc</sub>) est efficace pour réduire les profondeurs de pénétration de l'eau du BAP parmi les trois approches de mélange. Certes, la profondeur de pénétration de l'eau du BAP à 100% GR est de 26%, 20% et 17% supérieure à celle du BAP préparé avec NMA, TSMA et TSMA<sub>sfc</sub>, respectivement [88].

En fait; la perméabilité à l'eau d'un BAP contenant 50% de GR était supérieure à celle d'un BAP témoin de 7,4 % et 8,3 % aux âges de cure de 28 et 56 jours, respectivement. Pour un BAP à 100% de GR a entraîné une augmentation de la profondeur de perméabilité à l'eau de 29,6 % et 20,8 % à 28 et 56 jours, respectivement, par rapport au BAP témoin [111]. La figure 1.30 confirme les constatations illustrées précédemment.

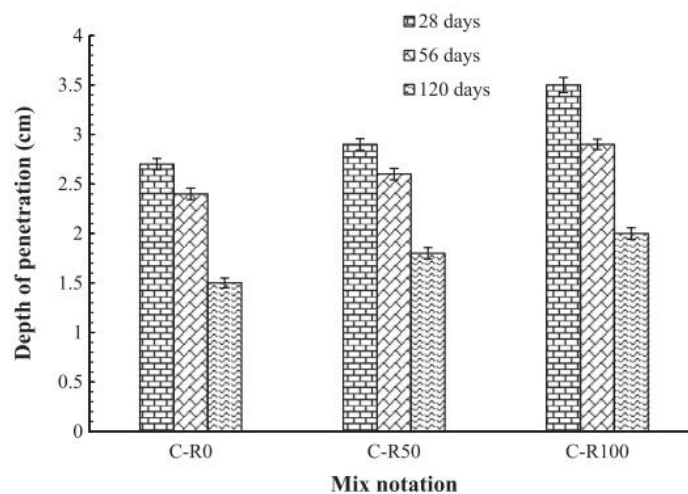


Figure 1.30. Variation de la profondeur de pénétration d'eau des BAPs [111].

Par ailleurs, la perméabilité à l'eau des BGR peut être efficacement réduite par l'ajout de matériau pouzzolanique, tel que les cendres volantes et la fumée de silice. Dans certains cas, la perméabilité à l'eau des BGR a été observée comme étant inférieure à celle du béton ordinaire [98, 103, 118]. Ce phénomène est observé en raison des fines particules de cendres volantes qui affine par conséquent la distribution de la taille des pores de béton [130].

### 1.3.5. Absorption capillaire

Certaines études ont montré que l'absorption d'eau de gros et fins granulats recyclés varie entre 3 à 12 % en fonction de type du béton d'origine [28, 131]. Bravo et al. [132] ont constaté que l'absorption d'eau par capillarité des différents mélanges se produit plus rapidement dans les premières heures de contact du béton avec de l'eau, comme l'illustre la figure 1.31.

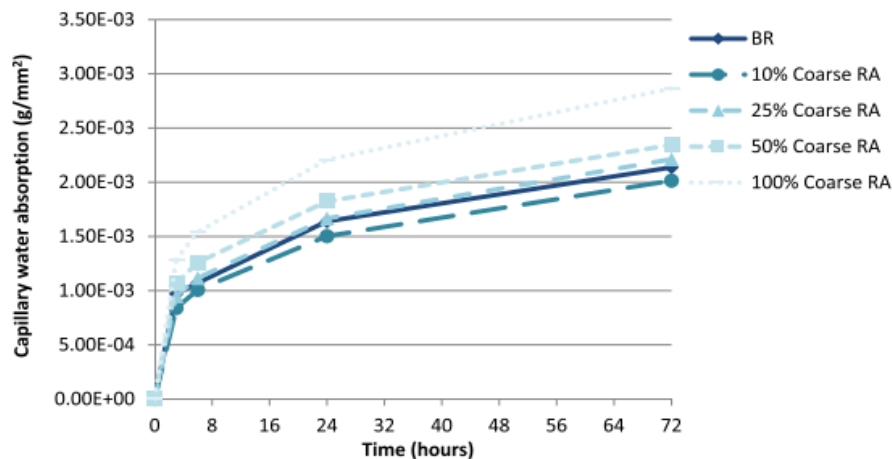


Figure 1.31. Absorption d'eau par capillarité des béton à base de GR [132].

A partir de divers travaux de recherche, il a été constaté que l'absorption d'eau du BGR est nettement supérieure à celle du BGN [98, 110, 133, 134]. L'absorption d'eau du BGR dépend également de la quantité de mortier collé et du taux de substitution du GR.

L'absorption d'eau augmente considérablement au fur et à mesure que la taille des granulats grossiers recyclés diminue [132, 135]. Kwan et al. [136] ont observé que l'absorption d'eau est presque égale pour des taux de remplacement de GR compris entre 15 % et 30 %. Cependant, l'absorption d'eau augmente proportionnellement avec l'augmentation des pourcentages de GR [110, 137], comme le montre la figure 1.32.

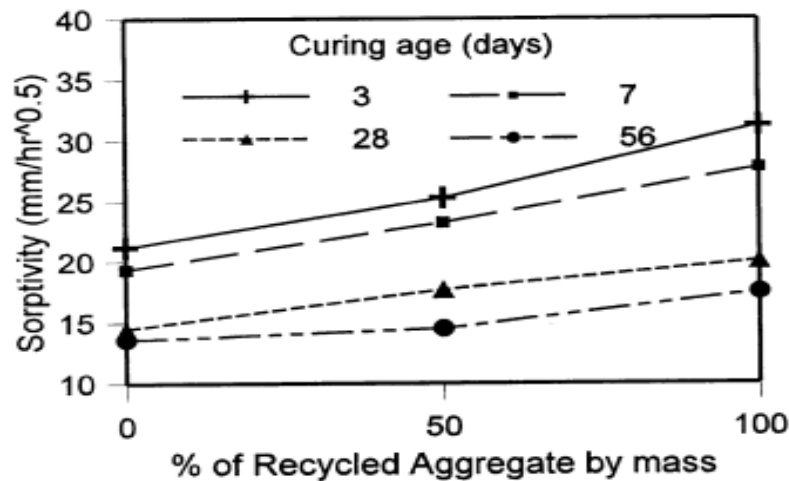
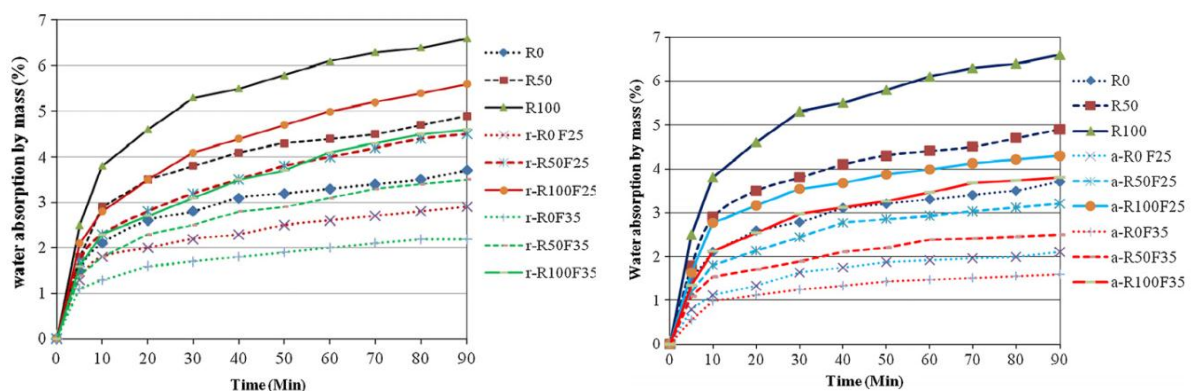


Figure 1.32. Sorptivité d'eau des bétons à base de granulats recyclés [18].

Tuyan et al. [47] ont constaté qu'une perte de performance a été liée à l'incorporation de GR dans le BAP. Cependant, Pereira-de-Oliveira et al. [44] ont constaté que l'incorporation de GR n'affectait pas significativement l'absorption d'eau capillaire. Une diminution d'environ 12% a été observée pour un BAP contenant 100 % de GR. Cette diminution est justifiée par le volume important de pâte de ciment du BAP. Cette pâte fonctionne bien comme matériau de remplissage pour renforcer la structure interne de la matrice de BAP [44].

Kou et Poon [98] ont observé que l'absorption d'eau du BGR était nettement supérieure à celle du BGN (Figure 1.33). De plus, l'utilisation de cendres volantes en remplacement partiel du ciment et un ajout de ciment ont diminué l'absorption d'eau des BGR et BGN. La plus forte diminution de l'absorption d'eau pour les mélanges de béton préparés avec des cendres volantes a été attribuée aux effets pouzzolaniques des cendres volantes. En outre, l'absorption d'eau a diminué avec une diminution du rapport E/L (L = ciment + cendres volantes).



Série I : ciment + cendres volantes = 410 kg/m<sup>3</sup>,

Série II : ciment + cendres volantes = 553 kg/m<sup>3</sup>

Figure 1.33. Absorption d'eau capillaire des deux séries de bétons [98].

### **1.3.6. Attaques par les sulfates**

Parthiban et al. [138] ont observé que le pourcentage de réduction du poids des échantillons exposés au sulfate de sodium ou de magnésium (5 % Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et 5 % MgSO<sub>4</sub>) augmente avec l'augmentation du GR. Le pourcentage de réduction du poids des éprouvettes exposées au sulfate de sodium était de 0,68, 0,90, 1,63, 2,25 et 3,13% pour un taux de remplacement de 0, 25, 50, 75 et 100% de GR, respectivement, alors que dans le cas d'une exposition au sulfate de magnésium, cette réduction était de 2,37, 3,00, 4,10, 4,96 et 6,34%.

Plusieurs de travaux de recherches [106, 139, 140] ont prouvé que l'incorporation des ajouts minéraux (cendres volantes, fumée de silice, laitier de haut fourneau, ...) dans les BGR améliore la durabilité de ces bétons dans un environnement agressif.

En général, la perte de résistance et de la masse augmentent au fur et à mesure que le pourcentage de GR croît, en d'autres termes, le BGR présente une faible résistance aux attaques sulfates [141].

L'expansion du béton se produit en raison de la sulfate de calcium formée suite de la réaction chimique de l'hydroxyde de calcium et du sulfate et en raison de l'ettringite qui conduit à la formation de fissures entraînant une rupture [103, 142]. Limbachiya et al. [143] ont rapporté que le BGR (à un taux de GR élevé) présentait une résistance plus faible à l'attaque des sulfates. Cependant, Boudali et al. [144] ont observé que les BAPs contenant du granulats recyclés (fin et grossier à la fois) ont présenté une bonne résistance aux sulfates.

### **1.3.7. Attaques par les acides**

L'attaque du béton par les acides comprend un ensemble de processus complexes qui entraînent une réduction des propriétés mécaniques du matériau, telles que la résistance à la compression. Tout comme les granulats calcaires, le béton est un matériau basique (son pH est supérieur à 12,5) susceptible d'être attaqué par les acides [145]. Les attaques par les acides se font principalement suivant un mécanisme de dissolution. Le phénomène de dissolution peut être accompagné de la précipitation du sel formé lors de la réaction :

Divers paramètres peuvent être utilisés pour mesurer les dégradations [145] :

- la réduction de volume,
- la perte de poids,
- la baisse de résistance en compression,
- le changement de pH de la solution de simulation,
- la profondeur de pénétration de l'acide,

Rao et al. [146] ont étudié la résistance à l'acide du BGR contenant de 0%, 50% et 75% GR, en ajoutant des cendres volantes et des fumées de silice fixées à 10% et 20%, respectivement. Ils ont utilisé deux acides (HCl et H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) avec des concentrations variées (3 et 5%). Ils ont observé qu'il y avait une perte de masse variant entre 1,5 et 2,9, pour les éprouvettes conservées dans la solution HCl, tandis que pour les éprouvettes immergées dans la solution H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, cette perte varie entre 1,65 et 3,5.

Pour sa part, Omrane et al. [147] ont étudié la durabilité d'un BAP contenant 0, 50, 75 et 100 % de GR un remplacement partiel du ciment par de la pouzzolane naturelle (PZ). Ils ont observé que la résistance de ces bétons à l'attaque de l'acide sulfurique est améliorée par l'intégration de 15 et 20 % de PZ, avec une perte de masse inférieure à 23 % par rapport à celle du BAP contenant des GN.

D'autre part, Alnahhal et al. [49] ont constaté qu'une perte de résistance (allant jusqu'à 67 %) pour les éprouvettes en BGR exposées à une solution de 3% HCl, alors qu'une perte de résistance (atteignant les 39 %) pour les éprouvettes en BGR contenant 30 % de cendres de cosse de riz.

#### **1.4. Conclusion**

Les résultats extraits de la synthèse bibliographique démontrent que :

1. Les granulats grossiers recyclés (GR) intègrent une ancienne pâte de ciment qui est plus poreuse et plus absorbante. Ils sont moins denses et moins résistants. Ils présentent plusieurs zones de transition interfaciale (ITZ) plus faibles.
2. Le taux de remplacement des GR influence de manière importante les propriétés physico-mécaniques des bétons. En effet, la maniabilité des bétons diminue avec l'augmentation de la teneur en GR. Certes, la résistance à la compression, la résistance à la traction par flexion et le module d'élasticité des bétons à base de granulats recyclés sont inférieures à celle des bétons à base de granulats grossiers naturels (BGN).
3. Pour de faibles pourcentages de GR (< 20%), le retrait du BGR reste également comparable à celle d'un BGN. Cependant, l'augmentation des taux de GR provoque une augmentation considérable du retrait d'un BGR (allant jusqu'à 80 %).
4. Des dégradations dans des milieux agressifs ne seront effectivement à redouter pour un béton à base de GR. Cette la performance de ces bétons diminue au fur et à mesure que le taux de GR augmente.

---

## **Chapitre 02 : Matériaux utilisés et procédures expérimentales**

---

## Chapitre 02: Matériaux utilisés et procédures expérimentales

### 2.1. Introduction

Ce travail expérimental a été réalisé au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie).

Dans ce chapitre, on s'intéresse tout d'abord à la présentation des principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la composition des différents bétons autoplaçants (BAP). La campagne expérimentale a été menée à deux phases: caractérisation mécanique et durabilité des bétons autoplaçants à base de granulats grossiers recyclés.

Dans une première phase, nous présentons la caractérisation mécanique des bétons autoplaçants qui est d'une importance cruciale puisque les propriétés mécaniques impactent directement le comportement de ces bétons à long terme (retrait et durabilité). Ainsi, notre choix s'est porté sur la confection des bétons autoplaçants nommés BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, contenant respectivement 0% GR, 50%GR, 100%GR et 100% GRsec.

Nous présentons dans la seconde phase, les différents types d'essais permettant d'évaluer la performance de ces bétons vis-à-vis de quelques indicateurs de durabilité (perméabilité à l'eau liquide, attaques par les acides, attaques par les sulfates et pénétration des ions chlore).

### 2.2. Matériaux utilisés

#### 2.2.1. Ciment

Le ciment utilisé est un ciment Portland au calcaire (*CEM II/B-L 42.5 N*) produit par la cimenterie de M'Silla (*Lafarge*) dont l'ajout est le calcaire, avec une masse volumique de  $3100 \text{ kg/m}^3$  et une surface spécifique entre  $3800 \text{ cm}^2/\text{g}$ . Sa résistance à la compression à 28 jours est supérieure à  $42.5 \text{ MPa}$ . Ses caractéristiques chimiques et minéralogiques sont indiquées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1. Composition chimique et minéralogique du ciment utilisé.

Composition chimique (%)								
SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PAF
16.84	4.2	2.85	61.01	1.42	2.27	0.57	0.11	8
Composition minéralogique (%)								
C <sub>3</sub> S		C <sub>2</sub> S		C <sub>3</sub> A		C <sub>4</sub> AF		
61.83		17.92		7.82		11.96		

### 2.2.2. Fillers calcaires

Les fillers calcaires sont issus du gisement *d'El-Khroub* qui occupe la partie sud-ouest du massif *Oum Settas* au nord-est de *Constantine*. Le filler calcaire est constitué de calcaire d'origine biochimique néritique, caractérisé par une grande pureté chimique et d'une blancheur élevée (Tableaux 2.2 et 2.3). Il a une classe granulométrique inférieure à 80 µm, une masse volumique de 2700 kg/m<sup>3</sup> et une surface spécifique Blaine de 5350 cm<sup>2</sup>/g.

Tableau 2.2. Caractéristiques chimiques de filler calcaire

Eléments	Teneur %
CaO	55.78
SiO <sub>2</sub>	0.01
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.01
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.01
Na <sub>2</sub> O	0.01
K <sub>2</sub> O	0.01
MgO	0.17
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.008
TiO <sub>2</sub>	0.009
PAF	43

Tableau 2.3. Caractéristique physique de filler calcaire

Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	2.70
Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	1.11
Surface spécifique (cm <sup>2</sup> /g)	5350
Ph	9

### 2.2.3. Superplastifiant

Le superplastifiant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau dit "**TEMPO 12**", conforme à la norme NF EN934-2 [148], fabriqué par SIKA.



**TEMPO 12** est un superplastifiant/haut réducteur d'eau polyvalente de nouvelle génération non chloré à base de copolymère acrylique (Tableau 2.4). Il a été utilisé avec un pourcentage de 0.7 % du poids de ciment.

Tableau 2.4. Caractéristiques physique de TEMPO 12.

Forme	Liquide
Couleur	Brun clair
PH	4.5 à 6.5
Densité	1.06 ± 0.01
Teneur en chlore	≤ 0.1 %
Extrait sec	28 à 31 %

#### 2.2.4. Granulat fin (Sable)

Le sable utilisé est un sable très dur (sable d'oued), ayant une densité de 2,62, un module de finesse de 2,7 et un facteur équivalent sable de 89 %.

#### 2.2.5. Granulats grossiers

Deux types de granulats grossiers ont été utilisés, un granulat grossier naturel (GN) et un granulat grossier recyclé (GR). Le GN provient de la carrière d'Ain N'Sour (Ain Defla), d'origine calcaire et de dimensions 4/12.5.

Le béton parent préparé en laboratoire à partir d'un béton ordinaire (BO) avec E/C = 0,5, qui a été fabriqué avec des GN calcaires et du ciment Portland CEM II/B-L 42,5N. Le béton ordinaire avait une résistance à la compression de 40 MPa à 28 jours. Les GR (Figure 2.1) ont été obtenus par concassage des gravats en BO dans un concasseur à mâchoires (Figure 2.2). Les courbes granulométriques du sable et des deux types de granulats (GN et GR) sont représentées dans la figure 2.3.



Figure 2.1. Granulats recyclés



Figure 2.2. Concasseur à mâchoire.

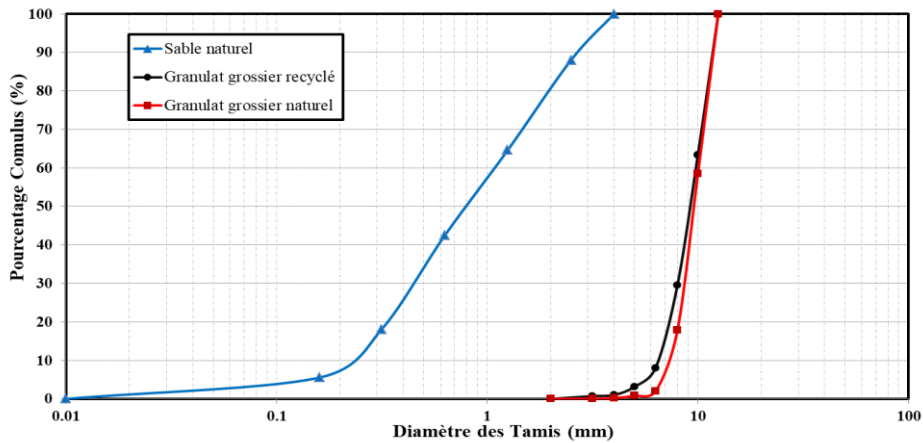


Figure 2.3. Analyse granulométrique des granulats

Des essais de caractérisation ont été effectués sur les granulates grossiers recyclés et les résultats sont récapitulés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5. Caractéristiques des granulates utilisés.

	Sable	GN	GR
Equivalent de sable	89	/	/
Module de finesse	2.7	/	/
Masse volumique apparente (kg/m <sup>3</sup> )	1640	1411	1236
Masse volumique absolue (kg/m <sup>3</sup> )	2633	2718	2431
Absorption d'eau (%)	1.59	1.0	6.25
Coefficient de Los Angeles (%)	/	24	35
Coefficient Micro Deval (%)	/	4	15
Coefficient de fragmentation dynamique(%)	/	19	25

Par ailleurs, les propriétés du GR sont également liées à la teneur en mortier attaché. Il est donc important de mesurer cette teneur. Selon la littérature, plusieurs techniques sont proposées pour évaluer la teneur en mortier ou en pâte de ciment adhérente [149, 150]. Les deux méthodes les plus utilisés sont:

**- Méthode de la dissolution dans l'acide.**

Une quantité 100 g de GR a été immergée dans une solution d'acide chlorhydrique (HCl) à une concentration de 10 % (en volume) pendant 8 h (Figure 2.4). Ensuite, l'échantillon a été lavé à nouveau avec de l'eau pour éliminer les particules libres et séché dans

un four à une température de 105 °C pendant 24 h. Finalement, la teneur en mortiers attaché a été facilement détachée à l'aide d'un marteau en caoutchouc ou une brosse métallique.



Figure 2.4. Méthode de la dissolution dans l'acide Chloridrique.

#### - Méthode de l'expansion thermique

L'échantillon est immergé dans l'eau pendant 2 h pour une pré-saturation. Puis, l'échantillon est séché dans un four à une température de 500 °C pendant 2 h (Figure 2.5). Ensuite, l'échantillon est immédiatement immergé dans de l'eau froide. Ce refroidissement brusque provoque des chocs thermiques qui permettront de faire décoller le mortier résiduel. En fait, une faible teneur en mortier attaché reste généralement attachée, ce dernier est détaché à l'aide d'un marteau en caoutchouc.



Figure 2.5. Méthode de l'expansion thermique.

Les résultats des deux essais ont donné des valeurs de 45 % et 32 % pour la méthode chimique et pour la méthode thermique, respectivement (tableau 2.6). Ces résultats démontrent la différence notable entre des deux méthodes.

Le tableau 2.6 récapitule la teneur en mortier attaché déterminée par les deux méthodes.

Tableau 2.6. Teneur en mortier attaché des granulats grossiers recyclés

Méthode	Chimique	Thermique
Quantité de mortier attaché (%)	45	32

### 2.3. Formulation des bétons autoplaçants

La formulation des bétons autoplaçants est basée sur la Méthode japonaise [151, 152]. En fait le choix du rapport eau/liant ainsi que le rapport superplastifiant/liant est en relation avec des valeurs de l'étalement au cône d'Abrams et du temps d'écoulement au V-Funnel.

Quatre types de bétons autoplaçants (BAP) ont été confectionnés: un BAP à base de granulats grossiers naturels (**BAPGN**), un BAP avec 50% GR (**BAPGR-50**), un BAP avec 100% de GR (**BAPGR-100**) et un **BAPGR-100s**. Tous les quatre mélanges ont un rapport eau/liant égal à 0,4.

Il est à noter que pour les deux mélanges (**BAPGR-50** et **BAPGR-100**), le GR a été immergé dans l'eau pendant 24 h. Par la suite, le GR a été essuyé avec un chiffon pour obtenir le GR avec une surface sèche saturée (SSS) comme le recommande Etxeberria et al. [153], Pickel et al. [154] et Ferreira et al. [155]. En fait, la pré-saturation du GR devrait être considérée comme une alternative pour améliorer le comportement des mélanges de BAP-GR, selon Gonzalez-Taboada et al. [156]. Pour le mélange **BAPGR-100s**, le GR a été utilisé à l'état sec. Afin de compenser l'eau absorbée par le GR lors du malaxage, une addition d'eau correspondant à 80% de quantité absorbée par GR a été ajoutée dans le malaxeur, simultanément à l'incorporation des constituants restants, comme le recommande De Pauw et al. [157].

Le tableau 2.7 récapitule les compositions des différents mélanges de BAPs. Le mélange BAP a été conçu conformément à l'EFNARC [158].

Concernant la procédure de mélange de BAP, le granulats grossier recyclé, du sable, du ciment et du filler calcaire ont été ajoutés au malaxeur et malaxés pendant 2 min. La moitié du volume total d'eau a été ajoutée au mélange sec et malaxée pendant 1 min. Après cela, l'eau

restante et le superplastifiant sont ajoutés au malaxeur. Le mélange de béton a été malaxé pendant 2 min et le mélange BAP a ensuite été coulé dans des moules. Les moules ont été stockés à 20 °C et à une humidité de 90 %. Tous les échantillons destinés aux essais mécaniques ont ensuite été démoulés après 24 heures et conservés dans de l'eau à 20°C jusqu'à l'âge de l'essai.

Tableau 2.7. Composition des différents BAPs.

Type de béton	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Filler (kg/m <sup>3</sup> )	GN (kg/m <sup>3</sup> )	GR (kg/m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (ℓ)	SP	E/L
BAPGN	400	120	830	--	780	208	2.8	0.4
BAPGR-50	400	120	415	387	780	208	2.8	0.4
BAPGR-100	400	120	--	775	780	208	2.8	0.4
BAPGR-100s	400	120	--	775	780	208	2.8	0.4

## 2.4. Essai des BAP à l'état frais

### 2.4.1. Essai d'étalement (*Flow test*)

L'essai d'étalement est réalisé avec un cône Abram, selon la norme NF EN 12350-8 [159]. Le diamètre de la galette correspond à la moyenne de deux diamètres mesurés. Les valeurs d'étalement varient entre 600 et 750 mm (Figure 2.6).



Figure 2.6. Essai d'étalement (Flow Test)

### **2.4.2. Essai d'écoulement à l'entonnoir en V (V-Funnel test)**

L'essai consiste à mesurer le temps d'écoulement d'un échantillon de *10 litres* de béton à travers un entonnoir en forme de V, selon la norme EN FN 12350-9 [160]. Cet essai permet de caractériser la viscosité du béton (Figure 2.7).



Figure 2.7. Essai à l'entonnoir en V (V-Funnel test)

### **2.4.3. Essai à la boîte en L (L-Box test)**

Cet essai a pour but de caractériser la mobilité du béton en un milieu confiné, selon la norme NF EN 12350-10 [161]. La partie verticale de la boîte en L est remplie de béton en une seule fois. Après ouverture de la trappe, le béton s'écoule à travers un ferrailage standard qui correspond à des ouvrages très ferrillés (Figure 2.8).



Figure 2.8. Essai à la boîte en L (L-Box test)

#### **2.4.4. Essai de stabilité au tamis**

L'essai vise à qualifier les bétons autoplaçants vis-à-vis du risque de ségrégation, selon la norme NF EN 12350-11 [162]. Il consiste à évaluer le pourcentage en masse de laitance (P laitance) d'un échantillon de béton ( $4,8 \pm 0,2$  kg) passant à travers un tamis de 5 mm (Figure 2.9).

Les critères d'acceptabilité d'une formulation d'un béton autoplaçant sont divisés en trois classes:

- $0\% \leq \% \text{ P laitance} \leq 15\%$  : stabilité satisfaisante.
- $15\% < \% \text{ P laitance} \leq 30\%$  : stabilité critique : essai de ségrégation à réaliser in situ.
- $\% \text{ P laitance} > 30\%$  : stabilité très mauvaise : ségrégation systématique, béton inutilisable.

Le pourcentage en masse de laitance est donné par la formule suivante :

$$P(\%) = \frac{m_2}{m_1} \times 100 \quad (2.1)$$

Où :

$m_1$  : masse du BAP ( $4,8 \pm 0,2$  kg).

$m_2$  : masse de la pâte qui passe le tamis 5mm.



Figure 2.9. Essai stabilité au tamis.

#### **2.4.5. Essai d'écoulement à l'anneau (J-Ring test)**

La sensibilité du mélange au colmatage dans les régions d'armature encombrées a été déterminée en comparant la diffusion dans le test de l'anneau en J à la diffusion dans le test de diffusion de stagnation, selon la norme NF EN 12350-12 [163]. L'essai consiste à faire écouler le béton à partir du cône d'Abrams disposé au centre d'un anneau métallique de 300 mm de diamètre, sur lequel sont soudés des barres d'armature Ø16 à 18 mm (Figure 2.10).



Figure 2.10. Essai à la couronne (J-Ring test)

#### **2.4.6. Rhéométrie des BAPs**

L'évolution de comportement rhéologique des bétons est suivie à l'aide d'un rhéomètre ICAR possédant une géométrie Vane de taille 125x125 mm (Figure 2.11). Cet appareil qui fonctionne à une vitesse de cisaillement contrôlée, mesurant la valeur du couple nécessaire



pour cisailer le béton frais. Le pic obtenu est considéré comme étant le seuil de cisaillement du matériau testé.

Après la mesure de l'étalement et la masse volumique, le BAP est placé dans une cuve de 20 litres.

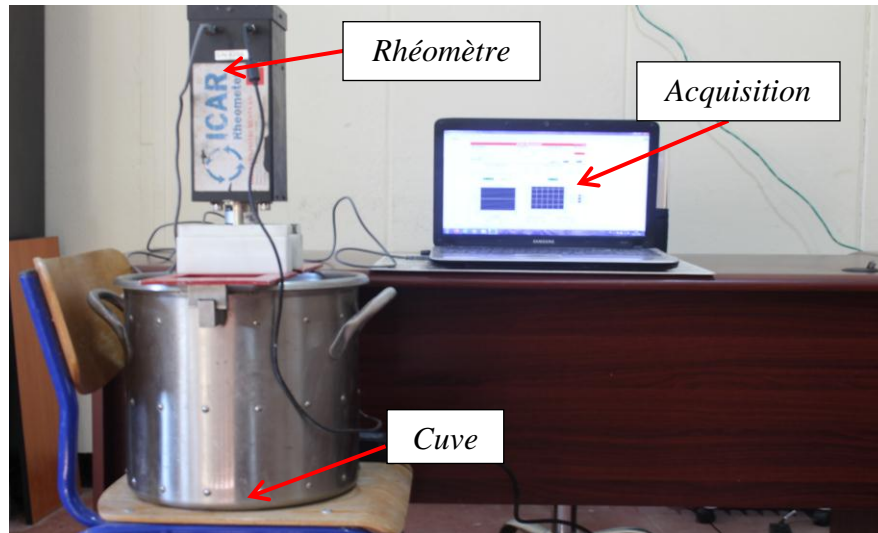


Figure 2.11. Rhéomètre ICAR.

## 2.5. Essais sur les bétons à l'état durci

### 2.5.1. Essais mécaniques

La résistance à la compression ( $f_c$ ) et la résistance à la traction par flexion ( $f_t$ ) ont été évaluées conformément aux normes EN 12390-3 [164] et EN 12390-5 [165], respectivement. L'échantillon cubique 100×100×100mm est utilisé pour mesurer la résistance à la compression et l'échantillon prismatique 70×70×280 mm pour déterminer la résistance à la traction par flexion. Le module d'élasticité ( $E_c$ ) a été évalué au moyen d'un test de compression sur des échantillons cylindriques 150×300 mm (Figure 2.12), à l'aide d'un extensomètre conformément à la norme ASTM C469 [166]. La résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion de chaque mélange BAP ont été testés à 3, 7, 28 et 91 jours. Le module d'élasticité pour chaque mélange BAP a été mesuré à 91 jours. Trois échantillons ont été préparés pour chaque essai, en prenant leur moyenne arithmétique.



Figure 2.12. Mesure du module d'élasticité.

### 2.5.2. Essai d'auscultation statique

L'essai consiste à déterminer la vitesse de propagation d'ondes ultrasoniques à l'intérieur d'une éprouvette en béton (Figure 2.13), en utilisant les éprouvettes cubiques 100x100x100 mm, selon la norme NF EN 12504-4 [167].

La vitesse de propagation du son est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{d}{t} \quad (\text{m/s}) \quad (2.2)$$

d : Distance entre face de l'éprouvette mesurée en mètre (m)

t : temps de propagation d'onde en secondes (s).



Figure 2.13. Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion

### 2.5.3. Mesure du retrait

Le retrait total des différents mélanges de BAPs a été mesuré, selon la norme ASTM C596 [168], en utilisant des échantillons de 100×100×400 mm. Chaque échantillon a été équipé de deux plots en cuivre espacés de 300 mm. Pour éviter l'évaporation de l'eau, tous les spécimens ont été recouverts de toile de jute humide et stockés à une température de 20 °C et une humidité relative de 90 % après coulage. Ainsi, pour éviter l'effet de bord et empêcher l'échange hydrique avec le milieu extérieur, les échantillons sont recouverts d'une fine couche d'asphalte qui est entourée d'un ruban aux deux extrémités. Après démoulage, la longueur initiale de chaque échantillon BAP a été enregistrée à l'aide d'un comparateur digital.

Lors des mesures de retrait, les échantillons de béton ont été conservés dans des étuves à différentes températures (20 °C, 35 °C et 50 °C) et 50% d'humidité relative (Figure 2.14). La variation de longueur linéaire ( $l_i$ ) de chaque spécimen a été enregistrée avec un comparateur numérique sur quatre périodes successives : toutes les heures pendant deux première semaines; deux fois par jour pendant troisième et quatrième semaines; une fois par jour pendant le deuxième et le troisième mois ; une fois et une fois par mois pendant les trois dernier mois [169].

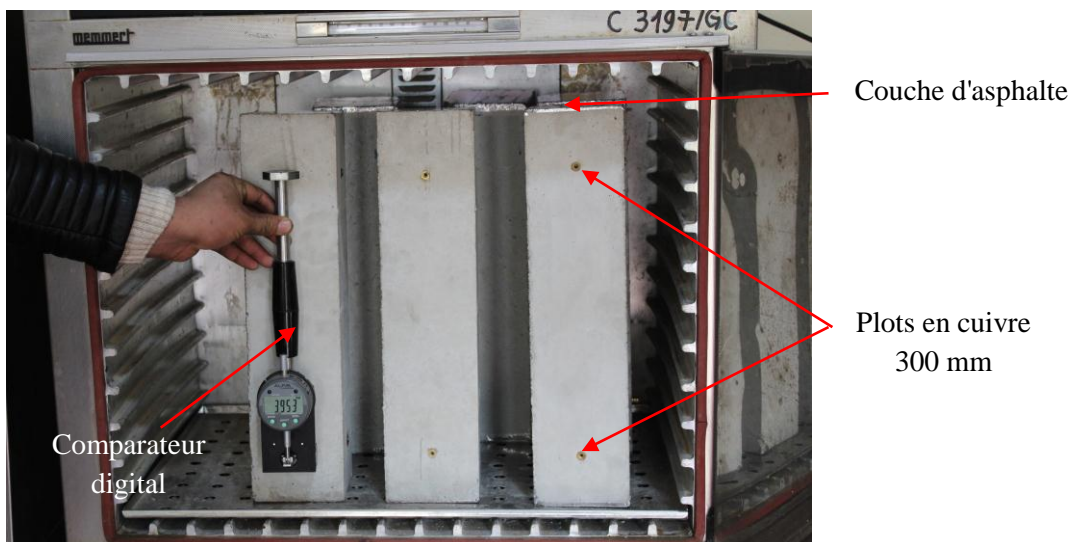


Figure 2.14. Conservation des éprouvettes dans une étuve

La déformation de retrait mesurée a été obtenue en divisant la variation de longueur de l'éprouvette (raccourcissement  $\Delta L$ ) par la longueur initiale de l'éprouvette ( $L_0$ ) (Eq. 2.3), et

chaque mesure par mélange BAP a été acquise comme la moyenne arithmétique de deux mesures.

$$\varepsilon(t) = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (2.3)$$

$\varepsilon(t)$  : Déformation de retrait exprimée en  $\mu\text{m}/\text{m}$

$\Delta L$  : variation de longueur exprimée en  $\mu\text{m}$ .

$L_0$  : longueur initiale entre les deux plots en cuivre ( $L_0 = 300\text{mm}$ ).

#### 2.5.4. Microstructure de différents BAPs

La microstructure des différents mélanges de BAPs a été examinée par diffraction des rayons (EDS) et microscopie électronique à balayage (MEB). En effet, le MEB visualise les pores, les microfissures, les produits d'hydratation et les différentes ITZ, conformément à la norme ASTM C1723 [170]. L'EDS apporte une connaissance détaillée sur la composition chimique du ciment après hydratation, conformément à la norme ASTM C1365 [171]. Un échantillon cylindrique 20×25 mm est utilisé pour la procédure d'essai (Figure 2.15). Tout d'abord, le spécimen a été nettoyé avec de l'acétone puis séché pour permettre une netteté parfaite avec un fort grossissement. Une fois nettoyé et séché, le spécimen est prêt à être monté sur la lame et placé dans la chambre d'observation avec un grossissement allant de 50x à 20,000x et la possibilité de rotation ( $n \times 360^\circ$ ).

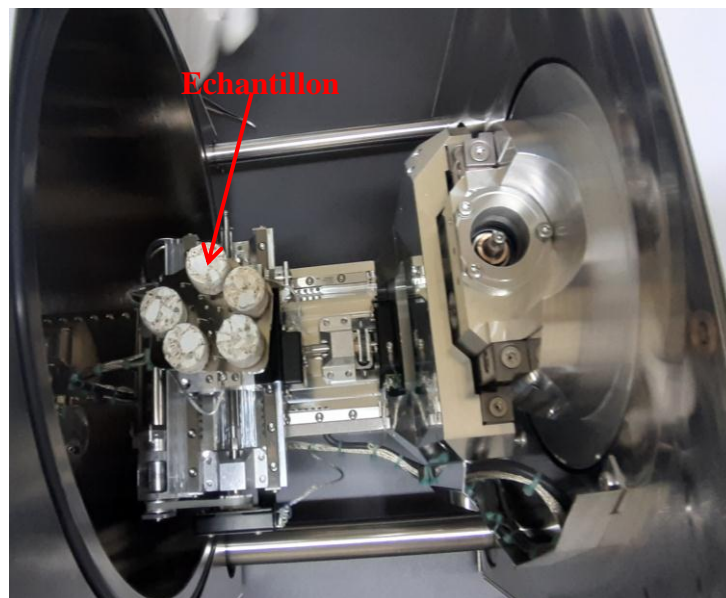


Figure 2.15. Échantillons de BAP dans la chambre d'observation du MEB

## 2.6. Durabilité

La caractérisation des bétons autoplaçants à base de granulats grossiers recyclés d'un point de vue durabilité, en effectuant les essais de l'absorption par immersion et capillarité, perméabilité à l'eau, pénétration aux ions chlore, attaques par les sulfates et attaques par les acides, représente le deuxième volet de cette thèse.

### 2.6.1. Absorption capillaire

L'essai consiste à mesurer la masse d'eau absorbée d'une éprouvette prismatique 70x70x280 mm, selon la norme ASTM C1585-04 [172]. Le principe est de placer une face d'about de l'échantillon au contact d'une nappe d'eau à 5 mm de profondeur maintenue à niveau constant (Figure 2.16) et de mesurer les gains de poids de l'échantillon à des intervalles de temps défini. Les faces latérales sont préalablement imperméabilisées par une couche de résine (paraffine ou un ruban plastique adhésive) qui force l'eau à adopter un cheminement uni-axial, et évité l'évaporation par ces mêmes faces.

Le coefficient de sorptivité " $S$ " ( $g/cm^2.s^{-0.5}$ ) est défini par l'équation suivante :

$$S = \frac{(Q/A)}{\sqrt{t}} \quad (2.4)$$

Q : quantité d'eau absorbée (g),

A : section de l'éprouvette en contact avec l'eau ( $A = 49 \text{ cm}^2$ ),

t : temps (s),

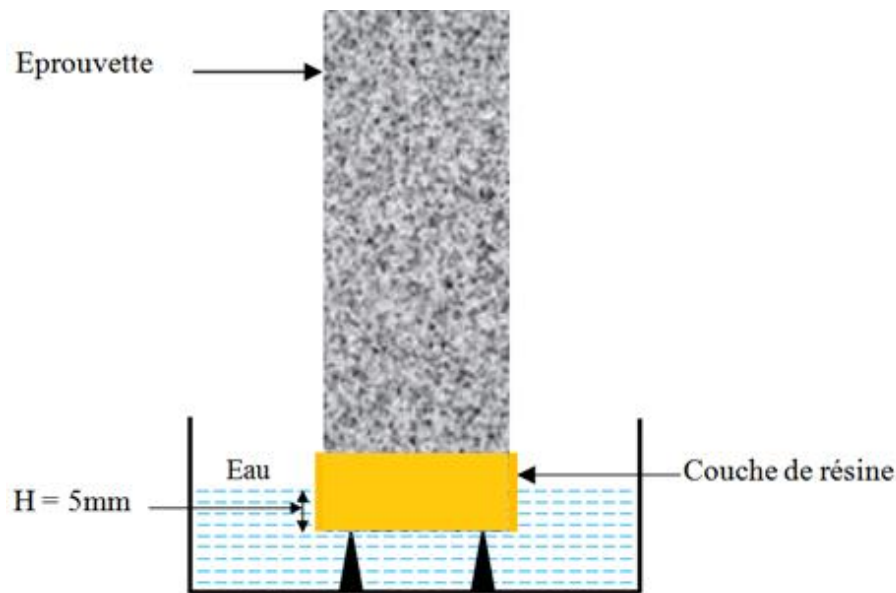


Figure 2.16. Essai d'absorption d'eau par capillarité.

### 2.6.2 Absorption par immersion

L'absorption d'eau par immersion d'un béton est déterminée, selon la norme ASTM C642 [173]. La quantité d'eau absorbée par une éprouvette de béton (70x70x280 mm) représente la capacité d'absorption de masse du béton, mesurée par son absorption d'eau par immersion. Le test a été effectué à 28 et 90 jours d'âge. Les spécimens ont été séché dans une étuve à 105 °C et de les peser jusqu'à ce qu'elles atteignent un poids constant. Ensuite, les éprouvettes sont immergées complètement dans un bac d'eau à 20 °C ± 2 °C pendant 24 heures jusqu'à saturation du matériau (Figure 2.17).

L'absorption d'eau par immersion (W) est donnée par l'équation suivante:

$$W(\%) = \frac{M_{wd} - M_s}{M_s} \times 100 \quad (2.5)$$

$M_{wd}$  : masse de l'éprouvette après d'immersion dans l'eau;

$M_s$  : masse de l'éprouvette après séchage à l'étuve.



Figure 2.17. Essai d'absorption par immersion.

### 2.6.3. Perméabilité aux ions chlore

La diffusion des ions chlore dans le béton est déterminée par la méthode de pénétrabilité selon la norme ASTM C1202 [174]. L'essai est effectué sur des spécimens cylindriques de 100 mm de diamètre et 50 mm de hauteur à l'âge de 28 et 91 jours. Avant chaque essai, les éprouvettes sont précédemment saturées dans l'eau à 20 °C, ensuite recouverte de peinture imperméable afin d'orienter la distribution des ions chlore dans une seule direction.

Les échantillons cylindriques de béton sont placés au centre d'une cellule constituée de deux compartiments, l'une de ses faces est au contact avec une solution de chlorure de sodium (3 % de NaCl soit 30 g/l) et l'autre face de l'échantillon est au contact avec une solution d'hydroxyde de sodium (0.3N NaOH soit 12 g/l) (Figure 2.18).

La charge électrique Q (coulomb) qui traverse l'échantillon de béton est calculée au terme de l'essai pendant 6 heures. La charge totale passante en coulomb indique le niveau de résistance à la pénétration des ions chlores (tableau 2.8).

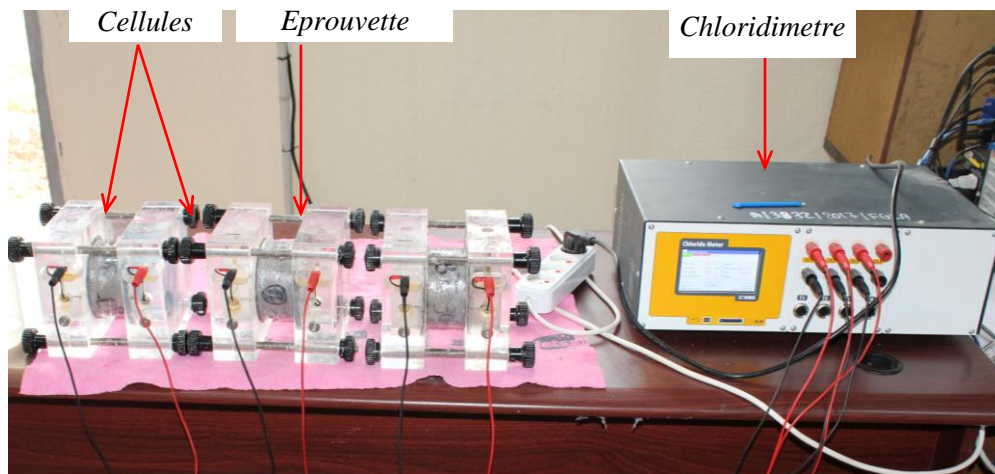


Figure 2.18. Essai de perméabilité aux ions chlore [174].

Tableau 2.8. Niveaux de perméabilité en fonction de la charge [174].

.Charge passante (coulomb)	Pénétrabilité aux ions chlore
> 4000	Elevée
2000 - 4000	Modérée
1000 - 2000	Faible
100 - 1000	Très faible
< 100	Négligeable

#### 2.6.4. Perméabilité à l'eau

L'essai de perméabilité permet de mesurer la profondeur de pénétration d'eau sous pression qui traverse l'échantillon cylindrique de béton (150x150mm) (Figure 2.19), pendant

72 heures, selon la procédure NF EN 12390-8 [175]. Le tableau 2.9 donne les valeurs d'échelle de classement de la perméabilité à l'eau du béton.



Figure 2.19. Essai de Perméabilité à l'eau liquide.

Tableau 2.9. Valeurs limites de l'essai de perméabilité à l'eau [176].

Pénétration d'eau (mm)	Perméabilité à l'eau
< 30	Faible
30 - 60	Moyenne
> 60	Elevée

### 2.6.5. Attaque du béton par les sulfates

L'attaque sulfatique externe est la pathologie la plus courante et dangereuse dont souffre le béton. L'essai consiste à placer des éprouvettes prismatiques (70×70×280 mm) dans une solution de 5 % de sulfate de magnésium et sulfate de sodium ( $MgSO_4$ ,  $Na_2SO_4$ ), selon la norme ASTM C-1012 [177].

L'expansion de l'échantillon a été mesurée durant une période d'immersion de 365 jours, en utilisant un comparateur (Figure 2.20). Les bacs de conservation sont couverts et conservés à 20 °C, afin d'éviter toute évaporation (Figure 2.21).





Figure 2.20. Mesure de l'expansion.

### 2.6.6. Attaque du béton par les acides

L'essai consiste à placer des éprouvettes cubiques (100×100×100 mm) dans une solution de 3% de H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et 1% HCl (Figure 2.21), selon la norme ASTM C 267 [178].

La résistance chimique est évaluée par la mesure de la perte de masse de l'éprouvette selon la formule suivante :

$$\text{Perte de masse (\%)} = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100 \quad (2.6)$$

Où :

M<sub>1</sub> : masse de l'éprouvette avant immersion en (g) ;

M<sub>2</sub> : masse de l'éprouvette après immersion en (g).



Figure 2.21. Conservation des éprouvettes dans les solutions agressives.

---

## **Chapitre 03 : Propriétés physico-mécaniques des bétons autoplaçants**

---

## Chapitre 03 : Propriétés physico-mécaniques des bétons autoplaçants

### 3.1. Introduction

Ce chapitre commence par l'analyse des propriétés à l'état frais des bétons autoplaçants. Ces propriétés comprennent la masse volumique, l'étalement, la vitesse d'écoulement (V-Funnel et  $T_{500}$ ), la boîte L-BOX, et la stabilité au tamis. Ces propriétés sont essentielles pour assurer une bonne maniabilité et une mise en place efficace du béton sur le site de construction. L'analyse de ces propriétés permettra de comprendre comment les granulats grossiers recyclés (GR) influencent le comportement du béton autoplaçant à l'état frais.

En deuxième phase, on analyse les propriétés physico-mécaniques des bétons autoplaçants à l'état durci. On examine également la microstructure des différents BAPs analysés par MEB et EDS.

### 3.2. Propriétés des BAP à l'état frais

#### 3.2.1. Masse volumique

La figure 3.1 présente l'évolution de la masse volumique des BAPs à l'état frais en fonction du taux de granulats grossiers recyclés (GR).

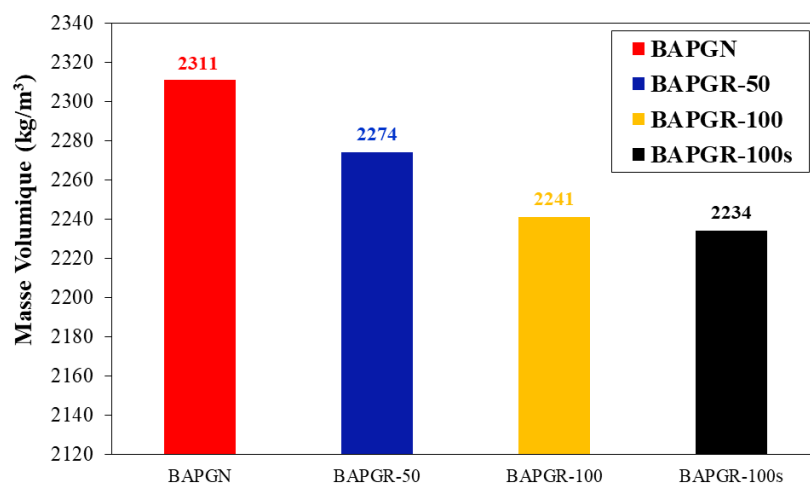


Figure 3.1. Masse volumique des BAP frais en fonction de GR.

D'après la figure 3.1, on observe une diminution progressive de la masse volumique des BAPs au fur et à mesure que le taux de GR augmente. On note une masse volumique de  $2311 \text{ kg/m}^3$ ,  $2274 \text{ kg/m}^3$ ,  $2241 \text{ kg/m}^3$  et  $2234 \text{ kg/m}^3$  pour BAP-GN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement. Les BAPs à base de GR (BAPGR-50 et BAPGR-100) possèdent légère baisse de masse volumique par rapport à celle du BAPGN.

Cette réduction de masse volumique est due essentiellement à la faible densité des GR. En fait, les GR possèdent le mortier attaché, qui plus poreux, moins denses et plus absorbant que celle des granulats grossiers naturels (GN) [179].

### 3.2.2. Rhéologie

Les résultats de la rhéologie des différents BAPs sont illustrés dans les figures 3.2 à 3.6. Les propriétés à l'état frais des bétons autoplaçants sont conformes aux normes requises. En ce qui concerne l'étalement, les mélanges BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s appartenait à la classe d'étalement SF2, avec un étalement entre 660 mm et 750 mm, comme le montre la figure 3.2.

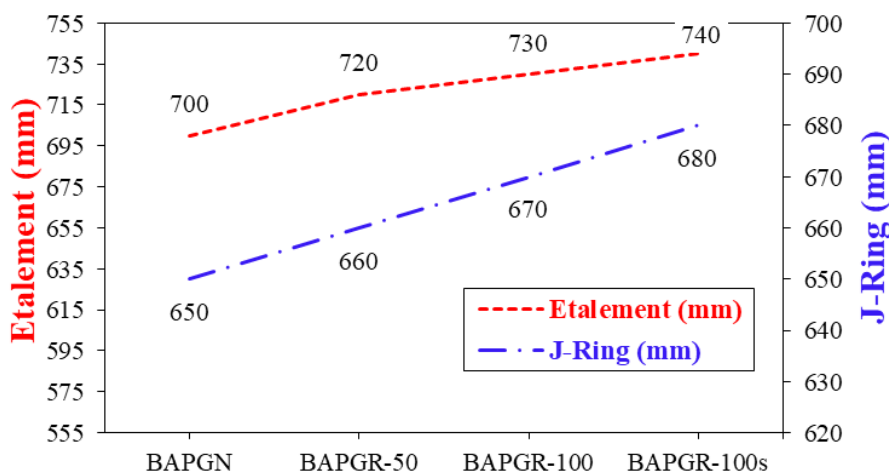


Figure 3.2. Résultats des tests d'étalement et de J-Ring.

Le temps d'écoulement  $T_{500}$  de tous les BAPs était inférieur à la limite maximale tolérée de 5 secondes, comme l'indique la figure 3.3. De plus, le temps d'écoulement de l'entonnoir en V (V-Funnel) reste inférieur à 15 s, ce qui correspond à la classe VS2 (Figure 3.3).

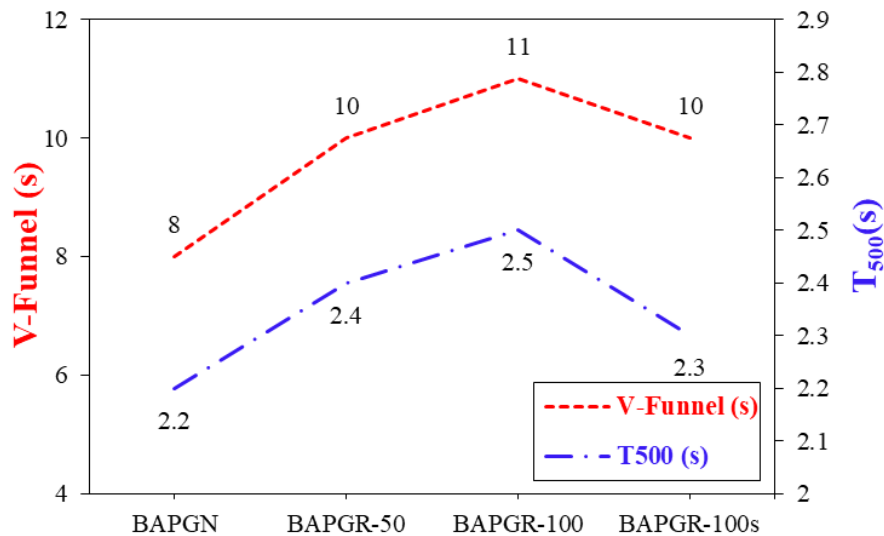


Figure 3.3. Résultats du test V-Funnel et du temps d'écoulement (T<sub>500</sub>).

Par ailleurs, le risque à la ségrégation des différents BAPs appartenait à la classe SR2 ( $P \leq 15\%$ ), correspondant à une moindre tendance à la ségrégation (Figure 3.4). En outre, les résultats obtenus avec le test L-box sont supérieurs à 80%, conformément à la norme. En effet, les valeurs du rapport ( $H_2/H_1$ ) variant de 0,88 à 0,92, appartiennent à la classe PL2 ( $H_2/H_1 > 0,8$  avec 3 barres) (Figure 3.4).

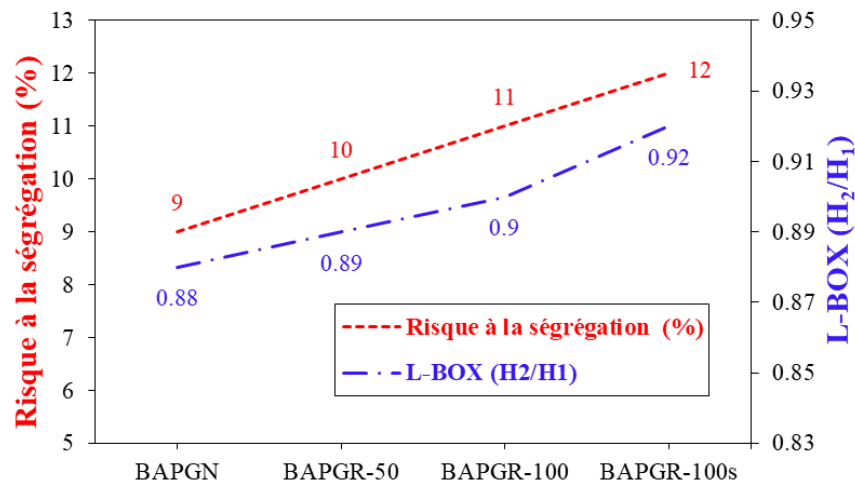


Figure 3.4. Résultats des tests de ségrégation et de la boîte en L.

D'autre part, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent avec l'augmentation du taux de remplacement de GR (Figures 3.5 et 3.6).

En conséquence, tous les différents BAPs à base de GR testés avaient les caractéristiques requises pour un béton autoplaçant. Cependant, l'augmentation du taux de substitution de GR a entraîné une légère diminution des valeurs des paramètres rhéologiques.

Ces légères modifications dans les propriétés rhéologiques sont justifiées par la moindre performance des GR.

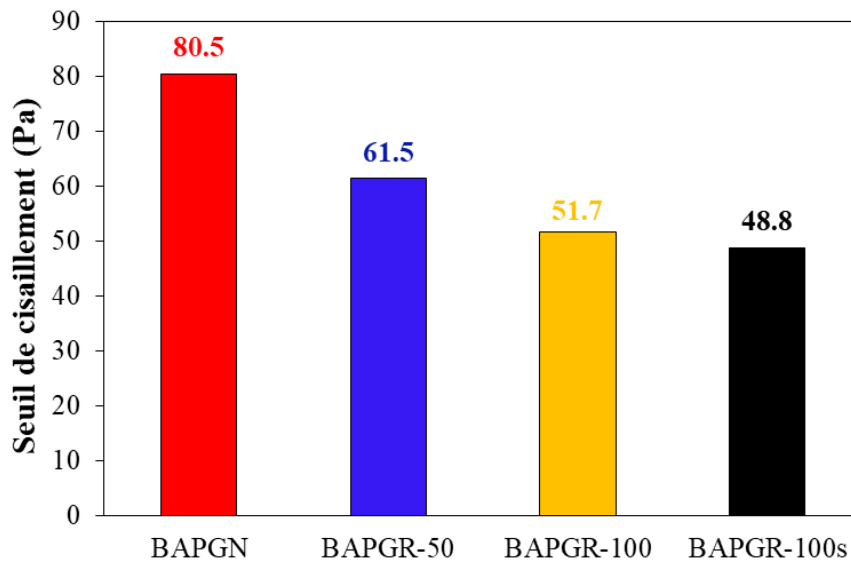


Figure 3.5. Seuil de cisaillements des différents BAPs.

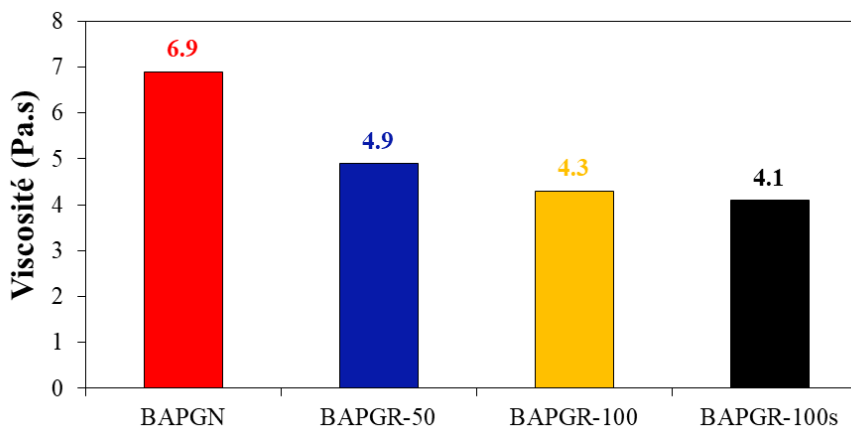


Figure 3.6. Viscosité des BAP des différents BAPs.

### 3.3. Propriétés des BAP à l'état durci

#### 3.3.1. Masse volumique

La figure 3.7 montre les valeurs de la masse volumique des différents BAPs. Il est clairement observé que la masse volumique des BAP contenant des GR est inférieure à celle des BAP à base de GN, avec des diminutions variant de 4 % à 7 %.

Cette réduction de masse de volumique des BAPGR est attribuable principalement à la qualité des GR dont la densité est inférieure à celle des GN.

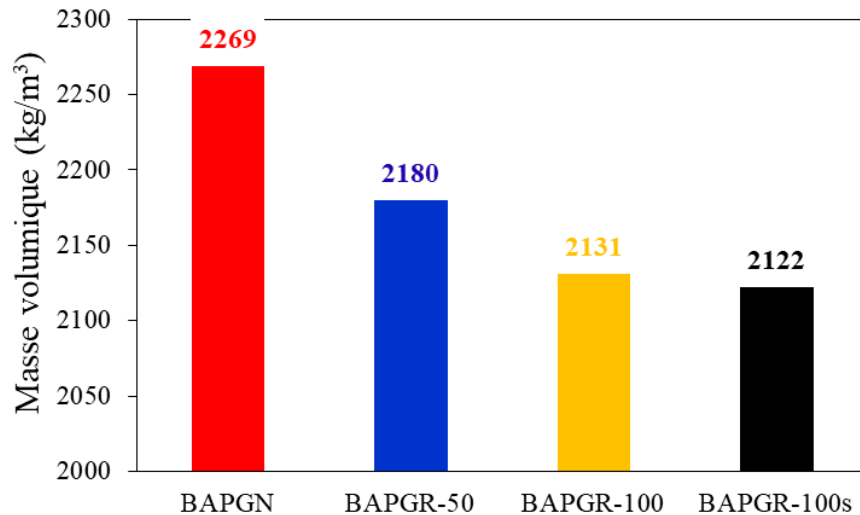


Figure 3.7. Masse volumique des différents BAP.

### 3.3.2. Résistance à la compression

L'évolution de la résistance à la compression pour les quatre mélanges de BAP est donnée par la figure 3.8. Les résultats de la figure 3.8 montrent que la résistance à la compression augmente avec l'âge, pour tous les BAPs. En effet, il y a eu des gains de résistances de 12%, 19%, 14% et 15% de 28 à 91 jours, pour les BAPGN, BAPGR-50, BAPGR100 et BAPGR-100s, respectivement. Ces gains sont dus à la pâte de ciment attachée au GR qui contient plus d'eau pour une cure interne. Cela peut prolonger le processus d'hydratation, fournissant ainsi un avantage en termes de gain précoce de résistance à la compression, comme le confirme Pickel et al. [154] et El-Hawary et Al-Sulily [180].

La figure 3.8 indique également que la résistance à la compression à 91 jours des BAPs contenant du GR a diminué par rapport au BAPGN de 11 % et de 21 % pour un taux de substitution de 50 % et 100 % de GR, respectivement. Ces diminutions de la résistance à la compression sont cohérentes avec celles signalées par Garcia-Troncoso et al. [181], qui ont trouvé une réduction d'environ 10 % à 25 % pour les mélanges BAPGR, pour un taux de substitution de 100 % de GR.

Les faibles résistances à la compression des BAP contenant du GR sont dues au mortier attaché sur les GN, ayant une résistance plus faible ( $E/C = 0,5$ ). De plus, les GR pré-saturés présentaient à la fois un niveau élevé d'humidité et d'eau dans les pores de surface. Ce comportement des GR a empêché la pénétration de la pâte de ciment dans les pores, entraînant une réduction de l'effet de "clouage" et par conséquent créant une zone de transition plus faible entre les GR et la nouvelle pâte de ciment [182].

La réduction était moins significative dans le cas du BAPGR-50 (de 9,20% à 7 jours à 11,4% à 91 jours). Cela est probablement dû à une teneur plus faible en granulats grossiers, ce qui signifie que l'effet du GR sur la diminution de la résistance à la compression est moins important dans les mélanges BAPs. D'ailleurs, il ressort de la figure 3.8 que le BAPGR-50 a une résistance à la compression supérieure à 50 MPa à 91 jours.

D'autre part, la résistance à la compression du BAPGR-100s est inférieure à celle de BAPGR-100 à tous les âges, en raison de l'état sec des GR. En effet, les GR pré-saturés améliorent la résistance à la compression de 3 à 7 MPa (Figure 3.8). Cette légère augmentation de la résistance est due à l'eau retenue dans les pores du GR qui l'empêche d'être absorbée lors de la préparation du BAPGR-100s.

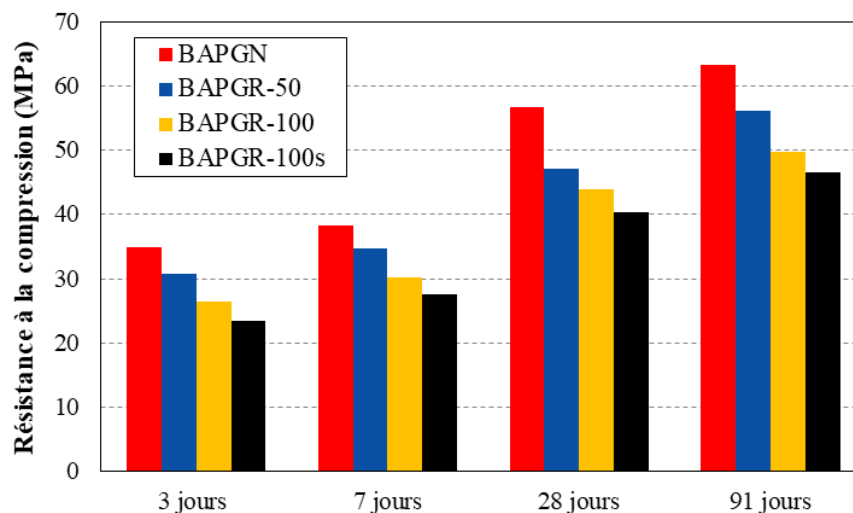


Figure 3.8. Variation de la résistance à la compression des différents BAPs.

### 3.3.3. Résistance à la traction par flexion

La figure 3.9 montre l'évolution de la résistance à la traction par flexion pour les différents BAPs avec GR et GN. De 28 à 91 jours, une augmentation marginale de 6%, 10% et 11% a été notée pour la résistance à la traction par flexion des BAPGR-50, BAPGR100 et BAPGR-100s, respectivement. La résistance à la traction du BAPGR-50 à 28 et 91 jours était d'environ 93,5% et 86,7% inférieure par rapport à celui du BAPGN, comme le montre la figure 3.9. Cette observation est en accord avec celle de McNeil et Kang [101] qui ont rapporté que la résistance à traction par flexion du BAPGR à 28 jours diminuait de 13% lorsqu'un taux de substitution de 50% de GR a été utilisé. Cependant, le BAPGR-100 a diminué de 19% à 28 jours et 23% à 91 jours. Ces taux de réduction étaient cohérents avec



ceux obtenus par Yang et al. [183], qui ont montré que la résistance à la traction par flexion diminuait de 15 % à 20 % pour un béton normal contenant 100% de GR.

Kong et al. [184] ont indiqué que la texture rugueuse et la forme irrégulière du GR contribuent à améliorer la résistance d'adhérence et l'effet d'engrenage entre le mortier attaché sur la surface du GN et la nouvelle pâte de ciment, ce qui augmente la résistance à la traction par flexion d'un béton ordinaire contenant du GR. Cette augmentation n'est pas observée dans les résultats obtenus dans la présente étude. Cela peut être attribué à la quantité de pâte de ciment accrue dans les mélanges BAPGR, ce qui réduit le mécanisme d'engrenage dans les GR. En effet, la diminution de la résistance à la traction par flexion d'environ 25 % à 28 jours et de 28 % à 91 jours a été observée dans BAPGR-100s. Cette perte de résistance est liée à la différence de résistance entre le mortier attaché au GN et la nouvelle pâte de ciment. De plus, la concentration de contraintes au niveau de la zone d'interface de transition (ITZ) provoque une détérioration locale, qui s'étend le long de cette zone de transition plus faible.

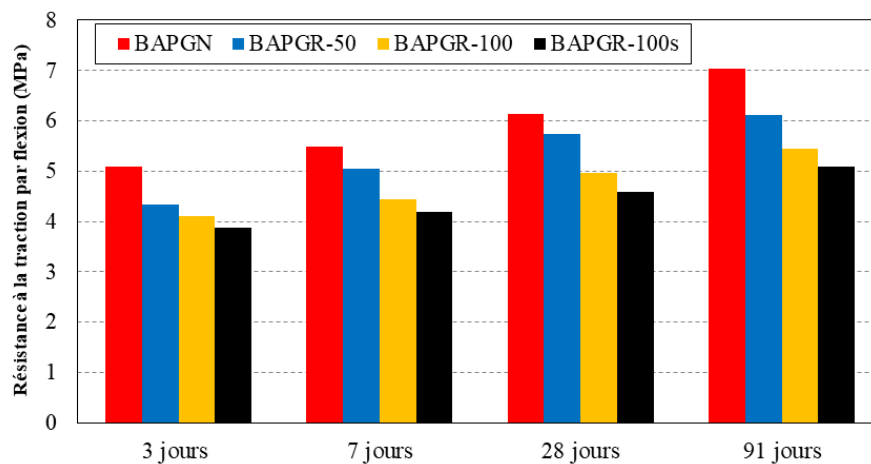


Figure 3.9. Résistance à la traction par flexion des BAPs.

### 3.3.4. Module d'élasticité

Le module d'élasticité ( $E_c$ ) diminue avec l'augmentation du taux de substitution de GR, comme le montre la figure 3.10. Ainsi, les diminutions sont de 7 %, 15 % et 19 % par rapport au BAPGN, pour BAPGR-50, BAPGR100 et BAPGR-100s, respectivement. Ces réductions sont comparables à celles trouvées par Fiol et al. [185] qui ont rapporté que le module d'élasticité statique diminuait de 6 à 20 % pour les BAP à 50 % et 100 % de taux de substitution de GR.

Les raisons de la diminution de module d'élasticité peuvent être attribuées à l'ancienne pâte poreuse qui a une résistance inférieure à celle du nouveau mortier, et provoque ainsi une

ITZ plus faible. Cette diminution est également liée à la différence de rigidité entre le GN et le mortier attaché. De plus, la teneur élevée en pâte dans les mélanges BAP entraîne une perte de rigidité significative.

Selon la figure 3.10, la légère baisse de module d'élasticité (7-15 %) pour les BAPGR-50 et BAPGR100 s'explique par le volume de pâte plus élevé qui remplit les vides dans la structure perméable du mortier attaché, affinant ainsi les pores, réduisant la contrainte interne et augmentant l'imperméabilité de l'ITZ.

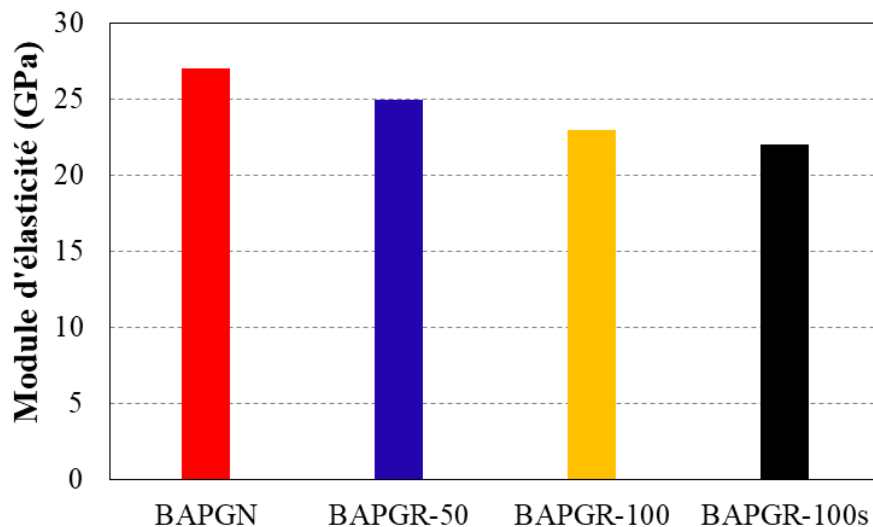


Figure 3.10. Module d'élasticité de différents mélanges BAP.

### 3.3.5. Vitesse ultrasonique

La figure 3.11 présente les résultats de la vitesse ultrasonique des différents BAPs testés à 28 et 91 jours. La vitesse ultrasonique de BAPGN est de 4255 m/s à 28 jours et 4739 m/s à 91 jours. Cependant, les vitesses ultrasoniques des BAPs diminuent légèrement avec l'augmentation du taux de GR, comme le montre la figure 3.11. Cette constatation est en accord avec les résultats de recherches antérieures [42, 136, 186].

Selon la figure 3.11, la vitesse ultrasonique diminue de 6,37 % (BAPGR-50), 12,64 % (BAPGR-100) et 15,77 % (BAPGR-100s) par rapport au BAPGN, à 28 jours. De même, à 91 jours, les diminutions de vitesse sont de 9,44 % (pour le BAPGR-50), 13,17 % (pour le BAPGR-100) et 16,27 % (pour le BAPGR-100s) par rapport au BAPGN. Cette diminution de vitesse ultrasonique est attribuée au mortier attaché poreux et une zone interfaciale faible (ITZ) qui amortissent la vitesse ultrasonique, comme le prouvent Fan et al. [33].

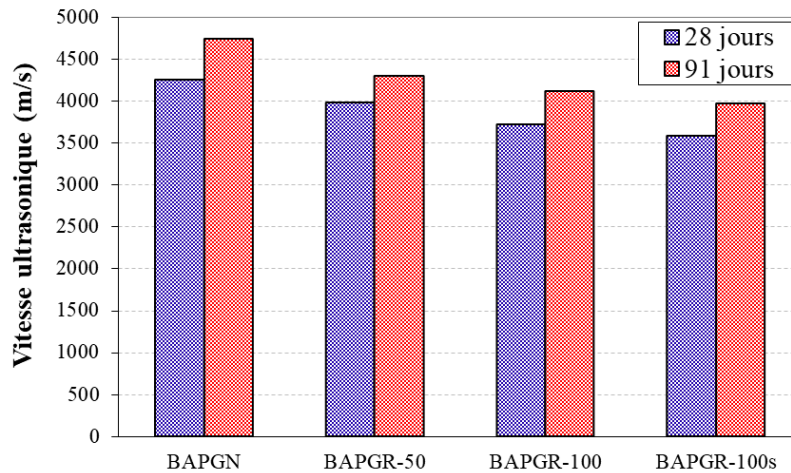
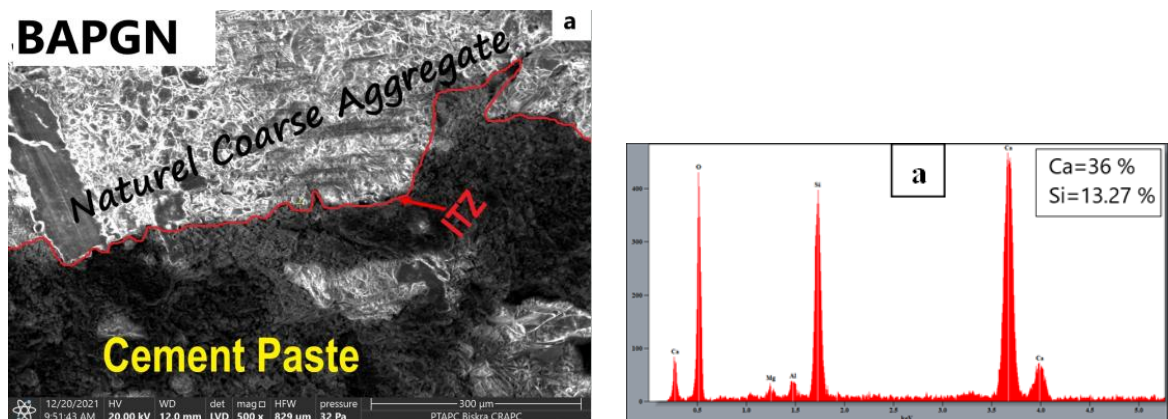


Figure 3.11. Vitesse ultrasonique des différents BAPs.

### 3.3.6. Microstructure

La figure 3.12 présente la microstructure des quatre mélanges BAP analysés par MEB et EDS. Pour le BAPGN, aucun pore et ni microfissures n'a été observé dans la nouvelle pâte de ciment, comme le montre la figure 3.12(a). Cependant, le GR et la nouvelle pâte de ciment ont présenté des microfissures et des pores dans les BAPs contenant du GR, comme le montrent les figures 3.12 (b, c et d). Ces pores (plus sombres) et microfissures augmentent dans BAPGR-50, BAPGR100 et BAPGR-100s, en raison de la pâte attachée non hydratée qui a contribué à l'hydratation partielle de la nouvelle matrice de ciment.

De plus, l'absorption d'eau du GR s'est accumulée à proximité de la nouvelle ITZ, ce qui a donné lieu à la formation de microfissures amorcées à partir de la nouvelle ITZ, conduisant à l'élargissement de la nouvelle ITZ et par conséquent affaiblissant la microstructure des mélanges BAP contenant du GR.



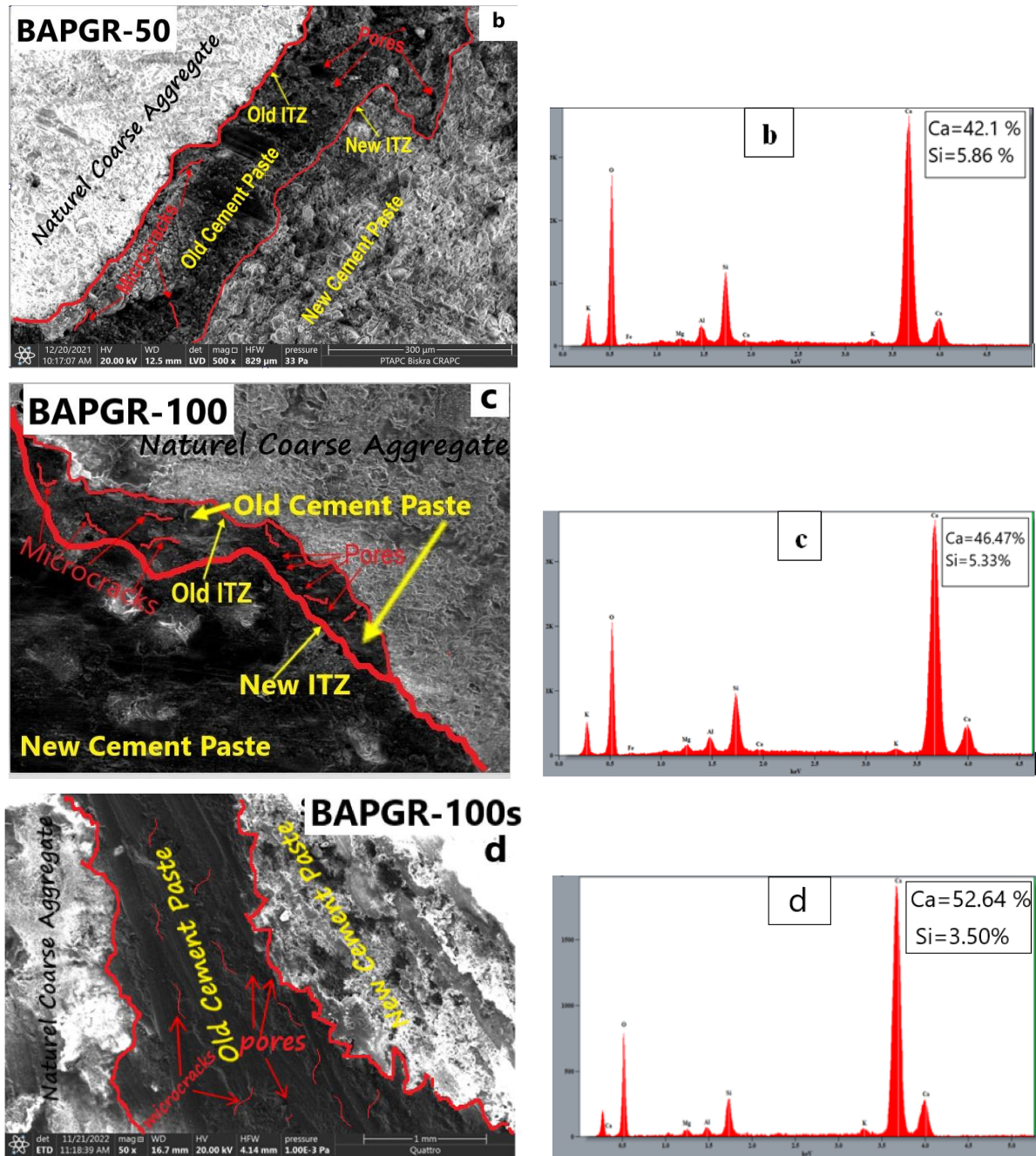


Figure 3.12. Analyse de la matrice des différents BAPs par MEB et EDS

(a) BAPGN (b) BAPGR-50 (c) BAPGR-100 (d) BAPGR-100s.

Les diagrammes EDS des différents mélanges BAP sont illustrés à la figure 3.12. En fait, la figure 3.12 présente les pics des éléments chimiques (O, Si et Ca) (en poids (%)), qui sont les principaux constituants de la pâte de mortier non hydratée adhérente et de la pâte de ciment. Le rapport Ca/Si du BAP-GN était de 2,71 (Figure 3.12(a)). Cependant, les rapports dans les mélanges BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s étaient respectivement de 7,18, 8,72 et 15,04 (Figure 3.12 (b, c et d)). En effet, le rapport Ca/Si dans les mélanges BAP augmente avec l'augmentation du taux de substitution de GR, en raison de la pâte adhérente

poreuse qui affecte le processus d'hydratation, entraînant une teneur plus élevée en particules non hydratées sous forme cristalline CH et réduisant la formation du principal produit d'hydratation (C-S-H).

On peut également remarquer que l'augmentation du rapport Ca/Si (de 2,71 à 15,04), comme le montrent les figures 3.12(b), 6(c) et 6(d). Cette microstructure analysée par MEB et EDS peut expliquer pourquoi les BAPs contenant du GR ont une résistance à la compression jusqu'à 20 % inférieure par rapport au BAP fabriqué avec du GN.

### 3.4. Conclusion

Ce chapitre visait l'analyse des résultats expérimentaux obtenus sur les BAPs à base de GR, en validant leurs performances en termes de propriétés physico-mécaniques. Différents types de BAPs ont été fabriqués, incorporant différentes quantités de GR. Deux taux de remplacement de GR ont été considérés (50 % et 100 %) et en plus d'un BAP de référence (100% de GN). L'analyse des résultats obtenus a permis d'établir les conclusions suivantes :

1. La masse volumique des BAPs à l'état frais diminue lorsque le taux de GR augmente. On note  $2311 \text{ kg/m}^3$ ,  $2274 \text{ kg/m}^3$ ,  $2241 \text{ kg/m}^3$  et  $2234 \text{ kg/m}^3$  pour BAP-GN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.
2. La masse volumique des BAPs à l'état durci est considérablement affectée par l'addition des GR, on enregistre  $2468.8 \text{ kg/m}^3$ ,  $2374.6 \text{ kg/m}^3$ ,  $2336.9 \text{ kg/m}^3$  et  $2329.8 \text{ kg/m}^3$  pour BAP-GN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.
3. La vitesse ultrasonique des BAPs diminue légèrement avec l'augmentation du taux de GR, on note des diminutions de 6,37% (BAPGR-50), 12,64% (BAPGR-100) et 15,77% (BAPGR-100s) par rapport au BAPGN.
4. Les résultats des propriétés à l'état frais ont montré que tous les BAPs contenant de GR/GN avaient les caractéristiques requises pour un BAP, par exemple, un étalement de 700 mm à 740 mm, un J-ring variant de 650 à 680 mm et une résistance à la ségrégation entre 9% et 12 %.
5. Tous les BAPs contenant des GR ont atteint des valeurs de résistance à la compression comprises entre 45 MPa et 56 MPa, La résistance à la traction par flexion à environ 6 MPa et un module d'élasticité statique compris entre 20 GPa et 25 GPa à 91 jours
6. Le BAP à 50% de GR a montré des performances satisfaisantes, avec des pertes de propriétés mécaniques inférieures à 14%. En comparant le BAPGR-50 au BAPGN, il y a

eu une diminution de 11 % pour la résistance à la compression, 13 % pour la résistance à la traction par flexion et de 7 % pour le module d'élasticité.

7. L'analyse MEB montre que l'absorption d'eau de GR s'est accumulée près de la nouvelle ITZ, donnant lieu à une microfissuration amorcée à partir de la nouvelle ITZ, conduisant à l'élargissement de la nouvelle ITZ et par conséquent affaiblissant la microstructure des mélanges BAPs fabriqués avec de GR.
8. L'augmentation du rapport Ca/Si (de 2,71 à 15,04) des différents BAPs est attribuable à la largeur et à la porosité de la zone de transition d'interface (ITZ).

---

# **Chapitre 04 : Retrait des bétons autoplaçants**

---

## Chapitre 04 : Retrait des bétons autoplaçants : Etudes expérimentale et numérique

### 4.1. Introduction

Dans cette partie, nous nous intéressons au retrait du BAP à différentes températures de cure (20 °C, 35 °C et 50 °C). L'analyse numérique et l'estimation de la contrainte thermique, la déformation thermique et le retrait total du béton soumis à une charge thermique (température de cure) sont réalisées en utilisant le logiciel ANSYS<sup>®</sup> basé sur la méthode des éléments finis (MEF). Les résultats du retrait obtenus par la méthode des éléments finis sont ensuite comparés aux résultats expérimentaux.

### 4.2. Retrait total

La figure 4.1 présente le retrait total de différents mélanges des bétons autoplaçants testés pendant 180 jours et à différentes températures (20 °C, 35 °C et 50 °C). A partir de la figure 4.1, toutes les courbes ont la même allure. La déformation majeure de retrait s'est produite au cours des deux premiers mois. La déformation de retrait mesurée diminue avec le temps, devenant presque constante après deux mois.

Il ressort clairement des résultats présentés à la figure 4.1 que le retrait total des BAPs augmente considérablement avec le temps (au cours des deux premiers mois) et avec un taux de remplacement de GR. Pour la température ambiante (20 °C), le retrait total a augmenté de 20 % et 60 %, correspondant à l'ajout de 50 % et 100 % de GR, respectivement, alors que l'utilisation de 100 % de GR sec l'a augmenté de 68 %. Cependant, Guo et al. [81] et Kou et al. [187] ont révélé que le retrait total des mélanges BAPs contenant de GR 50 % et 100 % de GR était de 2,94 % et 12,13 % supérieur à celui du mélange BAP de référence, respectivement. Cette diminution de retrait total est liée à la moindre porosité du nouveau mortier. En revanche, à 20 °C, le BAPGN présente la plus faible déformation de retrait de 463  $\mu\text{m}/\text{m}$  à 120 jours, ce qui représente environ la moitié de celle mesurée dans le mélange de BAP contenant 100 % de GR (BAGR-100).

Les valeurs élevées de déformation des BAPs fabriqués avec du GR sont dues à la grande quantité d'eau stockée par les pores du mortier attaché qui s'évapore en raison de la faible humidité relative entourant le BAP fabriqué avec un superplastifiant, une grande



quantité de pâte de ciment et un taux de remplacement de GR pré-saturé. Ces circonstances induisent un retrait plus important, confirmé avec d'autres travaux..

Par ailleurs, l'utilisation de 100 % de GR sec dans le BAP (BAPGR-100s) a légèrement augmenté le retrait total; d'environ 5 % par rapport au BAP contenant 100 % de GR pré-saturé (BAPGR-100), quelle que soit la température de cure. Cela est dû à la réduction de l'humidité intérieure, en raison de la consommation d'eau plus élevée de GR sec pendant la réaction d'hydratation, abaissant le rapport efficace E/C; ainsi, la pâte du BAP subit une plus grande déformabilité.

Un tel comportement de retrait est fortement influencé par la variation de température, en particulier pour les mélanges BAP réalisés avec des GR. En effet, le retrait total augmente avec l'élévation de la température de cure (de 20 °C à 50 °C). A 35 °C, une augmentation de 8,1 %, 4,5 %, 3,9 % et 3,2 % a été observée dans le retrait total des BAPs avec 0 %, 50 %, 100 % et 100 % de GR sec, respectivement par rapport à celui d'un BAPGN à 20 °C. Pour les BAPs soumis à 50 °C, les augmentations de retrait total étaient de 25,2 % (BAPGN), 22,7 % (BAPGR-50), 13,5 % (BAPGR-100) et 13,5 % (BAPGR-100s), par rapport à celui d'un BAPGN curé à 20 °C.

Certes, l'augmentation du retrait total des BAPs (BAPGN et BAPGR) est principalement lié à l'évaporation rapide de l'eau libre, qui augmente le nombre et la grossièreté des vides, et conduit ainsi à une réduction du volume ou à une plus grande contraction de la pâte de ciment. En outre, les valeurs de déformation plus élevées obtenues avec différents BAPs sont probablement dues à la porosité des GR qui peut chasser une teneur plus élevée en eau et l'eau stockée s'évapore progressivement en raison de la température élevée de 50 °C, réduisant la teneur en humidité des BAPs durcis et provoquant l'élargissement de l'ITZ, qui représente une zone faible et perméable.

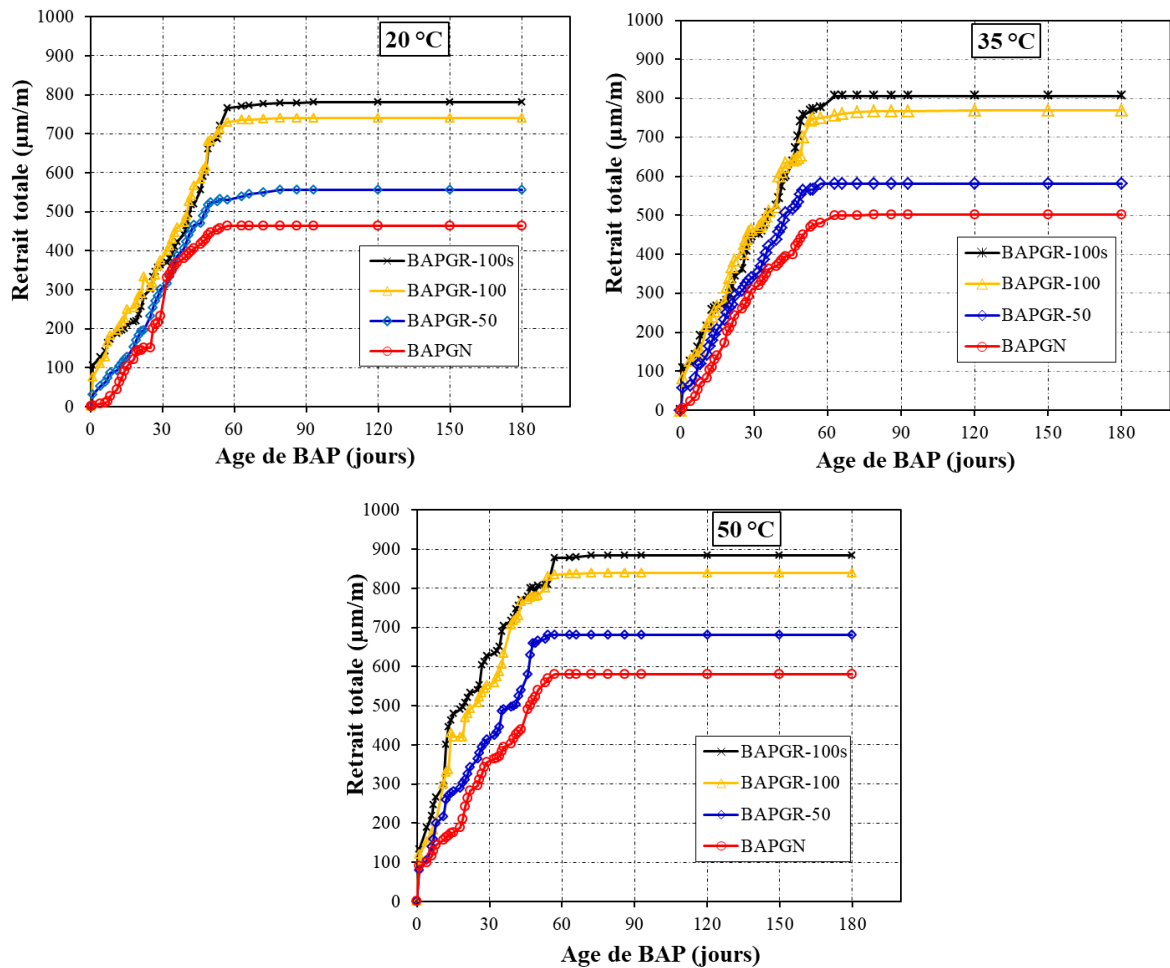


Figure 4.1. Retrait total des BAPs à différentes températures de cure.

### 4.3. Etude numérique du retrait total

#### 4.3.1. Concept de maturité

##### 4.3.1.1. Demi-âge de retrait

ASTM C 1074 [188] suggère l'équation (4.1) pour estimer la moitié de l'âge de retrait ( $t_{50}$ ) (en jours), qui représente l'âge auquel le retrait atteint la moitié de sa valeur finale.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_u \frac{(t-t_0)}{(t-t_0) + t_{50}} \quad (4.1)$$

où  $\varepsilon(t)$  est la déformation de retrait à différents âges ( $\mu\text{m/m}$ ),  $\varepsilon_u$  est la valeur finale du retrait ( $\mu\text{m/m}$ ) et  $t_0$  est l'âge auquel le retrait est supposé commencer.

Il peut être observé à partir des résultats présentés dans le Tableau 4.1 que la moitié de l'âge de retrait diminue avec l'augmentation des pourcentages de remplacement de GR et

diminue lorsque la température augmente. Cependant, les valeurs de demi-âge de retrait du BAPGN sont supérieures à celles des mélanges BAP contenant du GR.

Tableau 4.1. Demi-âge du retrait ultime à différentes températures de durcissement.

Type de BAP	Retrait ultime $\varepsilon_u$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )			Demi-âge de retrait $t_{50}$ (jours)		
	20 °C	35 °C	50 °C	20 °C	35 °C	50 °C
BAPGN	463.33	501.00	580.00	29	23.5	19
BAPGR-50	481.45	518.11	622.23	27.5	21.5	17
BAPGR-100	638.85	683.56	775.38	26	20	15
BAPGR-100s	657.61	701.69	827.53	25	19	12.5

#### 4.3.1.2. Degré d'hydratation

Selon, les travaux de Termkhajornkit et Barbarulo [189], l'équation (4.2) a été utilisée pour évaluer le degré d'hydratation  $\alpha(t)$  à l'instant (t).

$$\alpha(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\varepsilon_u} = \frac{(t - t_0)}{(t - t_0) + t_{50}} \quad (4.2)$$

où  $\varepsilon(t)$  est la déformation de retrait à différents âges ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ),  $\varepsilon_u$  est la valeur finale du retrait ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ),  $t_0$  est l'âge auquel le retrait est supposé commencer et  $t_{50}$  est le demi-âge de retrait.

La figure 4.2 montre l'évolution du degré d'hydratation en fonction du temps pour les différents mélanges de BAP à différentes températures (20 °C, 35 °C et 50 °C).

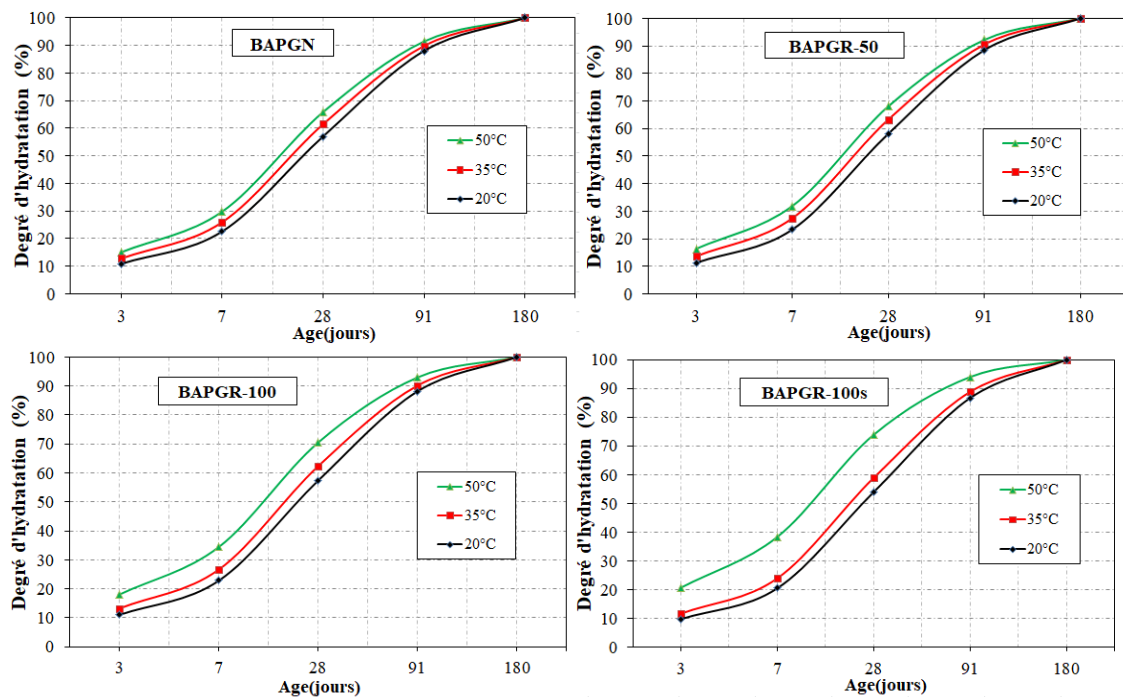


Figure 4.2. Degré d'hydratation en fonction de la température et de l'âge des BAPs.

Le degré d'hydratation augmente avec la température de durcissement pour tous les BAPs, comme le montre la figure 4.2. Le BAPGN et le BAPGR-50 ont montré un comportement similaire en termes de degré d'hydratation à tous les âges. Cependant, un degré d'hydratation significativement plus élevé a été observé pour le BAPGR-100 et le BAPGR-100s, en particulier à 50 °C.

En effet, on peut dire que les résultats obtenus à partir du modèle de Termkhajornkit suggèrent que la réaction d'hydratation de la pâte de ciment est complète (Figure 4.2), en raison du degré d'hydratation plus élevé (100%).

#### 4.3.1.3. *Energie d'activation*

La valeur de l'énergie d'activation ( $E_a$ ) est calculée en utilisant l'équation d'Arrhenius [190], qui est exprimée par l'équation (4.3) :

$$k = A e^{-\frac{E_a}{RT}} \quad (4.3)$$

où  $k$  est le coefficient de la vitesse de réaction;  $A$  est le facteur pour la réaction;  $R = 8,314 \text{ J/mol.K}$  et  $T$  est la température en Kelvin.

L'énergie d'activation peut également être évaluée en étudiant l'influence d'un changement de température sur les constantes de vitesse d'une réaction [191]. Pour deux températures  $T_1$  et  $T_2$ , le même degré d'hydratation doit être atteint aux instants  $t_1$  et  $t_2$ , ce qui peut être exprimé par l'équation (4.4) suivante :

$$e^{\left[\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_2} - \frac{1}{T_1}\right)\right]} = \frac{t_2}{t_1} \quad (4.4)$$

Les valeurs d'énergie d'activation ( $E_a$ ) augmentent de 12,63 à 17,00 kJ/mol avec l'augmentation de la substitution de GR pour BAPGR-50 et BAPGR-100, respectivement. La valeur ( $E_a$ ) obtenue pour le BAPGN était de 11,11 kJ/mol. Cependant, la valeur ( $E_a$ ) pour BAPGR-100s a été mesurée à 26,34 kJ/mol.

L'augmentation plus importante des valeurs d'énergie d'activation est principalement attribuable au mortier adhérent poreux, qui contient plus d'eau lors d'une réaction chimique. Le granulats grossier recyclé libère progressivement de l'eau, ce qui peut contribuer à prolonger la réaction d'hydratation du ciment, selon les travaux de Pickel et al. [154] et El-Hawary and Al-Sulily [180].

#### 4.3.1.4. Age équivalent

Hansen et Pedersen [192] ont proposé l'équation (4.5) pour prédire l'âge équivalent ( $t_e$ ), qui représente le temps à la température de référence  $T_r$  correspondant au moment où le mélange atteint le même degré d'hydratation à n'importe quelle température [191].

$$t_e = \sum_0^t t e^{\left[-\frac{Ea}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r}\right)\right]} \Delta t \quad (4.5)$$

$T$  représente la température moyenne du béton sur l'intervalle de temps  $\Delta t$  (°C).

La figure 4.3 présente la variation du retrait total des mélanges de BAP en fonction de l'âge équivalent à différentes températures. Comme on peut le voir sur la figure 4.3, tous les BAPs ont le même comportement de retrait, où le retrait total augmente avec l'augmentation de la température de 20 °C à 50 °C. De plus, il y a un décalage dans l'âge équivalent lorsque la température augmente de 20 °C à 35 °C et de 35 °C à 50 °C.

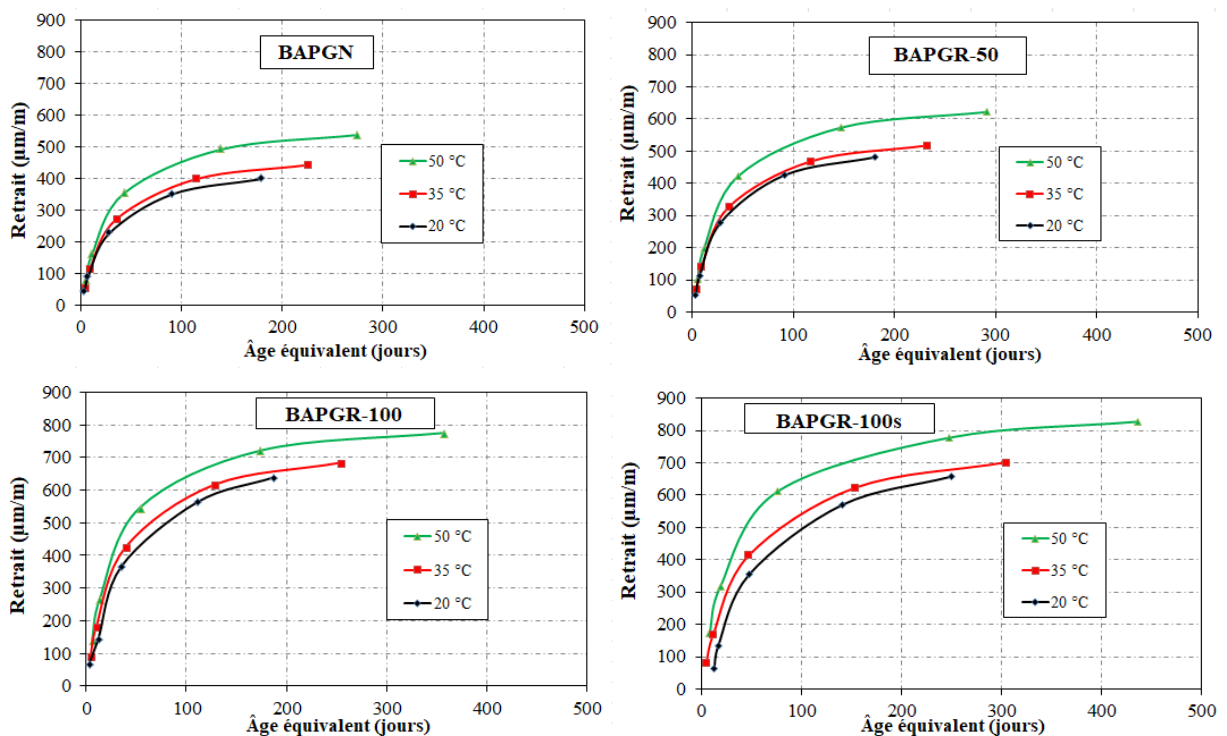


Figure 4.3. Retrait en fonction de température (°C) et temps (jours) des différents BAPs.

### 4.3.2. Caractéristiques thermiques du béton

Zhang et al. [193] ont proposé les équations (4.6) et (4.7) pour estimer la capacité thermique spécifique ( $c_{SCC}$ ) et la conductivité thermique ( $k_{SCC}$ ) du béton.

$$c_{SCC} = \frac{1}{\frac{V_{cm}}{c(\alpha(t))} + \frac{V_g}{c_g}} \quad (4.6)$$

$$k_{SCC} = \frac{1}{\frac{V_{cm}}{k(\alpha(t))} + \frac{V_g}{k_g}} \quad (4.7)$$

Où  $V_{cm}$  est le volume de mortier de ciment,  $V_g$  est le volume des granulats,  $c_g$  est la capacité thermique spécifique des granulats égale à  $790 \text{ J kg}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  et  $k_g$  est la conductivité thermique des granulats.

Zhang et al. [193] et Shen et al. [194] ont proposé les équations (4.8) et (4.9) pour calculer le coefficient de dilatation thermique du béton  $\alpha_c(t)$  ( $^\circ\text{C}^{-1}$ ) et la conductivité thermique des granulats  $k_g$ .

$$\alpha_c(t) = \alpha_k(41 t^{-2} + 1) \quad (4.8)$$

$$k_g = 0.293 + 1.01 V_g \quad (4.9)$$

Balaji et al. [195] ont proposé l'équation (4.10) pour prédire le coefficient de dilatation thermique à 28 jours ( $\alpha_k$ ) :

$$\alpha_k = (8 T^c \cdot 10^{-3} + 6 \cdot 10^{-6}) \quad (4.10)$$

Wu et al. [196] ont proposé les équations (4.11) et (4.12) pour estimer la capacité thermique spécifique ( $c(\alpha(t))$ ) et la conductivité thermique ( $k(\alpha(t))$ ) du mortier :

$$c(\alpha(t)) = c_0(1.15 - 0.15 \alpha(t)) \quad (4.11)$$

$$k(\alpha(t)) = k_0(1.15 - 0.15 \alpha(t)) \quad (4.12)$$

où  $c_0$  est la capacité thermique spécifique du mortier ( $\text{J kg}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ) et  $k_0$  est la conductivité thermique du mortier ( $\text{W m}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ).

### 4.3.3. Propriétés mécaniques du béton

#### 4.3.3.1. Module d'élasticité

Le module de Young du béton  $E_t(t_e)$  (MPa) à l'âge équivalent  $t_e$  (jour) est prédite par MC2010 [197], selon la relation suivante :

$$E_t(t_e) = E_{t28} \times \left\{ \exp \left[ s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_e - t_s}} \right) \right] \right\}^{nE} \quad (4.13)$$

Où  $E_{t28}$  est le module de Young (MPa) à 28 jours à  $20^\circ\text{C}$  et  $nE$  sont des constantes

déterminées expérimentalement.  $s = 0.25$  pour un ciment à durcissement accéléré.

- Le coefficient de Poisson n'a aucune relation avec l'âge de mûrissement du béton. Une valeur de 0.18 a été utilisée [197].

#### 4.3.3.2. La résistance à la traction par flexion

La résistance à la traction par flexion  $f_f(t_e)$  (MPa) à l'âge équivalent  $t_e$  (jour) est calculée par le modèle MC2010 [197] selon la formule suivante :

$$f_f(t_e) = f_{f28} \times \left\{ \exp \left[ s \times \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_e - t_s}} \right) \right] \right\}^{nt} \quad (4.14)$$

Où :

- $f_{f28}$  : est la résistance à la traction par flexion (MPa) du béton à 28 jours de cure à 20 °C ;
- $s = 0.25$  pour le ciment à durcissement accéléré ;
- $nt$  : est une constante.

#### 4.3.3.3. Résistance à la compression

La résistance à la compression  $f_c(t_e)$  (MPa) est calculée par la relation suivante [198] :

$$f_f(t_e) = 0.395 (f_c(t_e))^{0.55} \quad (4.15)$$

#### 4.3.4. Conduction de transfert de chaleur

Bouziadi et al. [199] ont suggéré l'équation (4.16) pour déterminer la contrainte thermique  $\sigma^t$  :

$$\sigma^t = E_t(t_e) \varepsilon_{\text{thermique}} \quad (4.16)$$

où  $\varepsilon_{\text{thermique}} = \Delta T \cdot \alpha_c$  est la déformation thermique,  $\Delta T = T(t) - T_{(\text{temps-zéro})}$  est le gradient thermique non linéaire (°C).

La déformation totale de retrait ( $\varepsilon_{\text{total}}$ ) est la somme de la déformation de retrait due au retrait de séchage ( $\varepsilon_{\text{sh}}$ ), du retrait autogène ( $\varepsilon_{\text{as}}$ ) et de la déformation thermique [194, 199] et elle est définie par l'équation (4.17) :

$$\varepsilon_{\text{total}} = \varepsilon_{\text{sh}} + \varepsilon_{\text{as}} + \varepsilon_{\text{thermique}} \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{\text{as}}(t, T^c) = \left[ 1 + \frac{0.237}{(t - 0.27)^{\frac{(T^c - 20)}{-224.7}}} \right] \varepsilon_{\text{as}}(t, 20) \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{\text{as}}(t, 20^\circ\text{C}) = 2 \cdot \beta(t) \varepsilon_{\text{as},28} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{as,28\text{jours}} = - e^{-18.25} \cdot 3070 \quad (4.20)$$

$$\beta(t) = \exp \left\{ 0.517 \left[ 1 - \left( \frac{28 - 0.27}{t - 0.27} \right) \right]^{0.415} \right\} \quad (4.21)$$

Le retrait dû au séchage est déterminé comme indiqué dans l'équation (4.22) [199, 200]:

$$\varepsilon_{sh} = -1.2 K_{vs} K_{hs} K_f K_{td} \varepsilon_u \quad (4.22)$$

où  $\varepsilon_u = 4.8 \mu\text{m/m}$ .

$$K_{vs} = 1.45 - 0.13 \left( \frac{V}{S} \right) \quad (4.23)$$

$$K_{hs} = 2 - 0.014 RH \quad (4.24)$$

$$K_f = \frac{5}{1 + f_{c28}} \quad (4.25)$$

$$K_{td} = \frac{t}{61 - 4 f_{c28} + t} \quad (4.26)$$

où  $S$  ( $\text{cm}^2$ ) est la surface de l'échantillon et  $V$  ( $\text{cm}^3$ ) est le volume de celui-ci.

#### 4.3.5. Modélisation par éléments finis

Pour prédire la déformation thermique du béton ( $\varepsilon_{\text{thermique}}$ ), on a utilisé le logiciel ANSYS<sup>®</sup> basé sur la méthode des éléments finis. On a utilisé un élément tétraédrique tridimensionnel (SOLID70) à huit nœuds avec un degré de liberté thermique unique (température) pour le problème thermique. Ensuite, on a calculé les distributions des composantes des contraintes thermo-élastiques en convertissant l'élément thermique transitoire (SOLID70) en élément structural (SOLID65) [199, 201].

Pour l'analyse thermique, Bouziadi et al. [202] ont utilisé le transfert de chaleur par convection  $h_{\text{libre}}$  ( $\text{W m}^{-2} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ) défini par l'équation (4.27) :

$$h_{\text{libre}} = \begin{cases} 5.6 + 3.95 v & (v \leq 5 \text{ m/s}) \\ 7.8 v^{0.78} & (v > 5 \text{ m/s}) \end{cases} \quad (4.27)$$

Où  $v$  est la vitesse du vent (m/s) (prise égale à 1 m/s puisque les éprouvettes sont conservées dans une étuve à vapeur). Pour cette analyse numérique,  $h_{\text{libre}}$  est prise égale à  $9.55 \text{ W m}^{-2} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Les propriétés thermiques et mécaniques des différents mélanges de BAP utilisés pour valider le calcul numérique sont présentées dans le tableau 4.2.



Tableau 4.2. Propriétés mécaniques et thermiques des différents mélanges de BAP.

	Paramètres		BAPGN	BAPGR-50	BAPGR-100	BAPGR-100s
Propriétés thermiques	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho$	2311	2247	2241	2234
	Energie d'activation (kJ/mol)	$E_a$	11.11	12.63	17.00	26.34
	Capacité thermique spécifique (J kg <sup>-1</sup> °C <sup>-1</sup> )	$c_0$	900	900	900	900
	Conductivité thermique (W m <sup>-1</sup> °C <sup>-1</sup> )	$k_0$	2.7	2.7	2.7	2.7
Propriétés mécaniques	Module de Young $E_t(t_e)$	$E_{t28}$	27	25	23	22
		s	0.25	0.25	0.25	0.25
		nE	0.14	0.17	0.20	0.22
	Résistance à la traction par flexion $f_t(t_e)$	$f_{t28}$	6.15	5.75	4.97	4.59
		s	0.25	0.25	0.25	0.25
		nt	0.12	0.16	0.18	0.21
	Résistance à la compression	$f_{c28}$	56.7	47.2	43.8	40.4
	Coefficient de cisaillement pour une fissure ouverte *	$\beta_t$	$15.10^{-2}$	$15.10^{-2}$	$15.10^{-2}$	$15.10^{-2}$
Coefficient de cisaillement pour une fissure fermée *	$\beta_c$	$6.10^{-1}$	$6.10^{-1}$	$6.10^{-1}$	$6.10^{-1}$	

\* Deux coefficients de cisaillement sont introduits,  $\beta_t$  pour une fissure ouverte et  $\beta_c$  pour une fissure fermée. La valeur de ces coefficients varie de 0 à 1. 1 pour une fissure rugueuse et 0 pour une fissure lisse [199]. Les valeurs utilisées pour  $\beta_t$  et  $\beta_c$  sont respectivement 0.2 et 0.7.

La figure 4.4(a) présente les conditions aux limites pour l'analyse thermique transitoire et structurelle. Selon l'étude expérimentale, les éprouvettes sont revêtues d'une mince couche de bitume entourée d'une bande adhésive aux deux extrémités afin d'éviter les effets de bord et de garantir un milieu sans échange hydrique avec l'environnement extérieur. Par conséquent, la couche de bitume est modélisée comme une isolation parfaite.

D'un autre côté, la commande "element switch" dans ANSYS<sup>®</sup> permet de passer facilement de l'élément thermique (SOLID70) à l'élément structurel (SOLID65). La contrainte thermique nodale transitoire non linéaire est transformée en fonction du temps en une contrainte thermique sur la surface 1 (Figure 4.4(b)), en utilisant les résultats de l'analyse thermique transitoire. Pour les conditions aux limites de l'analyse structurelle, la surface 2 est fixée dans trois directions (verticale et horizontale) sans aucune rotation ou translation, afin de garantir que le modèle de MEF est en équilibre statique.

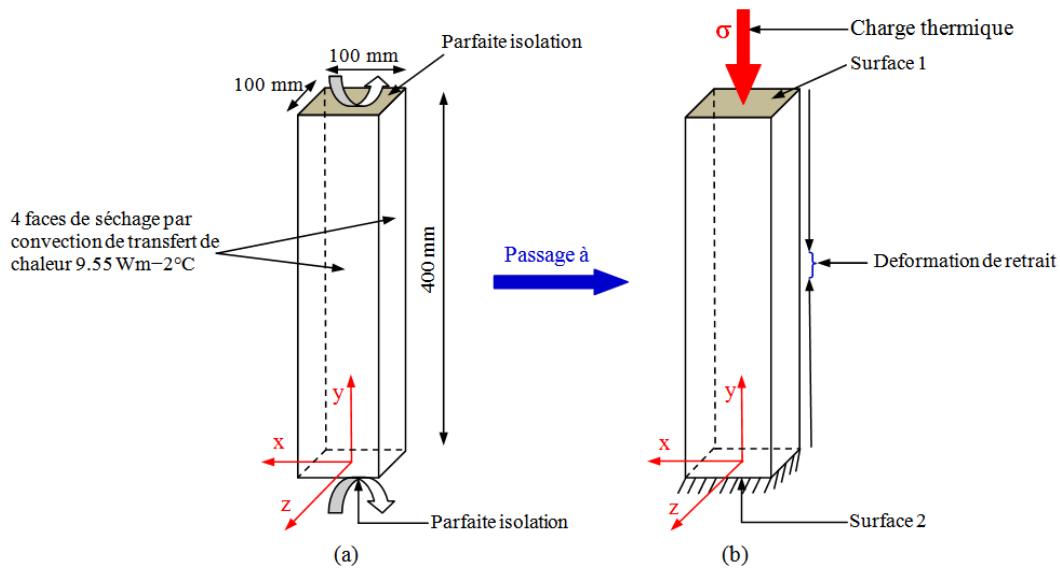


Figure 4.4. Conditions aux limites et conditions thermiques transitoires de l'échantillon.

#### 4.3.6. Comparaison du retrait total expérimental et numérique

Pour valider le modèle par éléments finis, le retrait total est calculé et comparé aux résultats expérimentaux, en tenant compte de l'impact des différentes températures (20 °C, 35 °C et 50 °C) et des différents pourcentages de substitution de GR.

Le retrait total déterminé à partir du modèle par éléments finis est comparé aux résultats expérimentaux (Figure 4.5) et les indicateurs statistiques caractérisant les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 4.3.

En général, la forme de la courbe générée par le modèle par éléments finis est similaire aux valeurs trouvées expérimentalement pour les mélanges BAP (Figure 4.5). Ainsi, les résultats de retrait total prédits par le modèle par éléments finis sont légèrement surestimés, mais restent tout de même dans une marge de 10% par rapport aux valeurs expérimentales, avec un coefficient de corrélation ( $R^2$ ) variant de 0,96 à 0,98 pour le mélange BAP fabriqué avec n'importe quel pourcentage de GR et à différentes températures de cure.

De plus, comme illustré dans la figure 4.5, les valeurs calculées du retrait total par le modèle par éléments finis sont très proches des valeurs expérimentales, à court terme (30 jours). Cependant, la différence devient plus grande au-delà de 30 jours.

En effet, la disparité entre les valeurs expérimentales et numériques du retrait total est plus susceptible d'être due aux modules d'élasticité et de rupture des différents BAPs, qui peuvent être considérés comme plus petits que ceux prédits par les équations du modèle de conception (4.13, 4.14 et 4.15) utilisées dans le modèle par éléments finis. De plus, le modèle

par éléments finis ne tient pas compte de l'humidité relative et de la température, qui affectent considérablement le retrait à long terme, ce qui peut être une deuxième raison possible.

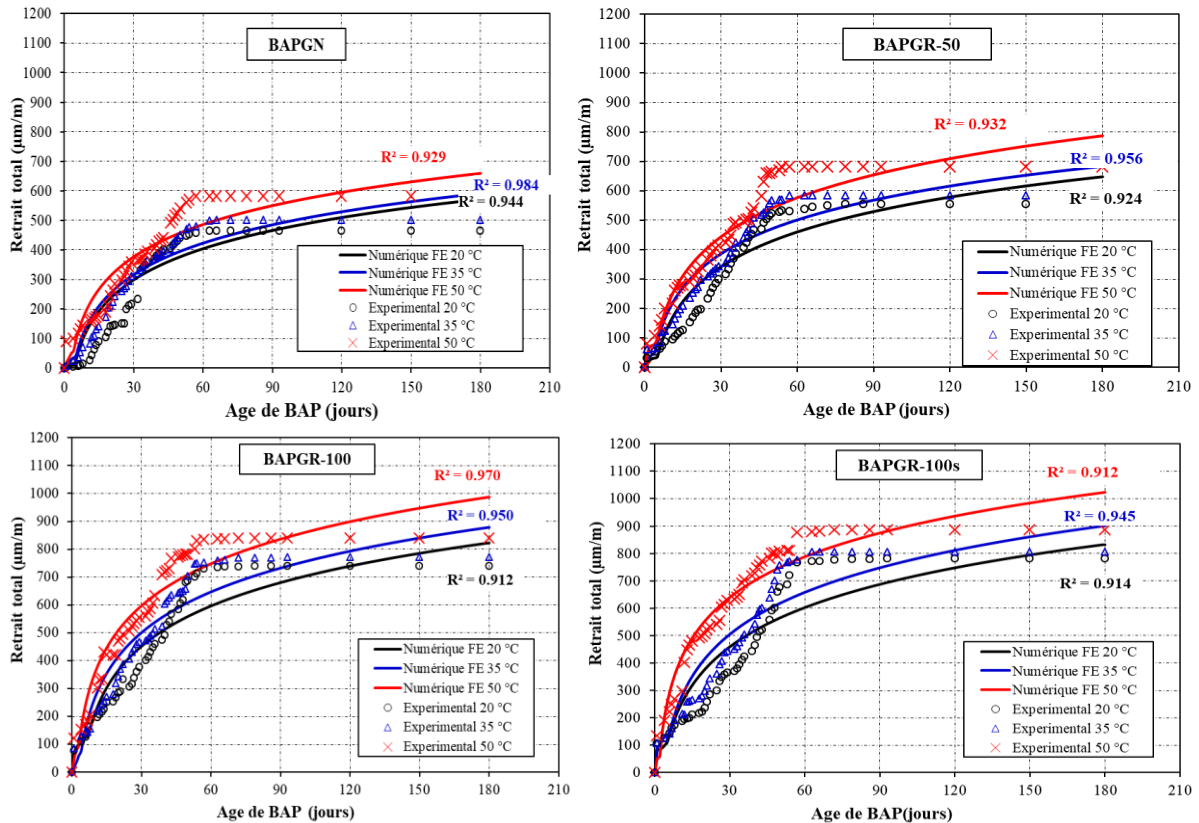


Figure 4.5. Comparaison entre les valeurs expérimentales et numériques du retrait total.

D'autre part, comme indiqué dans le tableau 4.3, les valeurs ultimes de retrait total des BAPs obtenues expérimentalement sont proches des prédictions numériques, présentant les valeurs moyennes les plus basses et les plus faibles valeurs du coefficient de variation (COV). En effet, la valeur moyenne du rapport expérimental sur numérique ( $\epsilon_{\text{exp}}/\epsilon_{\text{num}}$ ) varie de 0,87 à 1,16, de 1,87 à 1,25 et de 0,81 à 1,23, avec des COV correspondants allant de 6 % à 38 %, de 2 % à 19 % et de 3 % à 22 %, pour les BAPs durcis à une température de 20 °C, 35 °C et 50 °C, respectivement.

Tableau 4.3. Déformation du retrait total : Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux des mélanges BAP à 20 °C, 35 °C et 50 °C.

	Résultats expérimentaux $\epsilon_{exp}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )					Résultats numériques $\epsilon_{num}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )					$\epsilon_{exp}/\epsilon_{num}$				
	3 jours	7 jours	30 jours	90 jours	180 jours	3 jours	7 jours	30 jours	90 jours	180 jours	3 jours	7 jours	30 jours	90 jours	180 jours
	<b>20 °C</b>														
BAPGN	6.7	35.0	295.0	463.0	463	10.0	77.5	293.8	466.2	571.7	0.67	0.45	1.00	0.99	0.81
BAPGR-50	53.3	86.7	340.3	549.0	549	30.0	93.7	342.1	529.6	647.9	1.27	0.93	0.99	1.04	0.85
BAPGR-100	110.0	166.7	346.0	734	734	100.0	130.6	451.9	680.5	823.0	1.10	1.28	0.77	1.08	0.89
BAPGR-100s	143.3	173.3	460.0	774	774	90.0	172.1	459.1	687.4	831.9	1.59	1.01	1.00	1.13	0.93
Moyenne											1.16	0.91	0.94	1.06	0.87
Écart-type											0.38	0.34	0.12	0.06	0.05
Coefficient de variation (%)											0.33	0.38	0.12	0.05	0.06
<b>35 °C</b>															
BAPGN	36.7	83.3	330.0	501	501	35.0	93.8	316.9	485.3	591.6	1.05	0.89	1.04	1.03	0.85
BAPGR-50	63.3	116.7	363.3	580	580	45.0	144.8	386.3	568.6	683.5	1.41	0.81	0.94	1.02	0.85
BAPGR-100	126.7	150.0	478.0	768	769	60.0	194.0	500.9	732.6	878.8	1.49	0.77	0.95	1.05	0.88
BAPGR-100s	123.3	190.0	503.3	805	805	120.0	182.9	504.8	747.7	901.2	1.05	1.04	1.00	1.08	0.89
Moyenne											1.25	0.88	0.98	1.04	0.87
Écart-type											0.23	0.12	0.05	0.02	0.02
Coefficient de variation (%)											0.19	0.14	0.05	0.02	0.03
<b>50 °C</b>															
BAPGN	100.0	130.0	368.3	583	610	50.0	147.4	376.9	550.1	659.4	1.49	0.88	0.98	1.06	0.93
BAPGR-50	106.7	160.0	419.3	701	701	75.0	165.0	443.9	654.4	787.2	1.42	0.97	0.94	1.07	0.89
BAPGR-100	105.3	183.3	553.3	840	840	96.4	280.7	597.4	836.5	987.3	1.09	0.65	0.93	1.00	0.85
BAPGR-100s	135.0	246.7	633.3	885	885	146.4	327.9	639.6	874.9	1023.4	0.92	0.75	0.99	1.01	0.86
Moyenne											1.23	0.81	0.96	1.04	0.88
Écart-type											0.27	0.14	0.03	0.03	0.03
Coefficient de variation (%)											0.22	0.17	0.03	0.03	0.04

On peut dire que la déformation ultime obtenue numériquement correspond raisonnablement bien aux valeurs expérimentales. Cependant, il y a une différence de comportement de retrait entre les résultats expérimentaux et numériques, en particulier à des âges plus avancés. Par conséquent, le modèle FEA nécessite une amélioration, en prenant en compte à la fois les variables intrinsèques et extrinsèques ; en particulier le type de granulat, le module d'élasticité du béton, l'humidité relative et la température.

La disparité dans les résultats numériques entre les premiers jours et à long terme peut s'expliquer par le mécanisme d'hydratation et le potentiel de différentes réactions au sein du ciment. Le degré d'hydratation du ciment augmente avec le temps, cette augmentation conduit

à un développement de fissures dans le béton en raison des énergies thermiques produites par différentes réactions chimiques. Lorsque des fissures apparaissent et commencent à se développer, la viscosité du béton diminue, ce qui entraîne un changement des propriétés mécaniques expérimentales à long terme par rapport à celles observées au cours des premiers jours. Cependant, numériquement, la viscosité du béton et les paramètres de développement des fissures ne sont pas pris en compte dans les équations 4.13, 4.14 et 4.15 pour la prédiction des propriétés mécaniques.

#### **4.4. Conclusion**

Ce chapitre a été mené pour faire le point sur l'effet des différents taux de remplacement de GR et différents températures de cure sur le retrait total des BAPs à base de granulats grossiers recyclés. Les résultats de cette étude ont montré que :

- Le retrait total des BAPs augmente considérablement avec le temps (au cours des deux premiers mois) et avec un taux de remplacement de GR.
- A 20 °C, le retrait total a augmenté de 20 % et 60 %, correspondant à l'ajout de 50 % et 100 % de GR, respectivement, alors que l'utilisation de 100 % de GR sec l'a augmenté de 68 %.
- L'utilisation de 100 % de GR sec dans le mélange BAP a légèrement augmenté le retrait total; d'environ 5 % par rapport au mélange BAP contenant 100 % de GR pré-saturé, quelle que soit la température.
- A 35 °C, une augmentation de retrait total de 8,1 %, 4,5 %, 3,9 % et 3,2 % a été observée dans le retrait des mélanges BAP avec substitution de 0 %, 50 %, 100 % de GR pré-saturé et 100 % de GR sec, respectivement par rapport à ceux à 20 °C.
- Pour les mélanges BAP soumis à 50 °C, les augmentations de retrait total étaient de 25,2 % (BAPGN), 22,7 % (BAPGR-50), 13,5 % (BAPGR-100) et 13,5 % (BAPGR-100s) par rapport à ceux à 20 °C.
- Les valeurs calculées du retrait total par le modèle par éléments finis sont très proches des valeurs expérimentales, à court terme (30 jours). Cependant, la différence devient plus grande au-delà de 30 jours.

---

# **Chapitre 05: Durabilité des bétons autoplaçants**

---

## Chapitre 05: Durabilité des bétons autoplaçants

### 5.1. Introduction

Le béton est un matériau évolutif siège permanent de réactions internes d'hydratation et d'échanges avec le milieu extérieur. De plus, ses propriétés dépendent fortement de facteurs liés à sa formulation, des matériaux qui le constituent et à leur qualité. Sa durabilité est liée à ces différents facteurs et à des sollicitations d'environnement.

Cette section traite quelques indicateurs de durabilité qui permettent d'évaluer et de déterminer la durabilité des bétons autoplaçants à base de granulats grossiers recyclés.

### 5.2. Absorption capillaire

L'absorption d'eau par le béton durci dépend de la porosité et de la vitesse d'absorption par capillarité (sorptivité). La figure 5.1 présente les résultats de l'absorption d'eau par capillarité des différents BAPs à 28 et 91 jours.

Selon la figure 5.1, on voit que les valeurs de l'absorption capillaire croient avec le temps pour tous les BAPs. Certes, les bétons BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s présentent une absorption capillaire plus élevée que le BAPGN, pour une durée d'absorption de 64 minutes à 28 jours de cure.

En effet, les valeurs de l'absorption d'eau par capillarité des BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s sont de  $193,88 \times 10^{-3}$ ,  $232,65 \times 10^{-3}$ ,  $295,92 \times 10^{-3}$  et  $328,75 \times 10^{-3}$  g/cm<sup>2</sup>, respectivement, à 28 jours. Ces résultats sont en concordance avec ceux trouvés par Olorunsogo et al. [18], où l'absorption capillaire augmente avec l'augmentation de la proportion de GR. L'augmentation de l'absorption capillaire est attribuée à la grande capacité d'absorption d'eau des GR, comme le confirment Wirquin et al. [133] et Etxeberria et al. [153] qui ont montré que la porosité du mortier attaché est la source principale de l'absorption d'eau.

A 91 jours, les de l'absorption d'eau par capillarité diminuent et elles sont  $118,36 \times 10^{-3}$  (g/cm<sup>2</sup>) (BAPGN),  $140,82 \times 10^{-3}$  (g/cm<sup>2</sup>) (BAPGR-50),  $157,14 \times 10^{-3}$  (g/cm<sup>2</sup>) (BAPGR-100) et  $200,00 \times 10^{-3}$  (g/cm<sup>2</sup>) (BAPGR-100s). Cette légère diminution des valeurs de l'absorption capillaire par rapport à celles trouvées à 28 jours est liée à l'hydratation continue du ciment permettant la formation de CSH qui diminue la porosité des bétons.

Afroughsabet et al. [203] ont constaté que la réaction d'hydratation du ciment est responsable du remplissage des pores du béton, ce qui rend difficile la pénétration de l'eau

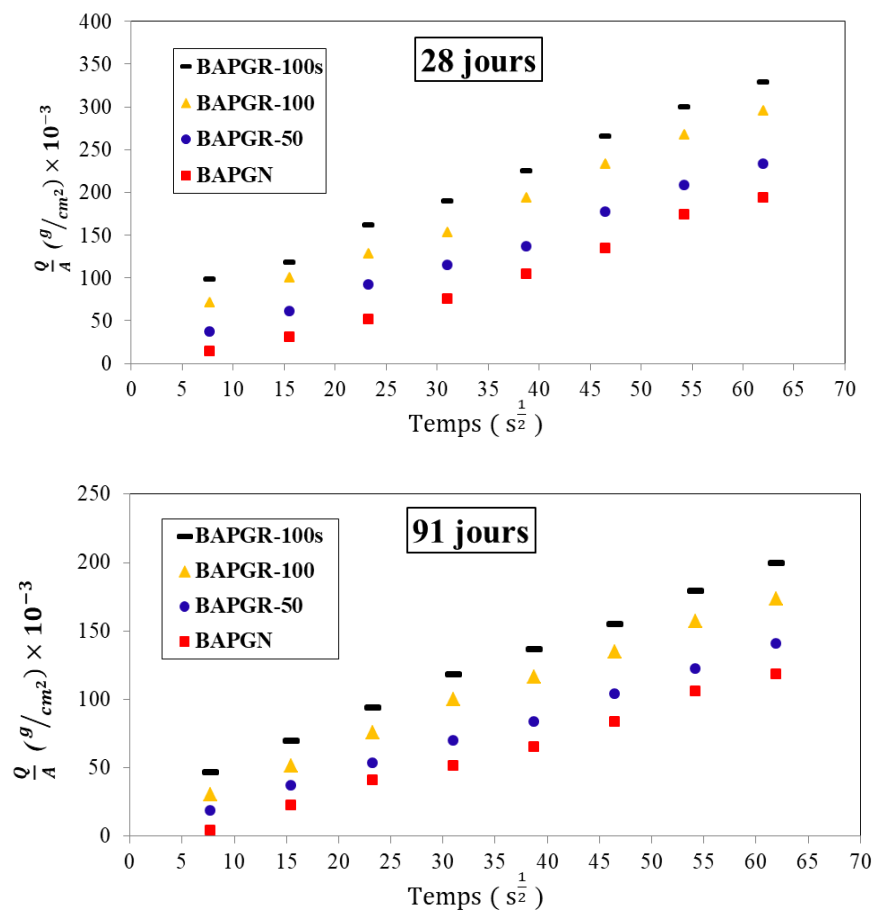


Figure 5.1. Absorption capillaire des BAPs à 28 et 91 jours.

La sorptivité évalue la capacité d'absorption d'eau dans les pores du béton par aspiration capillaire [204, 205]. Le coefficient de sorptivité donne une indication sur la connectivité des pores dans le béton, reflétant sa capacité à transporter des agents agressifs à travers sa structure interne et la profondeur de pénétration de ces agents. Pour calculer le coefficient de sorptivité (S), la quantité totale d'eau absorbée "Q" par unité de surface (A) est tracée en fonction de la racine carrée du temps ( $\sqrt{t}$ ). Ensuite, une ligne de régression optimale est obtenue, et le coefficient "S" est déterminé à partir du gradient de cette ligne.

Les résultats montrent que la sorptivité des BAPs augmente avec le taux de substitution des GN par des GR. A 28 jours, les valeurs de la sorptivité sont respectivement  $2,93 \times 10^{-3}$ ,  $3,12 \times 10^{-3}$ ,  $4,98 \times 10^{-3}$  et  $5,71 \times 10^{-3}$  ( $g/cm^2 \cdot s^{-1/2}$ ) pour le BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s.



A 91 jours, la sorptivité diminue pour toutes les BAPs, mais la tendance reste la même. Les valeurs de la sorptivité sont respectivement  $1,83 \times 10^{-3}$ ,  $2,25 \times 10^{-3}$ ,  $2,93 \times 10^{-3}$  et  $3,43 \times 10^{-3}$  ( $\text{g/cm}^2 \cdot \text{s}^{-1/2}$ ) pour le BAPGN, le BAPGR-50, le BAPGR-100 et le BAPGR-100s.

### 5.3 Absorption d'eau par immersion

La figure 5.2 montre les résultats de l'absorption d'eau par immersion à 28 et 91 jours. Comme pour l'absorption d'eau par capillarité, l'absorption d'eau par immersion enregistre une moindre performance des BAPs lorsque les GR sont utilisés.

Selon la figure 5.2, il est clair que l'absorption d'eau par immersion augmente avec l'augmentation de la teneur en GR. A 28 jours, l'absorption d'eau est de 3,4 % (BAPGN), 4,76 % (BAPGR-50); 5,46 % (BAPGR-100) et 5,87 % (BAPGR-100s). Cela est dû à la capacité d'absorption élevée des GR. Dans plusieurs études expérimentales réalisées par différents auteurs [92, 126, 134, 203, 206, 207], il a été démontré que la présence de mortier adhérent à la surface des GR augmente la capacité d'absorption de ces derniers. En outre, la densité plus faible et la porosité accrue du mortier attaché, ainsi que les fissures dans le béton, facilitent l'écoulement de l'eau dans les GR.

A 91 jours, cette absorption d'eau par immersion diminue et elle est de 2,24 % (BAPGN), 3,65 % (BAPGR-50); 4,41 % (BAPGR-100) et 4,87 % (BAPGR-100s). Cette diminution d'absorption peut s'expliquer par la présence de plus fortes teneurs en hydrates de silicate de calcium (CSH) qui sont les facteurs responsables de la réduction d'absorption d'eau par immersion. Certes, la pré-saturation des GR avant leur utilisation réduit leur absorption d'eau par immersion à 91 jours, comme le montre la figure 5.2. Cette observation a été confirmée par plusieurs chercheurs [208, 209] où ils ont rapporté que la pré-saturation des GR avant leur utilisation réduit considérablement leur absorption d'eau par immersion.

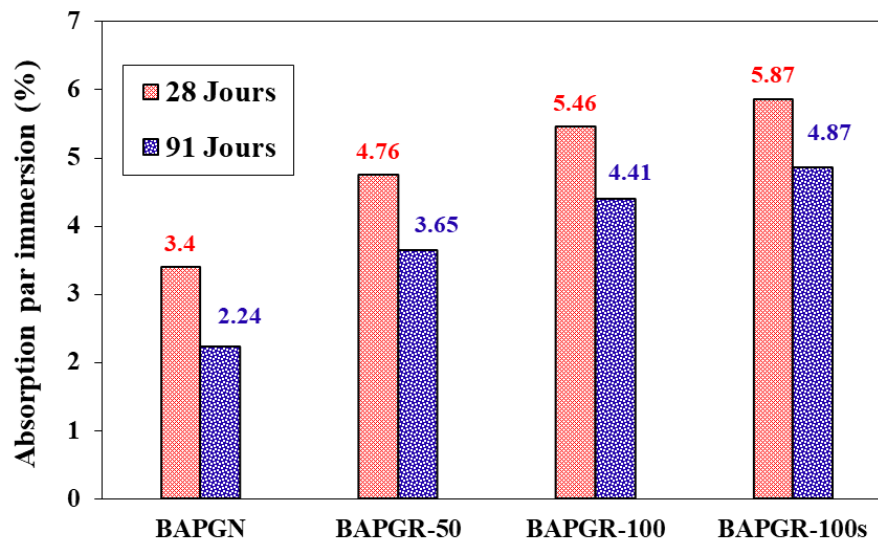


Figure 5.2. Absorption d'eau par immersion des BAPs à 28 et 91 jours.

#### 5.4. Perméabilité aux ions chlore

La charge électrique  $Q$  (coulomb) qui traverse l'échantillon de béton est calculée au terme de l'essai pendant 6 heures. Les résultats de la perméabilité aux ions chlore à 28 et 91 jours des quatre mélanges de BAPs sont présentés sur la figure 5.3.

Selon la figure 5.3, on constate que la charge passante croît sensiblement avec le taux de remplacement de GR. En se référant au tableau 2.8 (chapitre 02) qui donne une classification qualitative de la pénétration des ions chlorures à travers le béton, on observe que la charge passante est inférieure à la valeur de 4000 coulomb pour les BAPGN et BAPGR-50, tandis qu'elle est supérieure à 4000 coulomb, pour les BAPGR-100 et BAPGR-100s à 28 jours.

Les résultats obtenus montrent que la pénétrabilité des ions chlore (charge passante) augmente de 15 % (BAPGR-50), 36 % (BAPGR-100) et 48 % (BAPGR-100s) par rapport au BAPGN, à l'âge de cure de 28 jours, comme le montre la figure 5.3. Cette augmentation de la charge passante est liée au mortier attaché poreux du GR et une zone interfaciale faible. Généralement, le transfert des chlorures se fait au niveau de la zone d'interface de transition qui constitue le "maillon faible" du BAPGR. Ces dernières propriétés facilitent la pénétration des ions chlore dans le BAPGR. Dans ce contexte, Barroqueiro et al. [210] mettent en évidence l'existence d'une corrélation entre le coefficient de diffusion des chlorures et l'absorption d'eau par capillarité ( $R^2 = 0,80$ ). Pour sa part, Xiao et al. [211] ont conclu que l'ouverture de fissures existant dans mortier adhérent est corrélée au coefficient de diffusion des chlorures, avec une plus grande diffusion pour des fissures plus ouvertes.

La figure 5.3 illustre également qu'aux âges plus avancés (91 jours), la pénétrabilité des chlorures diminue par rapport à l'âge de cure de 28 jours. On note une diminution de la charge totale de 19 %, 15 %, 13 % et 11 % pour les BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement. Cette diminution de charge est attribuée à l'augmentation des volumes de CSH à 91 jours, formant ainsi des régions impénétrables et augmentant la résistance à la pénétration des chlorures, comme l'indiquent Mindess et al. [212].

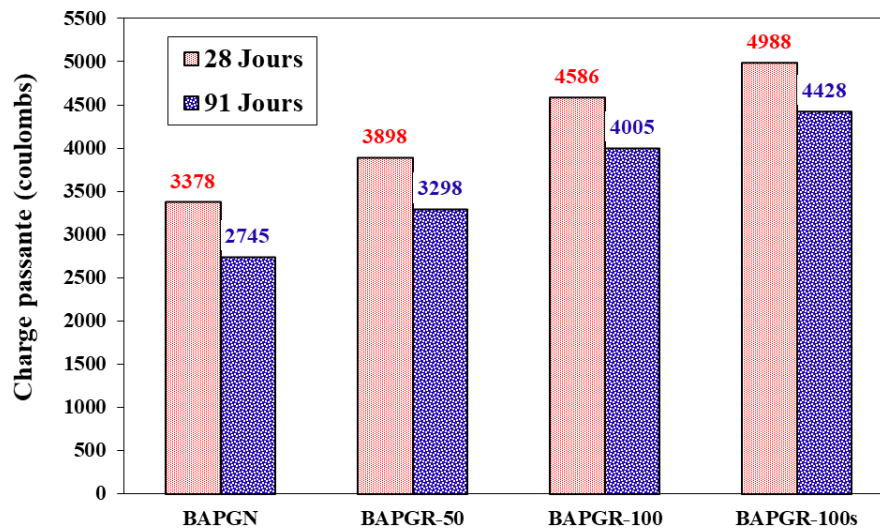


Figure 5.3. Variation de la charge passante moyenne de pénétration des ions chlore en fonction du taux de GR.

## 5.5. Perméabilité à l'eau

Les variations de la profondeur de pénétration d'eau des BAPs sont données par la figure 5.4. La figure 5.5 montre les faciès de la profondeur de pénétration d'eau à 28 et 91 jours.

La profondeur de pénétration de l'eau sous pression des différents types de BAPs augmente avec l'augmentation du pourcentage de GR, comme le montre la figure 5.4. A 28 jours, on note la profondeur de pénétration de l'eau est respectivement 25 mm, 30 mm, 41 mm et 44 mm pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s. Cette augmentation progressive de la perméabilité à l'eau est attribuée à la porosité du mortier attaché et la zone de transition interfaciale qui augmentent avec l'augmentation du taux de substitution de GR par des GN.

A 91 jours, la profondeur de pénétration de l'eau est de 14 mm (BAPGN), 22 mm (BAPGR-50), 32 mm (BAPGR-100) et 36 mm (BAPGR-100s). On observe une diminution de perméabilité à l'eau avec l'âge (de 28 jours à 91 jours) (figure 5.5), comme le confirme

Thomas et al. [125]. Cette diminution est de 55% (BAPGN), 73 % (BAPGR-50), 78 % (BAPGR-100) et 82 % (BAPGR-100s). Cette diminution s'explique par la formation de plus de CSH à long terme (91 jours), ceci densifié la matrice du béton. Cette réduction de perméabilité à l'eau est également due au ciment non hydraté présent dans le mortier adhérent au GR qui constitue un obstacle dans la structure poreuse de la matrice du BAP, réduisant ainsi le mouvement de l'eau.

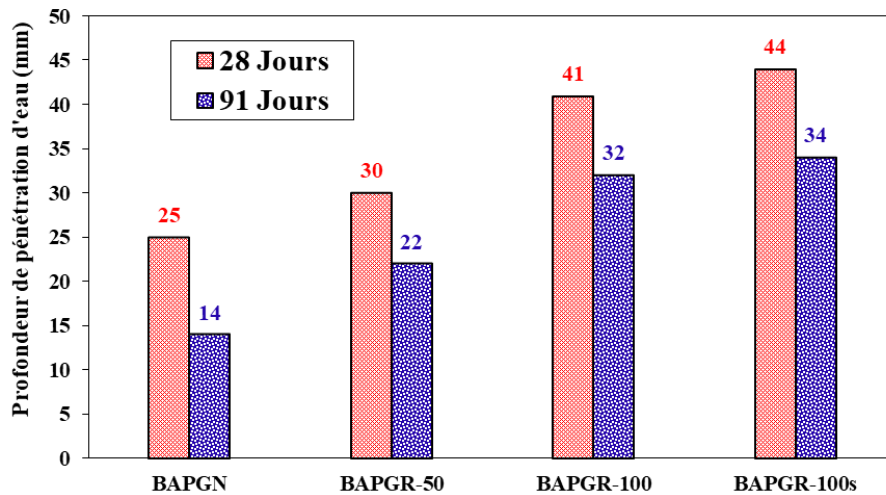


Figure 5.4. Profondeur de pénétration d'eau des BAPs à 28 et 91 jours.

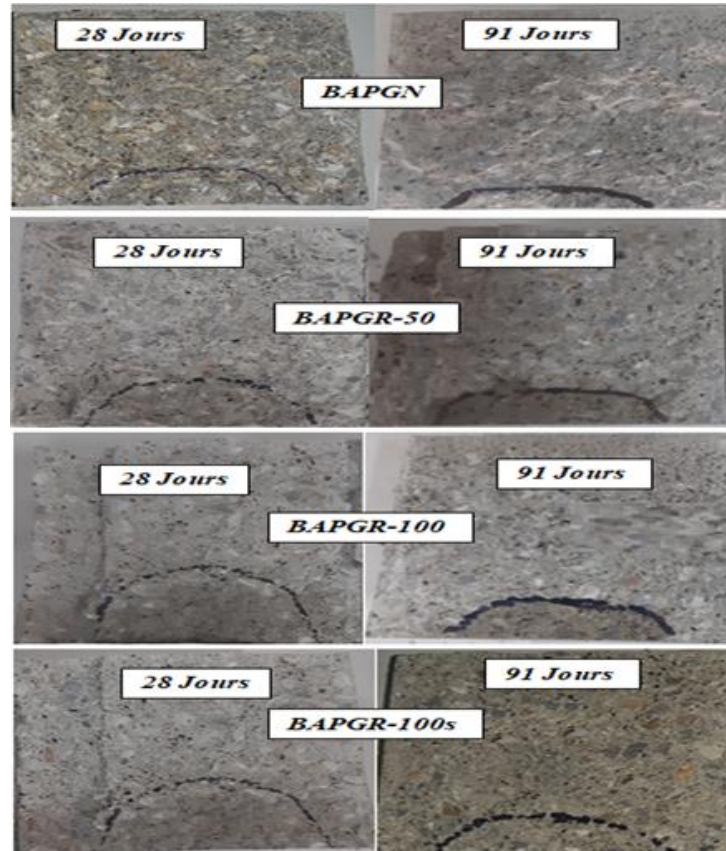


Figure 5.5. Faciès de profondeur de pénétration d'eau des BAPs à 28 et 91 jours.

## 5.6. Attaque par les sulfates

L'attaque sulfatique externe est la pathologie la plus courante et dangereuse dont souffre le béton. En effet, l'attaque par les sulfates consiste à suivre l'évolution de l'expansion des quatre mélanges de BAPs immergés totalement dans une solution de 5%  $MgSO_4$ /5%  $Na_2SO_4$ , pendant 360 jours. L'expansion des différents BAPs dans la solution (5%  $MgSO_4$  - 5%  $Na_2SO_4$ ) en fonction du temps d'immersion est représenté sur les figures 5.6 et 5.7.

A l'issue des figures 5.6 et 5.7, l'expansion des BAPs en contact avec la solution de sulfate augmente avec le temps d'immersion et que l'utilisation de GR a un impact défavorable sur la résistance du BAP aux sulfates. En effet, cette expansion des éprouvettes sous l'attaque de sulfate de magnésium est de 64 %; 72%; 96 % et 97 % pour les BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement. En outre, l'exposition au sulfate de sodium provoque une augmentation de l'expansion de 24 % (BAPGN); 38 % (BAPGR-50); 53% (BAPGR-100) et 70% (BAPGR-100s).

Il est également démontré par les résultats présentés par les figures 5.6 et 5.7 que les BAPs étaient plus expansifs dans une solution de sulfate de magnésium ( $MgSO_4$ ) par rapport à une solution de sulfate de sodium ( $Na_2SO_4$ ).

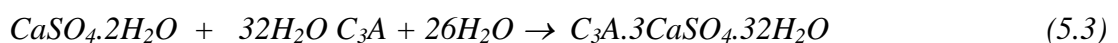
En fait, l'expansion des éprouvettes est liée à la présence du mortier attaché, qui présente de nombreuses fissures et pores, les rendant ainsi plus sensible à la pénétration des matières organiques tels que les ions sulfate ( $SO_4^{2-}$ ). Ainsi, les ions sulfates existants dans les deux solutions ( $MgSO_4$  et  $Na_2SO_4$ ) activent une réaction chimique entre l'un des constituants du ciment (la chaux, les aluminates, ...). Ces réactions chimiques (Eqs. 5.1, 5.2 et 5.3) entre la portlandite ( $Ca(OH)_2$ ) et les sulfates conduit à la formation de deux types de produits, un gypse secondaire peu expansif et l'ettringite. Ces produits de réaction obtenus sont volumineux qui engendrent le gonflement de la matrice du béton [213]. Les résultats obtenus sont en concordance avec ceux de Khatib [214] et Tangchirapat et al. [215]



$Mg(OH)_2$  : Brucite caractérisée par une faible solubilité et un faible pH



$NaOH$  : alcalinité élevée  $\rightarrow$  Stabilisation des C-S-H



$CaSO_4 \cdot 2H_2O$  : Gypse secondaire peu expansif qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté.

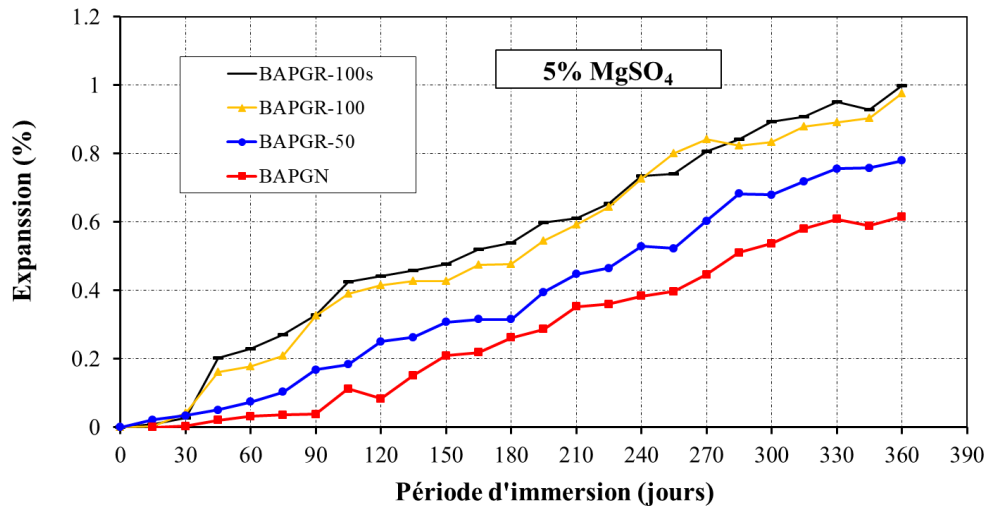


Figure 5.6. Variation de l'expansion des éprouvettes immergées dans 5% MgSO<sub>4</sub>.

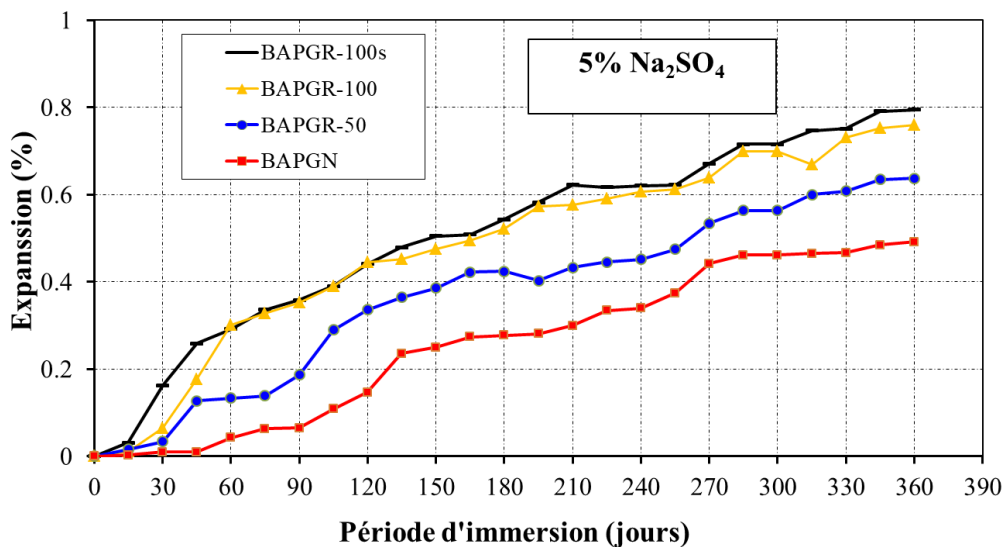


Figure 5.7. Variation de l'expansion des éprouvettes immergées dans 5 % NaSO<sub>4</sub>.

Après 360 jours de conservation dans la solution Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, l'auscultation visuelle nous permet de dire qu'il n'y a pas de dégradation à la surface des éprouvettes. Ecaillage aux extrémités et aux coins a été observé et on n'a détecté aucune fissure visuellement. On voit également plusieurs pores et la formation de gypse et du sel à la surface des éprouvettes, particulièrement pour les BAPGR-100 et BAPGR-100s (Figure 5.8). Cependant, la conservation des éprouvettes dans le milieu MgSO<sub>4</sub> provoque une grave détérioration du béton par écaillage. Il existe également la formation de gypse et du sel à la surface de béton (Figure 5.9).

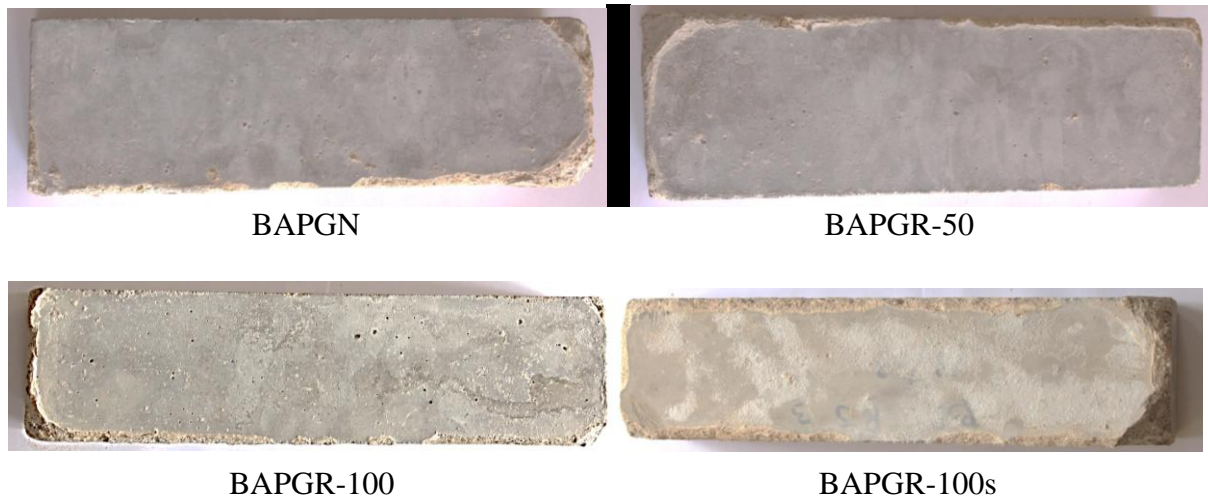


Figure 5.8. Aspect des éprouvettes après 360 jours. d'immersion dans 5 %  $\text{Na}_2\text{SO}_4$

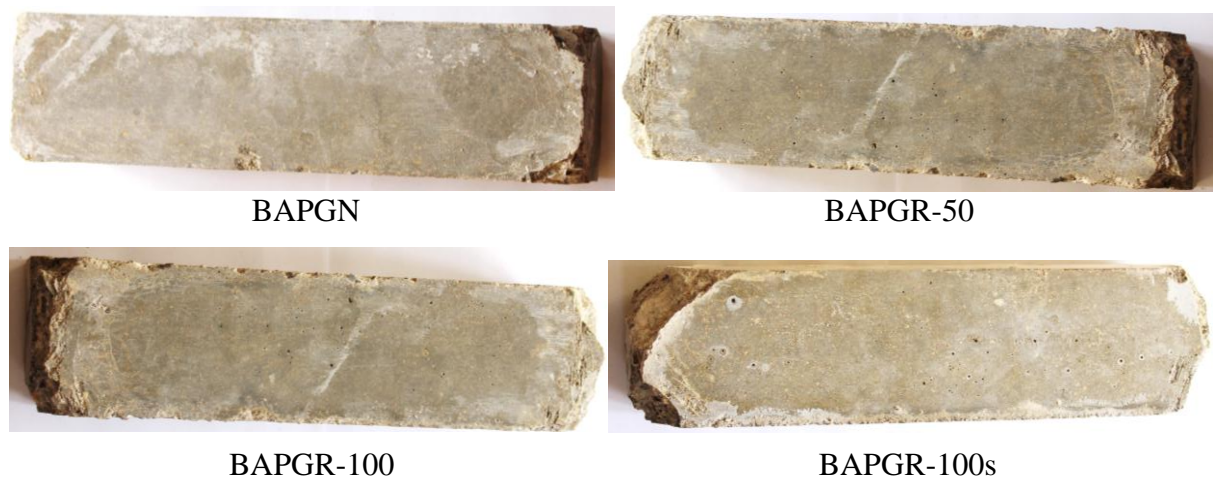


Figure 5.9. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 5 %  $\text{MgSO}_4$ .

## 5.7 Attaque par les acides

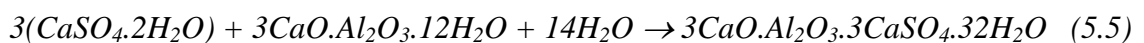
Les éprouvettes ont été conservées dans deux environnements différents: une solution d'acide sulfurique (3% de  $\text{H}_2\text{SO}_4$ ) et une solution d'acide chlorhydrique (1% de  $\text{HCl}$ ). La mesure des pertes de masse a été faite sur trois éprouvettes, préalablement essuyés et nettoyés 3 fois avec de l'eau distillée pour éliminer la solution superficielle et le mortier altéré. Les figures 5.10 et 5.11 montrent la variation de pertes de masses des différents BAPs en fonction de la période d'immersion.

Au regard des figures 5.10 et 5.11, le pourcentage de perte de masse des échantillons de béton immergés dans une solution de  $\text{HCl}$  est inférieur à celui des échantillons immergés dans  $\text{H}_2\text{SO}_4$ . En fait, lorsque le béton est exposé à l'acide chlorhydrique, l'hydroxyde de calcium réagit avec l'acide pour produire du chlorure de calcium, qui est facilement soluble et peut être

enlevé de la pâte, affaiblissant ainsi complètement la structure du béton. Ce phénomène est causé par la réaction suivante [216] :



La figure 5.10 montre une perte de masse en fonction du temps des bétons immergés dans une solution  $H_2SO_4$ , une augmentation initiale de la masse des échantillons a été observée dans les premiers jours. Cette augmentation est due à l'absorption de la solution acide par les échantillons. Lorsque le béton entre en contact avec l'acide sulfurique, il réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former du sulfate de calcium. De plus, ce sulfate de calcium formé réagit avec la phase d'aluminate de calcium dans le ciment pour produire de l'ettringite et du gypse, entraînant une augmentation de la masse. Cela est illustré par la réaction suivante [216] :



Les résultats de l'immersion des bétons autoplaçant dans la solution  $H_2SO_4$  révèlent que le BAPGN est le plus résistant avec une perte de masse de 7 % à 360 jours (Figure 5.10). Le BAPGR-50 présente une perte de masse de 9.6 %. Le BAPGR100 et le BAPGR100s ont subi une perte de 12.6 % et 13.5 %, respectivement.

En ce qui concerne la perte de masse des bétons immergés dans la solution HCl, allant des premiers jours jusqu'à 360 jours. En effet, le BAPGN perd 5.7 % de sa masse à 360 jours. Les BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s ont subi une perte de masse respective de 6.7 %, 9.2 % et 9.6 % à 360 jours.

Cette différence de perte de masse (entre BAPGN et BAPGR) peut être due à une plus grande porosité du GR. En plus, les BAPs contenant des GR se distinguent des autres types bétons par une présence plus importante de volume de pâte dont la pâte cimentaire attachée aux GR. En fait, l'ancienne pâte de ciment collée qui présente des micropores et les fissures et l'existence des zones interfaciales dans les BAPGR favorisent la pénétration des agents agressifs (HCl et  $H_2SO_4$ ). Ces attaques chimiques augmentent le degré d'altération de la surface du béton, se traduisant ainsi par des pertes de masse plus importantes, comme le confirment Chang et al. [217]

Par ailleurs, la perte de masse est presque la même entre BAPGR-100 et BAPGR100s à tous les âges, ce qui montre bien la pré-saturation du GR et la compensation l'eau absorbée



par le GR (80 %) n'ont pas d'effet sur le développement d'une certaine résistance à l'attaque de l'acide chlorhydrique et l'acide sulfurique.

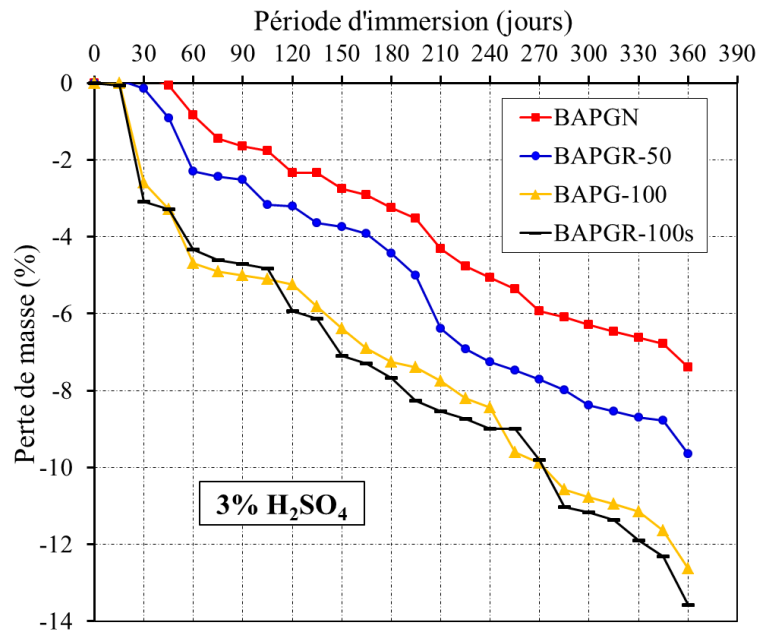


Figure 5.10. Perte de masse des échantillons immergés dans 3 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

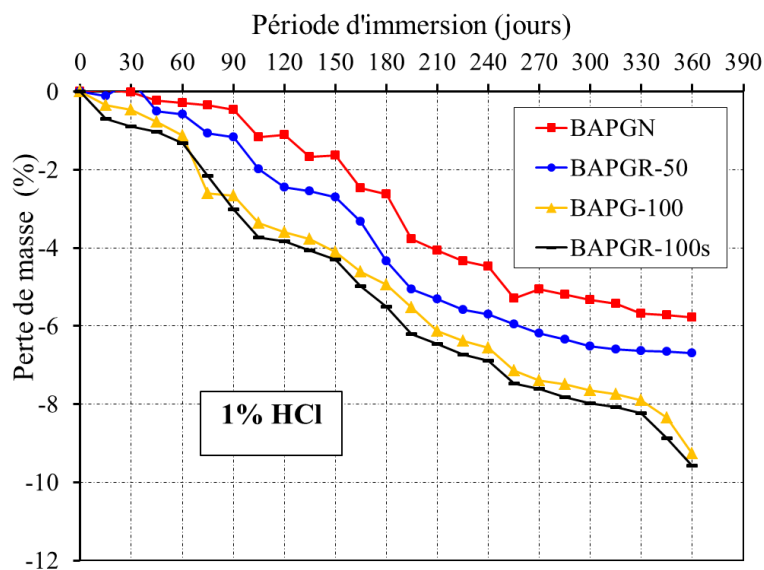


Figure 5.11. Perte de masse des échantillons immergés dans 1 % HCl.

Les figures 5.12 et 5.13 montrent l'impact des acides sur les échantillons de BAP après une immersion de 360 jours dans des solutions à 3 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et 1 % HCl. On peut clairement constater l'état des différents échantillons de BAP. Une couche blanchâtre (gypse) facilement lavable à l'eau est visible avant le nettoyage des échantillons prélevés dans la solution d'acide sulfurique. Après le lavage, on observe une dégradation significative de la surface des échantillons suite à l'attaque par H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (Figures 5.12).

En présence d'acide chlorhydrique, une teinte brune apparaît sur la surface des échantillons (Figures 5.13). Cette coloration est due à la présence d'hydroxyde ferrique [218]. Avec le temps, la couche superficielle se détache, entraînant une perte de masse des échantillons de béton.



BAPGN

BAPGR-50

BAPGR-100

BAPGR-100

Figure 5.12. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 3 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.



BAPGN

BAPGR-50

BAPGR-100

BAPGR-100

Figure 5.13. Aspect des éprouvettes après 360 jours d'immersion dans 1 % HCl.

### 5.8. Analyse de la microstructure des BAP immergés dans MgSO<sub>4</sub> et Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>

Des observations au microscope électronique à balayage (MEB) et une analyse EDS ont été réalisées pour identifier les produits formés suite à l'attaque par des solutions sulfatiques (5 % MgSO<sub>4</sub> et 5 % Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>), après une immersion complète des différents mélanges de BAPs pendant une durée de 365 jours.

Les figures 5.14 et 5.15 présentent les résultats de l'analyse élémentaire EDS. L'analyse élémentaire avec EDS révèle des pics de soufre (S), d'aluminium (Al) et de calcite (Ca). Dans le cas des spécimens immergés dans une solution de MgSO<sub>4</sub>, les pics de soufre (S) étaient respectivement de 0,07%; 0,1%; 0,62% et 0,80% pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement. Les pics d'aluminium (Al) étaient respectivement de 3,80%, 3,94%, 5,23% et 5,80% pour les mêmes échantillons. De plus, les pics de calcite (Ca) étaient respectivement de 24,51%; 26,11%; 27,11% et 30,44% pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, comme le montre la figure 5.14

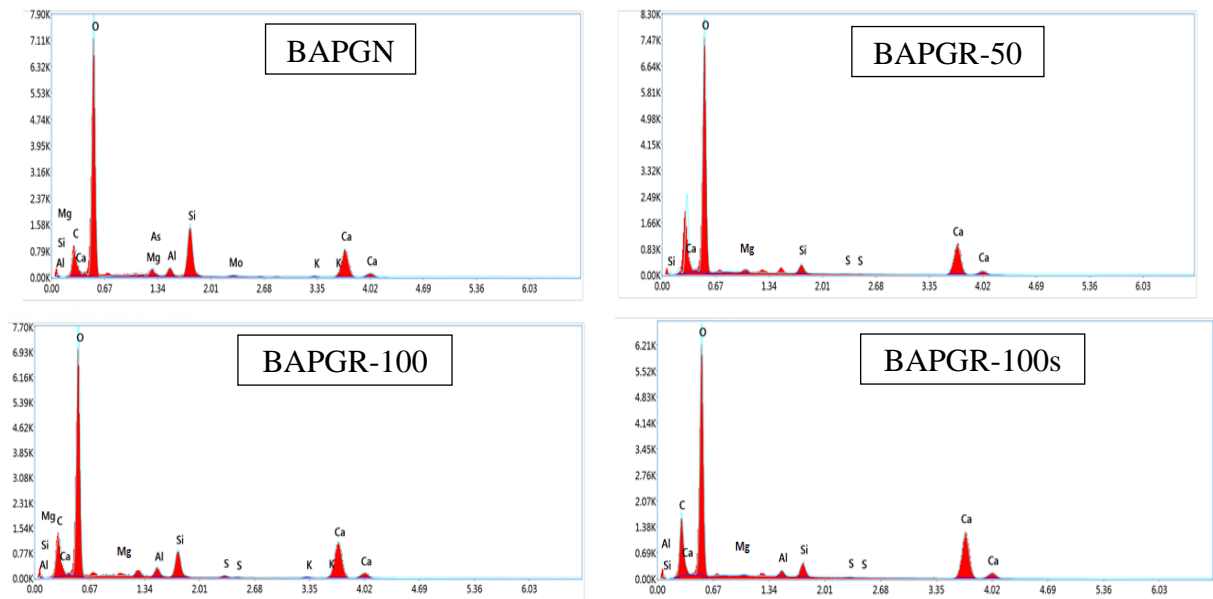


Figure 5.14. Analyse avec EDS des BAPs immergés dans 5 %  $MgSO_4$ .

Concernant les spécimens immergés dans une solution de  $Na_2SO_4$ , les résultats ont montré des pics de soufre (S) respectivement de 0,01%; 0,05%; 0,29% et 0,39% pour les échantillons BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s. Les pics d'aluminium (Al) étaient respectivement de 0,69 %; 0,95 %; 1,65 % et 1,69 %, tandis que les pics de calcite (Ca) étaient respectivement de 2,68 %; 7,90 %; 20,67 % et 20,84 % (Figure 5.15).

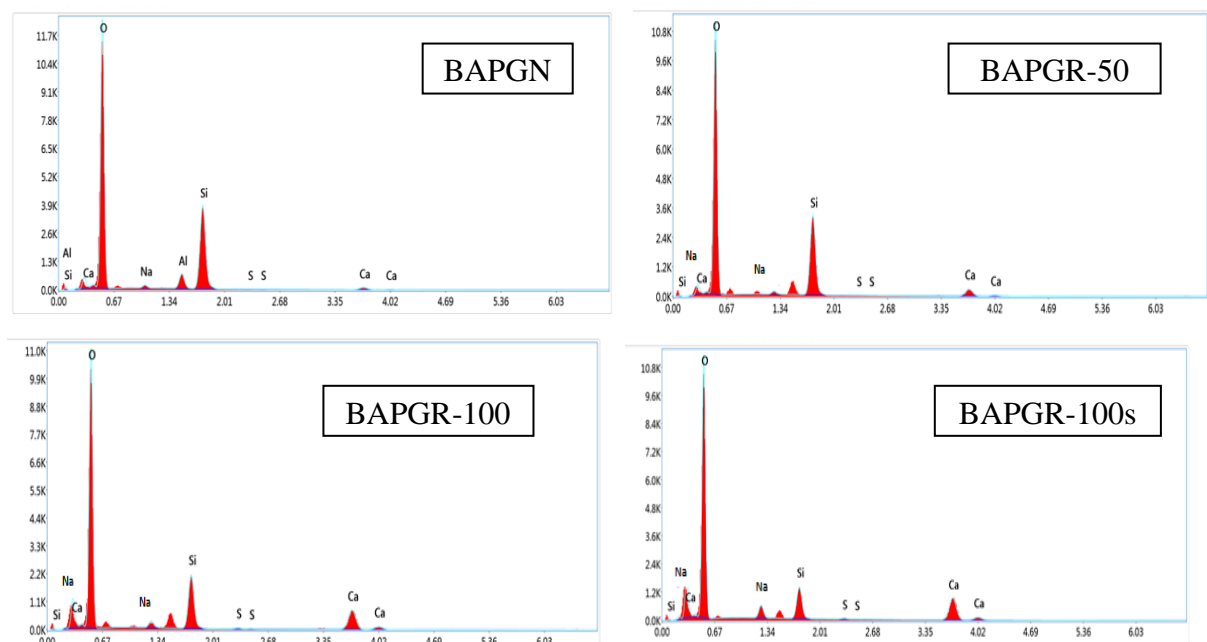


Figure 5.15. Analyse avec EDS des BAPs immergés dans 5 %  $Na_2SO_4$ .

Les figures 5.16 et 5.17 présentent les résultats de l'analyse réalisée au MEB sur une surface polie.

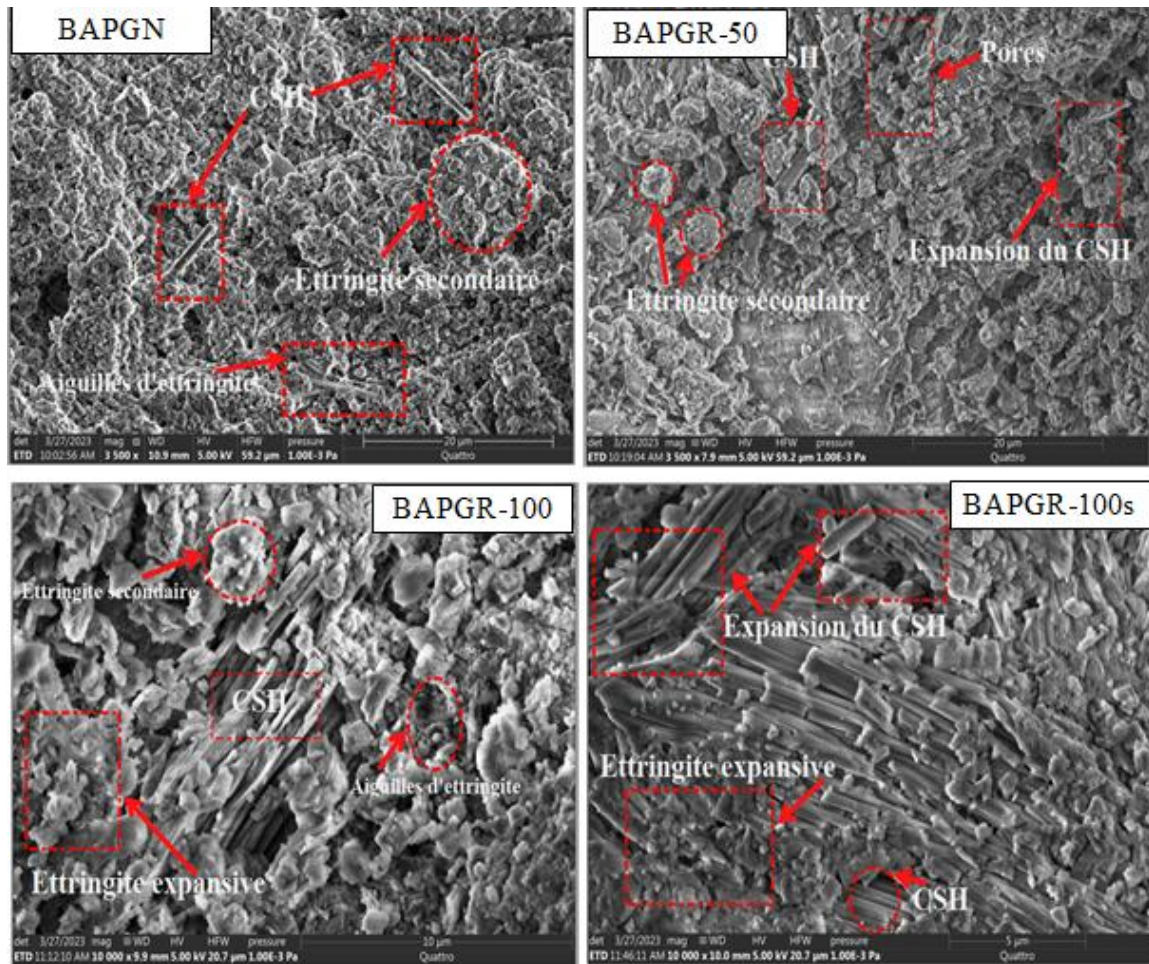


Figure 5.16. Analyse par MEB des BAPs immergés dans une solution 5 %  $MgSO_4$ .

Concernant l'attaque par le sulfate de magnésium (5 %  $MgSO_4$ ) et le sulfate de sodium (5 %  $Na_2SO_4$ ), on observe pour le BAPGN, la présence d'ettringite secondaire. En revanche, pour les bétons BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, une quantité importante d'ettringite expansive a été observée, ce qui indique que les BAPs ont subi une attaque sulfatique externe. Les ions sulfate  $SO_4^{2-}$  diffusés à l'intérieur du béton réagissent avec la  $Ca(OH)_2$  et les CSH. Ce phénomène a conduit à l'expansion du béton avec un ramollissement. Par conséquent, la formation continue d'ettringite, qui a un volume relativement important a provoqué des fissures internes. Ce concept a également été rapporté par Jo et al. [219].

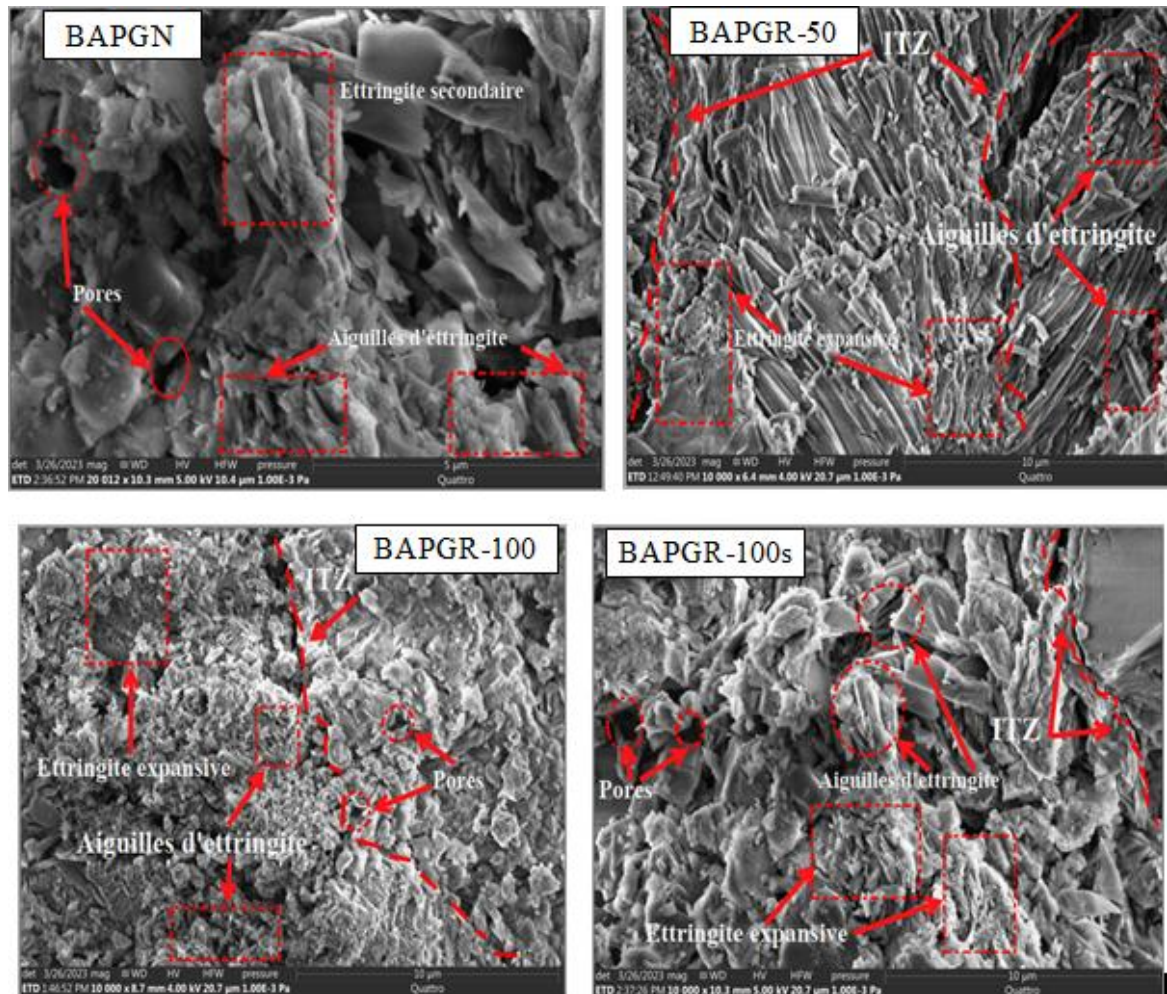


Figure 5.17. Analyse par MEB des BAPs immergés dans une solution 5 %  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ .

### 5.9. Analyse de la microstructure des BAP immergés dans les acides

Des observations au MEB et une analyse EDS ont également été réalisées pour identifier les produits formés suite à l'attaque par des solutions d'acide sulfurique 3 %  $\text{H}_2\text{SO}_4$  et d'acide chlorhydrique 1 %  $\text{HCl}$ . Les résultats sont présentés dans les figures 5.18 et 5.19. A partir des motifs d'analyse EDS des quatre mélanges de BAP analysés après l'attaque par le  $\text{H}_2\text{SO}_4$  et le  $\text{HCl}$ , on observe des changements significatifs.

Les résultats des spécimens exposés à l'acide sulfurique  $\text{H}_2\text{SO}_4$  montrent la disparition des phases cristallines hydratées et l'apparition de nouvelles phases, confirmant ainsi la formation de gypse grâce aux analyses EDS qui révèlent la présence de calcium (Ca) et de soufre (S).

L'analyse des spécimens exposés à l'acide sulfurique a également révélé des variations significatives dans les pourcentages des pics de calcite (Ca) et de soufre (S) dans les différents mélanges de béton étudiés (Figure 5.18). Pour le mélange BAPGN, le pourcentage de calcite

était de 3,53 %, tandis que le pourcentage de soufre était de 0,84%. En revanche, les mélanges BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s ont montré des pourcentages plus élevés de calcite. Le mélange BAPGR-50 affichait un pourcentage de calcite de 12,03 % et un pourcentage de soufre de 2,52 %. Pour le BAPGR-100, les pourcentages étaient respectivement de 18,57 % pour la calcite et 9,99 % pour le soufre. Le mélange BAPGR-100s présentait les pourcentages les plus élevés avec 22,91 % de calcite et 11,59 % de soufre.

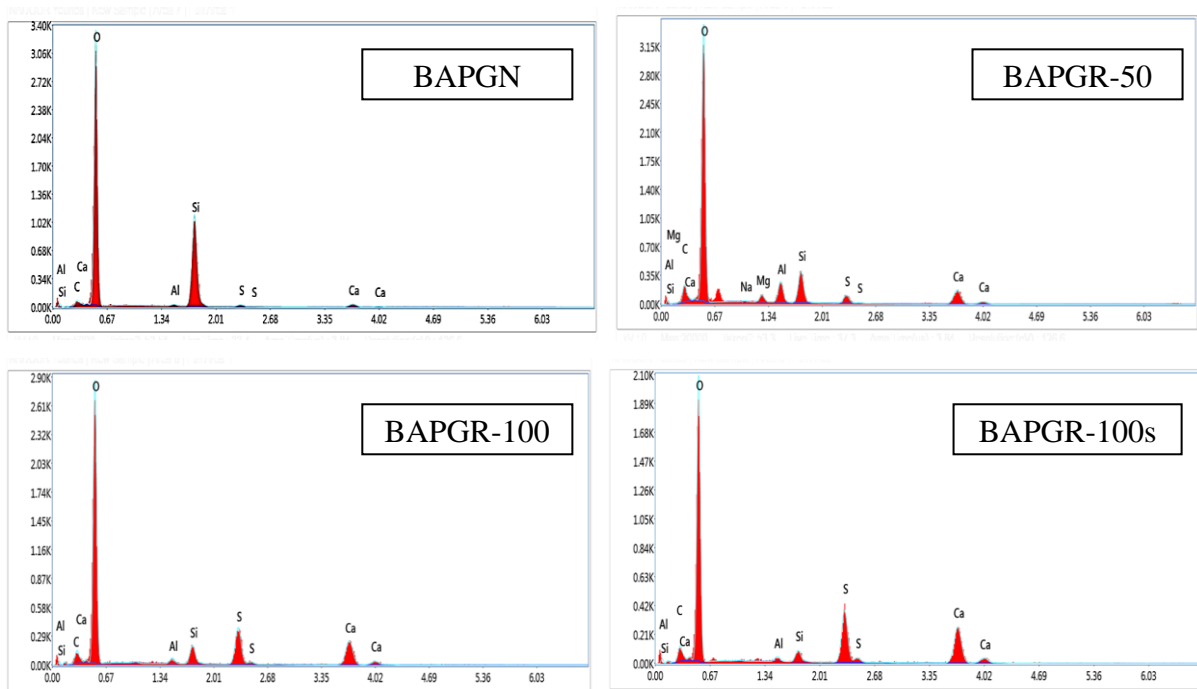


Figure 5.18. Analyse avec EDS des mélanges de BAP immergés dans 3 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

Les résultats de l'analyse EDS des spécimens immergés dans une solution d'acide chlorhydrique (HCl) ont révélé la présence de différents éléments tels que la calcite (Ca), le soufre (S), le chlore (Cl), le sodium (Na) et le magnésium (Mg) qui ont confirmé la formation de chlorure de calcium et de sel. Le lavage des spécimens après la période d'immersion a réussi à éliminer la plupart de ces sels non expansifs de la surface.

Dans le cas du BAPGN, aucun pic de soufre (S) et de sodium (Na) n'a été observé, confirmant l'absence de ces éléments dans ce mélange. En revanche, des pics de calcite (Ca) et de chlore (Cl) ont été détectés, avec des pourcentages respectifs de 4,33 % et 0,49 %. Pour les mélanges BAPGR-50, les pourcentages variaient avec des pics de calcite de 15,61 %, de soufre de 0,01%, de chlore de 0,56 %, de sodium de 3,21 % et de magnésium de 0,55 %. Le BAPGR-100 a montré des pourcentages de calcite de 23,62 %, de soufre de 0,11%, de chlore de 0,57 %, de sodium de 0,58% et de magnésium de 1,17 %. Le mélange BAPGR-100s a

présenté des pics de calcite de 24,25%, de soufre de 0,21 %, de chlore de 0,72 %, de sodium de 2,10 % et de magnésium de 1,05% (Figure 5.19).

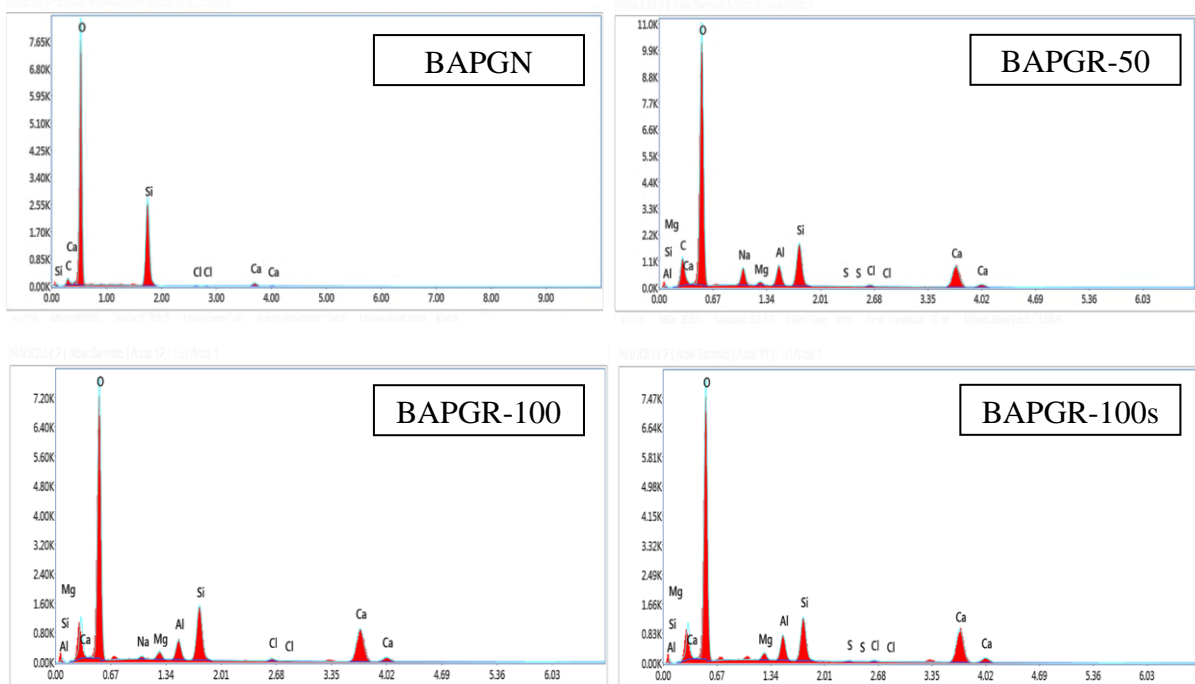


Figure 5.19. Analyse avec EDS des mélanges de BAP immergés dans 1 % HCl.

La figure 5.20, montre le dépôt d'un grand nombre de cristaux en forme d'aiguilles (gypse). La formation de gypse conduit à la fissuration, à l'éclatement et à la décomposition du BAP exposé à un environnement d'acide sulfurique.

Pour le BAPGN, une observation au microscope électronique à balayage (MEB) a révélé la présence de pores et de cristaux de gypse formés à partir de la réaction de la portlandite avec les ions sulfate de l'acide sulfurique. Des analyses aux EDS ont confirmé la présence de gypse dans ce mélange.

L'exposition à l'acide sulfurique des mélanges BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s a provoqué la formation de microfissures, en raison de la réaction entre les ions sulfate et les produits d'hydratation du ciment. En plus des microfissures, des cristaux de gypse ont été détectés, utilisant MEB et du EDS. De plus, des aiguilles de gypse expansif ont été observées dans les mélanges BAPGR-100 et BAPGR-100s, ce qui indique une détérioration plus importante due à l'attaque par  $H_2SO_4$ .

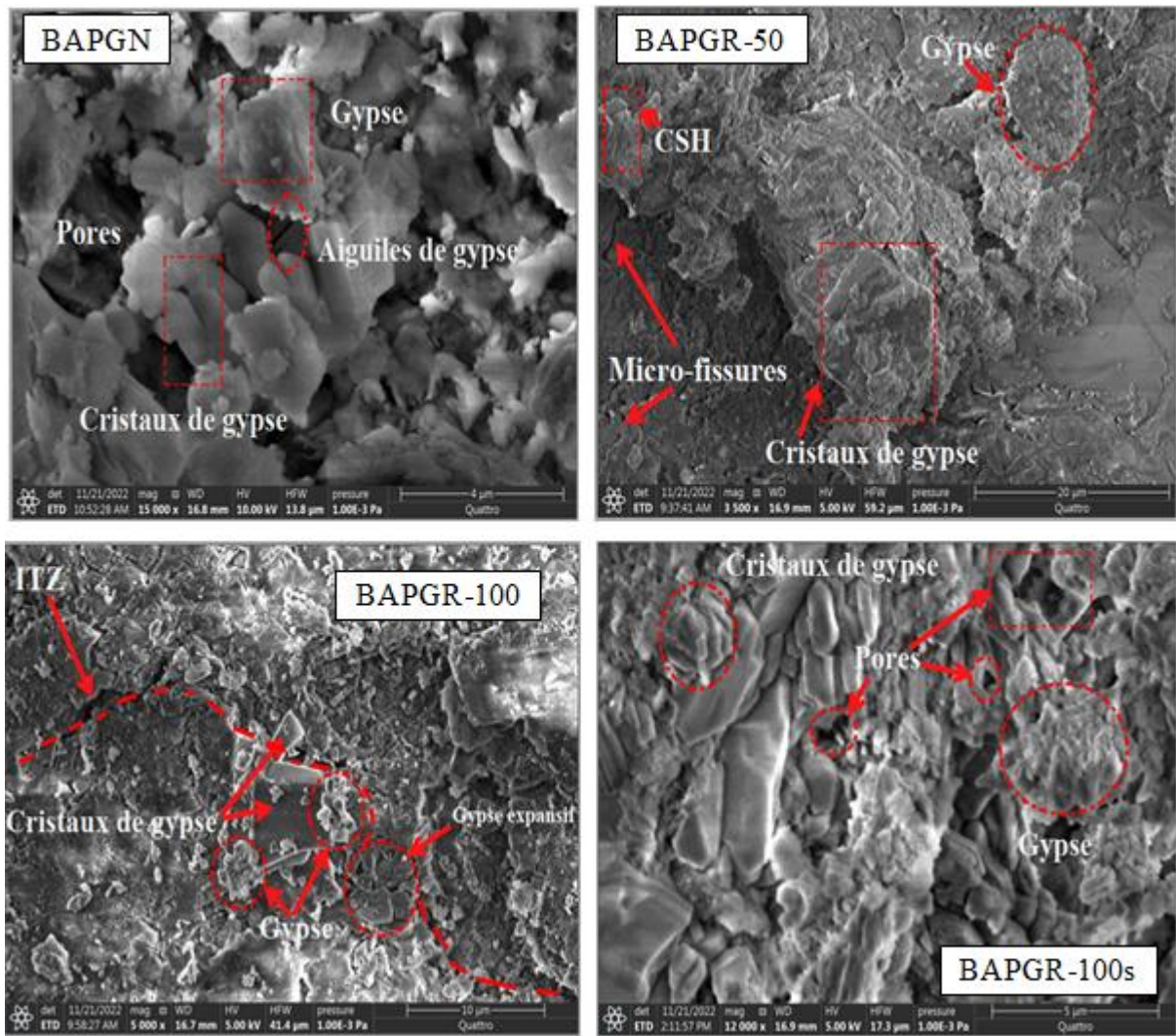


Figure 5.20. Analyse par MEB de BAP immergés dans une solution 3 % H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>.

Par ailleurs, la figure 5.21 présente la microstructure des mélanges BAPs exposés à l'attaque par HCl. A l'issue de cette figure, des pores et des microfissures ont été observé pour les quatre mélanges de BAPs. En effet, la réaction de la portlandite avec les ions H<sup>+</sup> a formé le sel de chlorure de calcium. En outre, un sel non expansif a été observé dans tous les mélanges de BAPs.



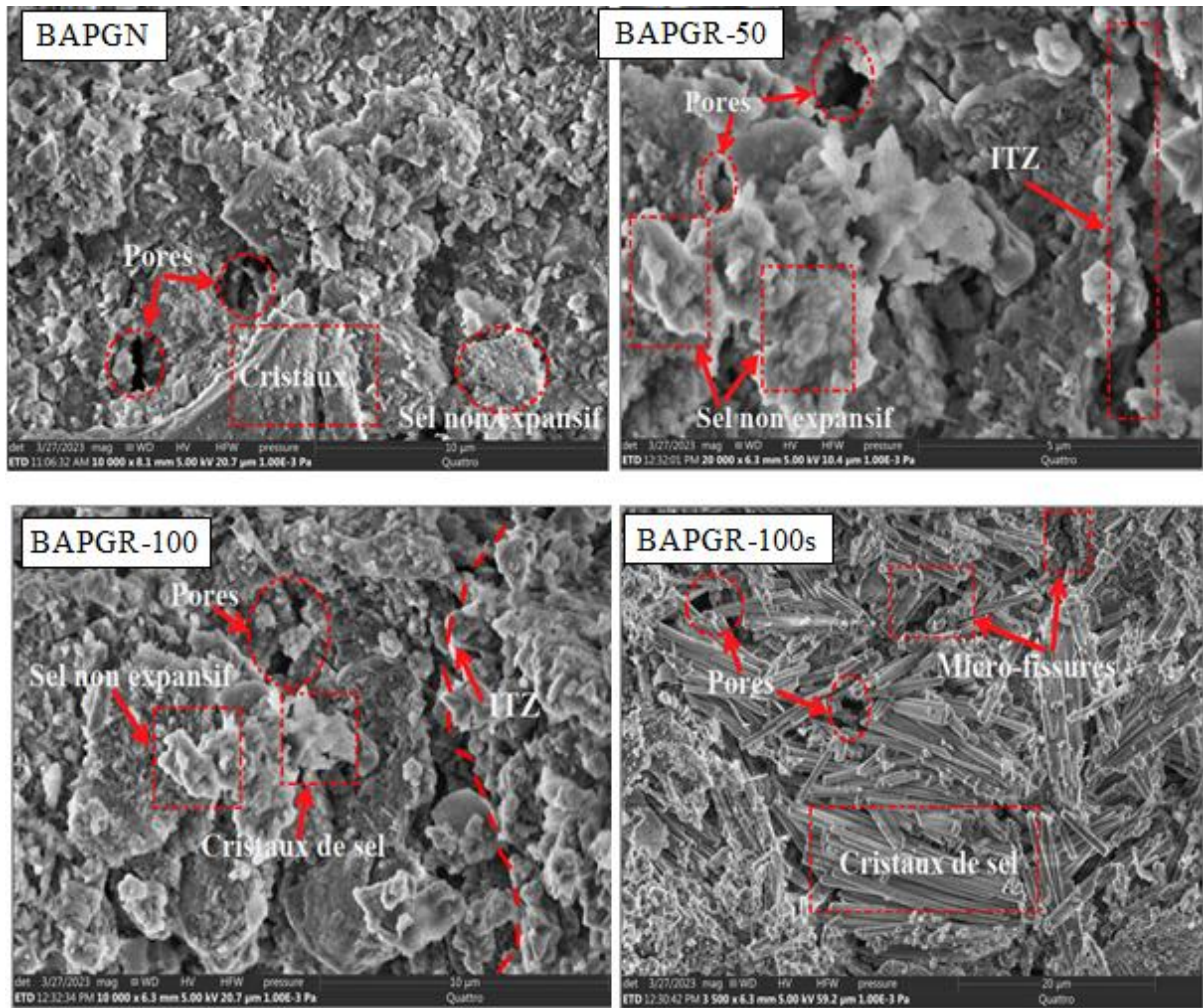


Figure 5.21. Analyse par MEB de BAP immergés dans une solution 1 % HCl.

## 5.10. Conclusion

Un vieillissement accéléré des échantillons de BAPs a été effectué dans différents milieux agressifs. Selon nos résultats expérimentaux, on a conclu que:

- A 28 jours; l'augmentation d'absorption d'eau par capillarité est de 20 % (BAPGR-50), 52% (BAPGR-100) et 71% (BAPGR-100s), par rapport BAPGN.
- A 91 jours, l'absorption d'eau par immersion est de 2.24 % (BAPGN), 3,65 % (BAPGR-50), 4,41 % (BAPGR-100) et 4,87 % (BAPGR-100s).
- Les augmentations de pénétrabilité des ions chlore sont de 20 % (pour le BAPGR-50), 46 % (pour le BAPGR-100) et 61 % (pour le BAPGR-100s) par rapport au BAPGN, à 91 jours
- A 28 jours, la profondeur de pénétration de l'eau est de 25 mm, 30 mm, 41 mm et 44 mm pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.
- L'expansion des éprouvettes sous l'attaque de sulfate de magnésium est de 64 %; 72%; 96 % et 97 % pour les BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.

Cependant, l'exposition au sulfate de sodium provoque une augmentation de d'expansion de 24 % (BAPGN); 38 % (BAPGR-50); 53% (BAPGR-100) et 70% (BAPGR-100s).

- Pour les éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ), la perte de masse est de 7.4 %, 9.6 %, 12.6 % et 13.6 %, pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR100s, respectivement.
- Les échantillons immergés dans la solution de l'acide chlorhydrique (HCl) subissent une perte de masse de 5.7 % pour BAPGN, 6.7% pour BAPGR-50, 9.2 % pour BAPGR100 et 9.6 % pour BAPGR100s.

---

# **Conclusion générale et perspectives**

---

## Conclusion générale et perspectives

### Conclusion générale

Dans notre étude, des essais ont été menés sur des bétons autoplaçants à base de granulats grossiers recyclés afin de répondre à deux objectifs. Il s'agit dans un premier temps d'étudier les propriétés rhéologiques et physico-mécaniques. Puis, dans un deuxième temps de caractériser ces BAPs d'un point de vue durabilité, en les conservant dans de différents environnements. Pour atteindre ces deux objectifs, la caractérisation des granulats grossiers recyclés utilisés dans les différentes compositions de BAP a été réalisée en premier lieu.

Les principales conclusions qui ont été tirées de cette étude expérimentale, numérique et théorique sont les suivantes:

**1. Le taux de remplacement du granulats grossiers naturels par un granulats grossiers recyclés influence de manière importante les propriétés physico-mécaniques des bétons autoplaçants (BAP). Les résultats expérimentaux montrent que:**

- La masse volumique des BAPGR est inférieure à celle du BAPGN avec une diminution de 4 %, 6 % et 7 %, pour BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.
- Les résultats des propriétés à l'état frais ont montré que les mélanges contenant 50% et 100% de GR avaient les caractéristiques requises pour un BAP: un étalement de 700 mm à 740 mm, une valeur J-ring variant de 650 mm à 680 mm et une résistance à la ségrégation entre 9 % et 12 %.
- Le BAP à 50 % de GR a présenté des performances satisfaisantes, avec des pertes de propriétés mécaniques inférieures à 14 %. En comparant le BAPGR-50 avec BAPGN, on enregistre une diminution de 11 % de la résistance à la compression, de 13 % de la résistance à la traction par flexion et de 7 % du module d'élasticité.
- L'analyse MEB montre que l'absorption d'eau du GR s'est accumulée à proximité de la nouvelle ITZ, donnant lieu à des microfissures initiant à partir de la nouvelle ITZ, conduisant à l'élargissement de la nouvelle ITZ et par conséquent à un affaiblissement de la microstructure des BAPs fabriqués avec GR.

## **2. Le remplacement du GN par un GR affecte négativement le retrait total des BAPs soumis à différentes températures de cure:**

- La cinétique de retrait total est largement influencée par la température de durcissement (de 20 °C à 50 °C). Avec les mélanges de BAP soumis à une température de 50 °C, les augmentations étaient de 25,2 %; 22,7 %; 13,5 % et 13,5 % pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement, par rapport à celles à 20 °C.
- Les valeurs obtenues à partir de l'approche numérique utilisant le logiciel ANSYS<sup>®</sup> sont très proches des valeurs expérimentales, à court terme (30 jours). Cependant, la différence devient plus significative, à long terme (au-delà de 30 jours).

## **3. Les résultats de comportement des bétons autoplaçants à base de GR vis à vis de la durabilité montrent que:**

- Les augmentations de pénétrabilité des ions sont de 20 % (pour le BAPGR-50), 46 % (pour le BAPGR-100) et 61 % (pour le BAPGR-100s) par rapport au BAPGN, à 91 jours
- A 28 jours, la profondeur de pénétration de l'eau est de 25 mm, 30 mm, 41 mm et 44 mm pour BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement.
- L'expansion des éprouvettes sous l'attaque de sulfate de magnésium est de 64 %; 72%; 96 % et 97 % pour les BAPGN, BAPGR-50, BAPGR-100 et BAPGR-100s, respectivement. Cependant, l'exposition au sulfate de sodium provoque une augmentation de 24 % (BAPGN); 38 % (BAPGR-50); 53% (BAPGR-100) et 70% (BAPGR-100s).
- Pour les éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>), la perte de masse est de 7%, 9,6%, 12,6%, 13,5%, pour BAPGN, BAPGR-50, et BAPGR100s, respectivement.
- Les échantillons immergés dans la solution de l'acide chlorhydrique (HCl) subissent une perte de masse de 5.7 % pour BAPGN, 6.7 % pour BAPGR-50, 9,2 % pour BAPGR100 et 9,6 % pour BAPGR100s.

## **Perspectives**

Cette étude ouvre également d'autres perspectives de recherche pour mieux comprendre les BAPs provenant de différentes sources de récupération et exposés aux différentes conditions atmosphériques pendant une durée de temps variable.

- Etudier la résistance aux cycles de gel/dégel des BAPs aux granulats recyclés.
- Etablir des modèles théoriques prédictifs des déformations différées des bétons autoplaçant à base de granulats (fin et grossier) recyclés.
- Réaliser la simulation numérique du comportement mécanique des BAPs conservés dans différents environnements.

---

# Bibliographie

---

## **Bibliographie**

- [1] PMR Analysis. Global market study on construction aggregate. New York, USA 2016.
- [2] Chen W, Jin R, Xu Y, Wanatowski D, Li B, Yan L, et al. Adopting recycled aggregates as sustainable construction materials: A review of the scientific literature. *Constr Build Mater.* 2019;218:483-96.
- [3] González-Taboada I, González-Fonteboa B, Martínez-Abella F, Carro-López D. Study of recycled concrete aggregate quality and its relationship with recycled concrete compressive strength using database analysis. *Materiales de Construcción.* 2016;66(323):e089.
- [4] Zhang L, Zhang Y, Liu C, Liu L, Tang K. Study on microstructure and bond strength of interfacial transition zone between cement paste and high-performance lightweight aggregates prepared from ferrochromium slag. *Constr Build Mater.* 2017;142:31-41.
- [5] Li W, Xiao J, Sun Z, Kawashima S, Shah SP. Interfacial transition zones in recycled aggregate concrete with different mixing approaches. *Constr Build Mater.* 2012;35:1045-55.
- [6] Pacheco-Torgal F, Ding Y. *Handbook of recycled concrete and demolition waste*: Elsevier; 2013.
- [7] Staunton J, Williams CD, Morrison L, Henry T, Fleming GTA, Gormally MJ. Spatio-temporal distribution of construction and demolition (C&D) waste disposal on wetlands: A case study. *Land Use Policy.* 2015;49:43-52.
- [8] Neto RO, Gastineau P, Cazacliu BG, Le Guen L, Paranhos RS, Petter CO. An economic analysis of the processing technologies in CDW recycling platforms. *Waste Management.* 2017;60:277-89.
- [9] Grondin A. *Valorisation des granulats recyclés de béton: Etude des caractéristiques physiques et mécaniques des bétons de granulats recyclés de béton*: INSA de Strasbourg, France; 2011.
- [10] De Juan MS, Gutiérrez PAJC, Materials B. Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. 2009;23(2):872-7.
- [11] Padmini A, Ramamurthy K, Mathews M. Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials.* 2009;23(2):829-36.
- [12] Adessina A. *Caractérisation expérimentale et modélisation multi-échelle des propriétés mécaniques et de durabilité des bétons à base de granulats recyclés*: Paris Est; 2018.
- [13] Rao A, Jha KN, Misra S. Use of aggregates from recycled construction and demolition waste in concrete. *Resources, conservation and Recycling.* 2007;50(1):71-81.
- [14] Omary S, Ghorbel E, Wardeh G. Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties. *Construction and Building Materials.* 2016;108:163-74.



- [15] Sagoe-Crentsil KK, Brown T, Taylor AH. Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate. *Cement and Concrete Research*. 2001;31(5):707-12.
- [16] Andal J, Shehata M, Zacarias P. Properties of concrete containing recycled concrete aggregate of preserved quality. *Construction and Building Materials*. 2016;125:842-55.
- [17] Vrijders L, De Bock L. Utilisation de granulats de béton recyclés dans le béton. Centre Scientifique et Technique de la Construction, Bruxelles 2019.
- [18] Olorunsogo F, Padayachee N. Performance of recycled aggregate concrete monitored by durability indexes. *Cement and Concrete Research*. 2002;32(2):179-85.
- [19] Silva RV, De Brito J, Dhir R. Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production. *Construction and Building Materials*. 2014;65:201-17.
- [20] Poon C, Kou S, Lam L. Influence of recycled aggregate on slump and bleeding of fresh concrete. *Materials and Structures*. 2007;40(9):981-8.
- [21] Younis KH, Pilakoutas K. Strength prediction model and methods for improving recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2013;49:688-701.
- [22] Instrucción dHE. EHE-08. Catálogo de publicaciones del Ministerio de Fomento Año. 2008;444.
- [23] BS EN 1097-2. Tests for mechanical and physical properties of aggregates methods for the determination of resistance to fragmentation. British Standards Institution; 2010.
- [24] Gélinas D. Les bétons recyclés. RECHERCHES TRANSPORT: BULLETIN D'INFORMATION SCIENTIFIQUE: VOLUME THEMATIQUE. 1996(23).
- [25] De Juan MS, Gutiérrez PA. Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*. 2009;23(2):872-7.
- [26] Durvilee J-L, Heraud H. Description des roches et des massifs rocheux. *Techniques de l'ingénieur Construction*. 1995;1(C352):C352. 1-C. 12.
- [27] Yamato T, Soeda M, Emoto Y. Physical properties of recycled aggregate and the utilization as concrete aggregate. *Proceedings of the International Seminar on Recycled Concrete: Niigata University, Japan Concrete Institute; 2000. p. 59-68.*
- [28] Hansen TC, Narud H. Strength of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate. *Concrete international*. 1983;5(1):79-83.
- [29] Liu Q, Xiao J, Sun Z. Experimental study on the failure mechanism of recycled concrete. *Cement and Concrete Research*. 2011;41(10):1050-7.
- [30] Ravindrarajah RS, Tam CT. Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate. *Magazine of Concrete Research*. 1985;37(130):29-38.
- [31] Hansen TC. *Recycling of demolished concrete and masonry: CRC Press; 1992.*

- [32] Yagishita F. Behavior of reinforced concrete beams containing recycled coarse aggregate. *Demolition and Reuse of Concrete and Masnry*. 1994:331-42.
- [33] Nagataki S, Gokce A, Saeki T. Effects of recycled aggregate characteristics on performance parameters of recycled aggregate concrete. *ACI Special Publication*. 2000;192:53-72.
- [34] Duan ZH, Poon CS. Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars. *Materials & Design*. 2014;58:19-29.
- [35] Abbas A, Fathifazl G, Fournier B, Isgor OB, Zavadil R, Razaqpur AG, et al. Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis. *Materials Characterization*. 2009;60(7):716-28.
- [36] Otsuki N, Miyazato S-i, Yodsudjai W. Influence of recycled aggregate on interfacial transition zone, strength, chloride penetration and carbonation of concrete. *Journal of materials in civil engineering*. 2003;15(5):443-51.
- [37] Li W, Long C, Tam VW, Poon C-S, Duan WH. Effects of nano-particles on failure process and microstructural properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2017;142:42-50.
- [38] Nguyen T, Le Saout G, Devillers P, Garcia-Diaz E. The effect of limestone aggregate porosity and saturation degree on the interfacial zone. *2nd International Symposium on Cement-based Materials for Nuclear WastesAt: Avignon, France 2014*.
- [39] Devenny A, Khalaf F. Use of crushed brick as coarse aggregate in concrete. *Masonry International*. 1999;12(3):81-4.
- [40] Le T. Influence de l'humidité des granulats de béton recyclé sur le comportement à l'état frais et durcissant des mortiers: Lille 1; 2015.
- [41] Heraud H, Durville J-L. Description des roches et des massifs rocheux: Ed. Techniques Ingénieur; 1995.
- [42] Fan C-C, Huang R, Hwang H, Chao S-J. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregates from crushed concrete wastes. *Construction and Building Materials*. 2016;112:708-15.
- [43] Zaharieva R, Buyle-Bodin F, Skoczylas F, Wirquin E. Assessment of the surface permeation properties of recycled aggregate concrete. *Cement and concrete composites*. 2003;25(2):223-32.
- [44] Pereira-de-Oliveira L, Nepomuceno M, Castro-Gomes J, Vila MdFC. Permeability properties of self-compacting concrete with coarse recycled aggregates. *Construction and Building Materials*. 2014;51:113-20.
- [45] Revathi P, Selvi R, Velin S. Investigations on fresh and hardened properties of recycled aggregate self compacting concrete. *Journal of the Institution of Engineers (India): Series A*. 2013;94(3):179-85.

- [46] Tang W, Ryan P, Cui H, Liao W. Properties of self-compacting concrete with recycled coarse aggregate. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2016;2016.
- [47] Tuyan M, Mardani-Aghabaglou A, Ramyar K. Freeze–thaw resistance, mechanical and transport properties of self-consolidating concrete incorporating coarse recycled concrete aggregate. *Materials & Design*. 2014;53:983-91.
- [48] Santos S, da Silva PR, de Brito J. Self-compacting concrete with recycled aggregates – A literature review. *Journal of Building Engineering*. 2019;22:349-71.
- [49] Zitouni K. Effet des granulats recyclés sur le développement de la microstructure des bétons autoplaçants (BAP). *Academic Journal of Civil Engineering*. 2018;36(1):424-32.
- [50] Abd Elhakam A, Awad E. Influence of self-healing, mixing method and adding silica fume on mechanical properties of recycled aggregates concrete. *Construction and Building Materials*. 2012;35:421-7.
- [51] Nesmene M. Propriétés des bétons autoplaçants de haute performance préparés avec des granulats recyclés: Mémoire de Maîtrise, Université de Sherbrooke, Canada; 2018.
- [52] Butler L, West JS, Tighe SL. Effect of recycled concrete coarse aggregate from multiple sources on the hardened properties of concrete with equivalent compressive strength. *Construction and Building Materials*. 2013;47:1292-301.
- [53] Folino P, Xargay H. Recycled aggregate concrete–mechanical behavior under uniaxial and triaxial compression. *Construction and Building Materials*. 2014;56:21-31.
- [54] McGinnis MJ, Davis M, de la Rosa A, Weldon BD, Kurama YC. Strength and stiffness of concrete with recycled concrete aggregates. *Construction and Building Materials*. 2017;154:258-69.
- [55] Verian KP, Ashraf W, Cao Y. Properties of recycled concrete aggregate and their influence in new concrete production. *Resources, conservation and Recycling*. 2018;133:30-49.
- [56] Ajukiewicz A, Kliszczewicz A. Influence of recycled aggregate on mechanical properties of HS. HPC Cement Concrete Composites. 2004;24:269-79.
- [57] Grdic ZJ, Toplicic-Curcic GA, Despotovic IM, Ristic NS. Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*. 2010;24(7):1129-33.
- [58] Kenai S, Debieb F. Caractérisation de la durabilité des bétons recyclés à base de gros et fins granulats de briques et de béton concassés. *Materials and Structures*. 2011;44(4):815-24.
- [59] Bravo M, De Brito J, Pontes J, Evangelista L. Mechanical performance of concrete made with aggregates from construction and demolition waste recycling plants. *Journal of cleaner production*. 2015;99:59-74.
- [60] Gholampour A, Gandomi AH, Ozbakkaloglu T. New formulations for mechanical properties of recycled aggregate concrete using gene expression programming. *Construction and Building Materials*. 2017;130:122-45.

- [61] Bairagi N, Ravande K, Pareek V. Behaviour of concrete with different proportions of natural and recycled aggregates. *Resources, conservation and Recycling*. 1993;9(1-2):109-26.
- [62] Tam VW, Gao X, Tam CM. Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach. *Cement and Concrete Research*. 2005;35(6):1195-203.
- [63] Limbachiya M, Leelawat T, Dhir R. Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *Materials and Structures*. 2000;33:574-80.
- [64] Pereira P, Evangelista L, De Brito J. The effect of superplasticizers on the mechanical performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates. *Cement and concrete composites*. 2012;34(9):1044-52.
- [65] Rao MC, Bhattacharyya S, Barai S. Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete. *Materials and Structures*. 2011;44(1):205-20.
- [66] NF EN 206-1. Béton–Partie 1: Spécification, performances, production et conformité. AFNOR; 2004.
- [67] Kalaiarasu SM, Subramanian K. Properties of recycled aggregate concrete with silica fume. *Journal of Applied Sciences*. 2006;6(14):2956-8.
- [68] Feys D, Verhoeven R, De Schutter G. Fresh self compacting concrete, a shear thickening material. *Cement and Concrete Research*. 2008;38(7):920-9.
- [69] Rao A. Experimental investigation on use of recycled aggregates in mortar and concrete. Civil Engineering, Department of Engineering, Indian Institute of Technology, Kanpur, India. 2005.
- [70] Gutiérrez A. Influence of recycled aggregate quality on concrete properties. International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures: RILEM Publications SARL; 2004. p. 545-53.
- [71] de Brito J, Alves F. Concrete with recycled aggregates: the Portuguese experimental research. *Materials and Structures*. 2010;43:35-51.
- [72] Martínez-Lage I, Martínez-Abella F, Vázquez-Herrero C, Pérez-Ordóñez JL. Properties of plain concrete made with mixed recycled coarse aggregate. *Construction and Building Materials*. 2012;37:171-6.
- [73] Li X. Recycling and reuse of waste concrete in China: Part I. Material behaviour of recycled aggregate concrete. *Resources, conservation and Recycling*. 2008;53(1-2):36-44.
- [74] Gutiérrez A, De Juan M. Influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures: RILEM Publications SARL; 2004. p. 536-44.
- [75] Kou S-C, Poon C-S. Long-term mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete prepared with the incorporation of fly ash. *Cement and concrete composites*. 2013;37:12-9.

- [76] Boulay V, GAGNÉ R, MORIN R. Valorisation des matériaux granulaires recyclés dans le béton de ciment pour usage résidentiel: Université de Sherbrooke; 2014.
- [77] Domingo-Cabo A, Lázaro C, López-Gayarre F, Serrano-López M, Serna P, Castaño-Tabares JO. Creep and shrinkage of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2009;23(7):2545-53.
- [78] Hansen TC, Boegh E. Elasticity and drying shrinkage concrete of recycled-aggregate. *Journal Proceedings*1985. p. 648-52.
- [79] Pepe M. A conceptual model to design recycled aggregate concrete for structural applications. 2015.
- [80] Silva R, De Brito J, Dhir R. Prediction of the shrinkage behavior of recycled aggregate concrete: A review. *Construction and Building Materials*. 2015;77:327-39.
- [81] Guo Z, Jiang T, Zhang J, Kong X, Chen C, Lehman DE. Mechanical and durability properties of sustainable self-compacting concrete with recycled concrete aggregate and fly ash, slag and silica fume. *Construction and Building Materials*. 2020;231:117115.
- [82] Khodair Y, Bommareddy B. Self-consolidating concrete using recycled concrete aggregate and high volume of fly ash, and slag. *Construction and Building Materials*. 2017;153:307-16.
- [83] Guo Z, Chen C, Lehman DE, Xiao W, Zheng S, Fan B. Mechanical and durability behaviours of concrete made with recycled coarse and fine aggregates. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2020;24(2):171-89.
- [84] Wen H, McLean DI, Boyle SR, Spry TC, Mjelde DG. Laboratory Evaluation of Recycled Concrete as Aggregate in New Concrete Pavements. 2014.
- [85] Manzi S, Mazzotti C, Bignozzi M. Preliminary studies on the effect of C&DW on the long-term properties of sustainable self-compacting concrete. *CONCREEP 102015*. p. 1554-60.
- [86] Manzi S, Mazzotti C, Bignozzi MC. Self-compacting concrete with recycled concrete aggregate: Study of the long-term properties. *Construction and Building Materials*. 2017;157:582-90.
- [87] Kou S, Poon CS. Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates. *Cement and concrete composites*. 2009;31(9):622-7.
- [88] Rajhans P, Panda SK, Nayak S. Sustainability on durability of self compacting concrete from C&D waste by improving porosity and hydrated compounds: a microstructural investigation. *Construction and Building Materials*. 2018;174:559-75.
- [89] Rajhans P, Panda SK, Nayak S. Sustainable self compacting concrete from C&D waste by improving the microstructures of concrete ITZ. *Construction and Building Materials*. 2018;163:557-70.
- [90] Silva R, De Brito J, Dhir R. Fresh-state performance of recycled aggregate concrete: A review. *Construction and Building Materials*. 2018;178:19-31.

- [91] Gonzalez-Corominas A, Etxeberria M. Effects of using recycled concrete aggregates on the shrinkage of high performance concrete. *Construction and Building Materials*. 2016;115:32-41.
- [92] Bravo M, de Brito J, Evangelista L, Pacheco J. Durability and shrinkage of concrete with CDW as recycled aggregates: Benefits from superplasticizer's incorporation and influence of CDW composition. *Construction and Building Materials*. 2018;168:818-30.
- [93] Coutinho A, Gonçalves A. *Manufacture and properties of concrete* (in Portuguese). LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), Lisbon. 1994.
- [94] Soares D, De Brito J, Ferreira J, Pacheco J. Use of coarse recycled aggregates from precast concrete rejects: Mechanical and durability performance. *Construction and Building Materials*. 2014;71:263-72.
- [95] Kuder K, Lehman D, Berman J, Hannesson G, Shogren R. Mechanical properties of self consolidating concrete blended with high volumes of fly ash and slag. *Construction and Building Materials*. 2012;34:285-95.
- [96] Amario M, Rangel CS, Pepe M, Toledo Filho RD. Optimization of normal and high strength recycled aggregate concrete mixtures by using packing model. *Cement and concrete composites*. 2017;84:83-92.
- [97] Chang P-K. An approach to optimizing mix design for properties of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*. 2004;34(4):623-9.
- [98] Kou S, Poon CS. Enhancing the durability properties of concrete prepared with coarse recycled aggregate. *Construction and Building Materials*. 2012;35:69-76.
- [99] Kisku N, Joshi H, Ansari M, Panda S, Nayak S, Dutta SC. A critical review and assessment for usage of recycled aggregate as sustainable construction material. *Construction and Building Materials*. 2017;131:721-40.
- [100] Boualleg S, Bencheikh M, Belagraa L, Daoudi A, Chikouche MA. The combined effect of the initial cure and the type of cement on the natural carbonation, the portlandite content, and nonevaporable water in blended cement. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2017;2017.
- [101] McNeil K, Kang TH-K. Recycled concrete aggregates: A review. *International journal of concrete structures and materials*. 2013;7:61-9.
- [102] Cui Z, Yang L, Ohaga Y. Durability test investigation on the recycled aggregate concrete. *Science Technology and Engineering*. 2006;6(21):3516-9.
- [103] Somna R, Jaturapitakkul C, Amde AM. Effect of ground fly ash and ground bagasse ash on the durability of recycled aggregate concrete. *Cement and concrete composites*. 2012;34(7):848-54.
- [104] Xiao J, Lei B, Zhang C. On carbonation behavior of recycled aggregate concrete. *Science China Technological Sciences*. 2012;55:2609-16.

- [105] Silva R, Neves R, De Brito J, Dhir R. Carbonation behaviour of recycled aggregate concrete. *Cement and concrete composites*. 2015;62:22-32.
- [106] Corinaldesi V, Moriconi G. Influence of mineral additions on the performance of 100% recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2009;23(8):2869-76.
- [107] Matias D, de Brito J, Rosa A, Pedro D. Durability of concrete with recycled coarse aggregates: influence of superplasticizers. *Journal of materials in civil engineering*. 2014;26(7):06014011.
- [108] He T, Shi C, Li G, Song X. Effects of superplasticizers on the carbonation resistance of C3S and C3A hydration products. *Construction and Building Materials*. 2012;36:954-9.
- [109] AFGC S. Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages—Indicateurs de durabilité. AFGC, France. 2004.
- [110] Chakradhara Rao M, Bhattacharyya S, Barai S. Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete. *Materials and Structures*. 2011;44:205-20.
- [111] Kapoor K, Singh S, Singh B. Durability of self-compacting concrete made with Recycled Concrete Aggregates and mineral admixtures. *Construction and Building Materials*. 2016;128:67-76.
- [112] Kou S-C, Poon C-S, Wan H-W. Properties of concrete prepared with low-grade recycled aggregates. *Construction and Building Materials*. 2012;36:881-9.
- [113] Rajhans P, Gupta PK, Kumar RR, Panda SK, Nayak S. EMV mix design method for preparing sustainable self compacting recycled aggregate concrete subjected to chloride environment. *Construction and Building Materials*. 2019;199:705-16.
- [114] Güneş E, Gesoğlu M. A study on durability properties of high-performance concretes incorporating high replacement levels of slag. *Materials and Structures*. 2008;41(3):479-93.
- [115] Gesoğlu M, Güneş E, Özbay E. Properties of self-compacting concretes made with binary, ternary, and quaternary cementitious blends of fly ash, blast furnace slag, and silica fume. *Construction and Building Materials*. 2009;23(5):1847-54.
- [116] Zhao H, Sun W, Wu X, Gao B. The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures. *Journal of cleaner production*. 2015;95:66-74.
- [117] Sasanipour H, Aslani F, Taherinezhad J. Effect of silica fume on durability of self-compacting concrete made with waste recycled concrete aggregates. *Construction and Building Materials*. 2019;227:116598.
- [118] Mousa MI, Mahdy MG, Abdel-Reheem AH, Yehia AZ. Self-curing concrete types; water retention and durability. *Alexandria Engineering Journal*. 2015;54(3):565-75.
- [119] Mastali M, Dalvand A. Use of silica fume and recycled steel fibers in self-compacting concrete (SCC). *Construction and Building Materials*. 2016;125:196-209.

- [120] Sim J, Park C. Compressive strength and resistance to chloride ion penetration and carbonation of recycled aggregate concrete with varying amount of fly ash and fine recycled aggregate. *Waste Management*. 2011;31(11):2352-60.
- [121] Lotfy A, Al-Fayez M. Performance evaluation of structural concrete using controlled quality coarse and fine recycled concrete aggregate. *Cement and concrete composites*. 2015;61:36-43.
- [122] Leng F, Feng N, Lu X. An experimental study on the properties of resistance to diffusion of chloride ions of fly ash and blast furnace slag concrete. *Cement and Concrete Research*. 2000;30(6):989-92.
- [123] Behera M, Bhattacharyya S, Minocha A, Deoliya R, Maiti S. Recycled aggregate from C&D waste & its use in concrete—A breakthrough towards sustainability in construction sector: A review. *Construction and Building Materials*. 2014;68:501-16.
- [124] González-Ortega MA, Cavalaro S, de Sensale GR, Aguado A. Durability of concrete with electric arc furnace slag aggregate. *Construction and Building Materials*. 2019;217:543-56.
- [125] Thomas C, Setién J, Polanco J, Alaejos P, De Juan MS. Durability of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2013;40:1054-65.
- [126] Debieb F, Courard L, Kenai S, Degeimbre R. Mechanical and durability properties of concrete using contaminated recycled aggregates. *Cement and concrete composites*. 2010;32(6):421-6.
- [127] Tam VW, Tam CM. Assessment of durability of recycled aggregate concrete produced by two-stage mixing approach. *Journal of Materials Science*. 2007;42:3592-602.
- [128] Leemann A, Nygaard P, Kaufmann J, Loser R. Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete. *Cement and concrete composites*. 2015;62:33-43.
- [129] Debieb F, Kenai S. The use of coarse and fine crushed bricks as aggregate in concrete. *Construction and Building Materials*. 2008;22(5):886-93.
- [130] Limbachiya M, Meddah MS, Ouchagour Y. Performance of Portland/Silica Fume Cement Concrete Produced with Recycled Concrete Aggregate. *ACI Materials Journal*. 2012;109(1).
- [131] Gómez-Soberón JM. Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: An experimental study. *Cement and Concrete Research*. 2002;32(8):1301-11.
- [132] Bravo M, De Brito J, Pontes J, Evangelista L. Durability performance of concrete with recycled aggregates from construction and demolition waste plants. *Construction and Building Materials*. 2015;77:357-69.
- [133] Wirquin E, Hadjieva-Zaharieva R, Buyle-Bodin F. Use of water absorption by concrete as a criterion of the durability of concrete-application to recycled aggregated concrete. *Materials and Structures*. 2000;33:403-8.



- [134] Levy SM, Helene P. Durability of recycled aggregates concrete: a safe way to sustainable development. *Cement and Concrete Research*. 2004;34(11):1975-80.
- [135] Wainwright P. Modifying the performance of concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates. EIK Lauritezen (Ek), *Demolition and Reuse of Concrete, Guidelines for Demolition and Reuse of Concrete and Masonry*. 1993.
- [136] Kwan WH, Ramli M, Kam KJ, Sulieman MZ. Influence of the amount of recycled coarse aggregate in concrete design and durability properties. *Construction and Building Materials*. 2012;26(1):565-73.
- [137] Rao MC, Bhattacharyya S, Barai S. Behaviour of recycled aggregate concrete under drop weight impact load. *Construction and Building Materials*. 2011;25(1):69-80.
- [138] Parthiban K, Saravana Raja Mohan K. Influence of recycled concrete aggregates on the engineering and durability properties of alkali activated slag concrete. *Construction and Building Materials*. 2017;133:65-72.
- [139] Chaid R, Bali A, Jauberthie R, Abadlia M. Apport des fillers calcaires à la durabilité des BHP en milieu sulfatique. *Matériaux & Techniques*. 2006;94(3):199-207.
- [140] Kou S-c, Poon C-s, Agrela F. Comparisons of natural and recycled aggregate concretes prepared with the addition of different mineral admixtures. *Cement and concrete composites*. 2011;33(8):788-95.
- [141] Surendar M, Ananthi GBG, Sharaniya M, Deepak M, Soundarya T. Mechanical properties of concrete with recycled aggregate and M- sand. *Materials Today: Proceedings*. 2021;44:1723-30.
- [142] Khalaf FM, DeVenny AS. Recycling of demolished masonry rubble as coarse aggregate in concrete. *Journal of materials in civil engineering*. 2004;16(4):331-40.
- [143] Limbachiya M, Meddah MS, Ouchagour Y. Use of recycled concrete aggregate in fly-ash concrete. *Construction and Building Materials*. 2012;27(1):439-49.
- [144] Boudali S, Kerdal D, Ayed K, Abdulsalam B, Soliman A. Performance of self-compacting concrete incorporating recycled concrete fines and aggregate exposed to sulphate attack. *Construction and Building Materials*. 2016;124:705-13.
- [145] Elsen J. JJeVJ. Dégradation du béton par les sulfates: phénomène révolu ou à venir? *CSTC-Magazine*. Bruxelles1996.
- [146] Rao KJ, Keerthi K, Vasam S. Acid resistance of quaternary blended recycled aggregate concrete. *Case studies in construction materials*. 2018;8:423-33.
- [147] Omrane M, Kenai S, Kadri E-H, Aït-Mokhtar A. Performance and durability of self compacting concrete using recycled concrete aggregates and natural pozzolan. *Journal of cleaner production*. 2017;165:415-30.
- [148] NF EN 934-2. Adjuvants pour béton, mortier et coulis - Partie 2: Adjuvants pour béton - Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage. AFNOR,2020.

- [149] Akbarnezhad A, Ong K, Zhang M, Tam C. Acid treatment technique for determining the mortar content of recycled concrete aggregates: ASTM International; 2013.
- [150] Braymand S, Roux S, Fares H, Déodonne K, Feugeas F. Separation and quantification of attached mortar in recycled concrete aggregates. *Waste and Biomass Valorization*. 2017;8:1393-407.
- [151] Okamura H. y Ouchi, M., "Self-compacting concrete development, present use and future," 1st International RILEM Symposia on Self-Compacting Concrete, Edited by A. Skarendahl y Ö. Petersson. Editorial RILEM Publications SARL, Cachan, Francia; 1999.
- [152] Okamura H, Ozawa K, Ouchi M. Self-compacting concrete. *Structural concrete*. 2000;1(1):3-17.
- [153] Etxeberria M, Vázquez E, Marí A, Barra M. Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*. 2007;37(5):735-42.
- [154] Pickel D, Tighe S, West JS. Assessing benefits of pre-soaked recycled concrete aggregate on variably cured concrete. *Construction and Building Materials*. 2017;141:245-52.
- [155] Ferreira L, De Brito J, Barra M. Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties. *Magazine of Concrete Research*. 2011;63(8):617-27.
- [156] González-Taboada I, González-Fontebo B, Eiras-López J, Rojo-López G. Tools for the study of self-compacting recycled concrete fresh behaviour: Workability and rheology. *Journal of cleaner production*. 2017;156:1-18.
- [157] De Pauw P, Thomas P, Vyncke J, Desmyter J. Shrinkage and creep of concrete with recycled materials as coarse aggregates. In: *Proceedings of London: Thomas Telford Pub (1998) 213–225. Conference, Conference 1998. p. 213-25.*
- [158] EFNARC. European Federation of National Associations Representing for Concrete. *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*. 2005.
- [159] EN NF12350-8. Testing fresh concrete, Self-compacting concrete - Slump-flow test. 2010.
- [160] EN FN 12350-9. Testing Fresh Concrete-Part 9: Self-Compacting Concrete—V-Funnel Test. 2009.
- [161] EN NF 12350-10. Testing Fresh Concrete—Part 10: Self-Compacting Concrete—L Box Test. 2010.
- [162] NF EN 12350–11. Test for fresh concrete-Part 11: self-compacting concrete-sieve stability test 2010.
- [163] NF EN 12350-12. Testing Fresh Concrete-Part 12: Self-Compacting Concrete-Ring flow test. 2010.
- [164] NF EN 12390-3. Part 3: Compressive strength of test specimens. 2003.
- [165] NF EN 12390-5. Part 5: Flexural strength of test specimens. 2001.

- [166] ASTM C469. Standard test method for static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression. West Conshohocken (PA): ASTM International; 2014.
- [167] NF EN 12504-4. Essais pour béton dans les structures - Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son. AFNOR; 2005.
- [168] ASTM C596. Standard test method for drying shrinkage of mortar containing hydraulic cement. West Conshohocken (PA): ASTM International; 2007.
- [169] Bouziadi F, Boulekbache B, Hamrat M. The effects of fibres on the shrinkage of high-strength concrete under various curing temperatures. *Construction and Building Materials*. 2016;114:40-8.
- [170] ASTM C1723. Standard guide for examination of hardened concrete using scanning electron microscopy. West Conshohocken (PA): ASTM International; 2016.
- [171] ASTM C1365. Standard test method for determination of the proportion of phases in Portland cement and Portland-cement clinker using X-ray powder diffraction analysis. West Conshohocken (PA): ASTM International; 2006.
- [172] ASTM C1585. Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes. ASTM International, West Conshohocken, PA2011.
- [173] ASTM C642. Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. 2006.
- [174] ASTM C1202. Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration electrical conductance. 2012.
- [175] NF EN 12390-8. Essais pour béton durci - Partie 8 : Profondeur de pénétration d'eau sous pression. AFNOR; 2001.
- [176] DIN 1048. Testing method for concrete – determination of the depth of penetration of water under pressure. 2000.
- [177] ASTM C1012. Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution sulfate resistance. 2013.
- [178] ASTM-C267. Standard test methods for chemical resistance of mortars, grouts, monolithic surfacings, and polymer concretes, ASTM International 2012.
- [179] Souche J-C. Etude du retrait plastique des bétons à base de granulats recyclés avec mesure de l'influence de leur degré de saturation: Université Montpellier; 2015.
- [180] El-Hawary M, Al-Sulily A. Internal curing of recycled aggregates concrete. *Journal of cleaner production*. 2020;275:122911.
- [181] Garcia-Troncoso N, Li L, Cheng Q, Mo KH, Ling T-C. Comparative study on the properties and high temperature resistance of self-compacting concrete with various types of recycled aggregates. *Case studies in construction materials*. 2021;15:e00678.
- [182] Ferreira L, Brito Jd, Barra M. Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties. *Magazine of Concrete Research*. 2011;63(8):617-27.

- [183] Yang K-H, Chung H-S, Ashour AF. Influence of type and replacement level of recycled aggregates on concrete properties. *ACI Mater J.* 2008;105(3):289-96.
- [184] Kong D, Lei T, Zheng J, Ma C, Jiang J, Jiang J. Effect and mechanism of surface-coating pozzalanic materials around aggregate on properties and ITZ microstructure of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials.* 2010;24(5):701-8.
- [185] Fiol F, Thomas C, Muñoz C, Ortega-López V, Manso J. The influence of recycled aggregates from precast elements on the mechanical properties of structural self-compacting concrete. *Construction and Building Materials.* 2018;182:309-23.
- [186] Andreu G, Miren E. Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials.* 2014;52:227-35.
- [187] Kou SC, Poon CS, Chan D. Influence of fly ash as cement replacement on the properties of recycled aggregate concrete. *Journal of materials in civil engineering.* 2007;19(9):709-17.
- [188] ASTM C1074. Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. West Conshohocken (PA): ASTM International; 2017. p. 1074-93.
- [189] Termkhajornkit P, Barbarulo R. Modeling the coupled effects of temperature and fineness of Portland cement on the hydration kinetics in cement paste. *Cement and Concrete Research.* 2012;42(3):526-38.
- [190] Clarke C. Concrete shrinkage prediction using maturity and activation energy: Thesis master of science, University of Maryland, College Park, USA; 2009.
- [191] Schindler AK. Effect of temperature on hydration of cementitious materials. *Materials Journal.* 2004;101(1):72-81.
- [192] Hansen PF, Pedersen EJ. Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. 1977.
- [193] Zhang W, Min H, Gu X, Xi Y, Xing Y. Mesoscale model for thermal conductivity of concrete. *Construction and Building Materials.* 2015;98:8-16.
- [194] Shen D, Jiang J, Shen J, Yao P, Jiang G. Influence of prewetted lightweight aggregates on the behavior and cracking potential of internally cured concrete at an early age. *Construction and Building Materials.* 2015;99:260-71.
- [195] Balaji A, Muhamed Luquman K, Nagarajanb P, Pillai T. Prediction of response of reinforced concrete frames exposed to fire. *Advances in Computational Design.* 2016;1(1):105-17.
- [196] Wu S, Huang D, Lin F-B, Zhao H, Wang P. Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry.* 2011;105(1):171-86.
- [197] MC2010. fib Model Code for Concrete Structures. Ernst & Sohn publishing company, Lausanne, Switzerland 2013.

- [198] Tazawa E, Miyazawa S. Effect of constituents and curing condition on autogenous shrinkage of concrete. In: Tazawa iE, editor. Proc Int Workshop, Autogenous shrinkage of concrete. Hiroshima, Japan, E & FN Spon 1998. p. 269-80.
- [199] Bouziadi F, Boulekbache B, Haddi A, Djelal C, Hamrat M. Numerical analysis of shrinkage of steel fiber reinforced high-strength concrete subjected to thermal loading. *Construction and Building Materials*. 2018;181:381-93.
- [200] Mohammadi T, Wan B, Foley CM. The Role of Shrinkage Strains Causing Early-Age Cracking in Cast-in-Place Concrete Bridge Decks. Civil and Environmental Engineering Faculty Research and Publications: American Concrete Institute; 2015.
- [201] ANSYS. Release 15.0 Mechanical User's Guide. 2013.
- [202] Bouziadi F, Boulekbache B, Tahenni T, Haddi A, Hamrat M, Amziane S. Finite element analysis of steady-state uniaxial basic creep of high-performance concrete. *Journal of Building Engineering*. 2022;52:104500.
- [203] Afroughsabet V, Biolzi L, Ozbakkaloglu T. Influence of double hooked-end steel fibers and slag on mechanical and durability properties of high performance recycled aggregate concrete. *Composite Structures*. 2017;181:273-84.
- [204] Leung HY, Kim J, Nadeem A, Jaganathan J, Anwar MP. Sorptivity of self-compacting concrete containing fly ash and silica fume. *Construction and Building Materials*. 2016;113:369-75.
- [205] Alexandridou C, Angelopoulos GN, Coutelieris FA. Mechanical and durability performance of concrete produced with recycled aggregates from Greek construction and demolition waste plants. *Journal of cleaner production*. 2018;176:745-57.
- [206] Kisku N, Joshi H, Ansari M, Panda SK, Nayak S, Dutta SC. A critical review and assessment for usage of recycled aggregate as sustainable construction material. *Construction and Building Materials*. 2017;131:721-40.
- [207] Huda SB, Alam MS. Mechanical behavior of three generations of 100% repeated recycled coarse aggregate concrete. *Construction and Building Materials*. 2014;65:574-82.
- [208] Poon CS, Shui ZH, Lam L, Fok H, Kou SC. Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete. *Cement and Concrete Research*. 2004;34(1):31-6.
- [209] García-González J, Rodríguez-Robles D, Juan-Valdes A, Pozo J, Guerra-Romero M. Pre-Saturation Technique of the Recycled Aggregates: Solution to the Water Absorption Drawback in the Recycled Concrete Manufacture. *Materials*. 2014;7:6224-36.
- [210] Barroqueiro T, da Silva PR, De Brito J. High-Performance Self-Compacting Concrete with Recycled aggregates from the precast industry: Durability assessment. *Buildings*. 2020;10(6):113.
- [211] Xiao J, Li W, Fan Y, Huang X. An overview of study on recycled aggregate concrete in China (1996–2011). *Construction and Building Materials*. 2012;31:364-83.

- [212] Mindess S, Young J, Darwin D. Response of concrete to stress. Concrete, 2nd ed Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall. 2003:303-62.
- [213] Heikal M, Radwan M, Al-Duaij O. Physico-mechanical characteristics and durability of calcium aluminate blended cement subject to different aggressive media. Construction and Building Materials. 2015;78:379-85.
- [214] Khatib JM. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate. Cement and Concrete Research. 2005;35(4):763-9.
- [215] Tangchirapat W, Khamklai S, Jaturapitakkul C. Use of ground palm oil fuel ash to improve strength, sulfate resistance, and water permeability of concrete containing high amount of recycled concrete aggregates. Materials & Design. 2012;41:150-7.
- [216] Donatello S, Palomo A, Fernandez-Jimenez A. Durability of very high volume fly ash cement pastes and mortars in aggressive solutions. Cement and concrete composites. 2013;38:12-20.
- [217] Chang Z-T, Song X-J, Munn R, Marosszeky M. Using limestone aggregates and different cements for enhancing resistance of concrete to sulphuric acid attack. Cement and Concrete Research. 2005;35(8):1486-94.
- [218] Goyal S, Kumar M, Sidhu DS, Bhattacharjee B. Resistance of mineral admixture concrete to acid attack. Journal of Advanced Concrete Technology. 2009;7(2):273-83.
- [219] Jo BW, Sikandar MA, Chakraborty S, Baloch Z. Investigation of the acid and sulfate resistance performances of hydrogen-rich water based mortars. Construction and Building Materials. 2017;137:1-11.