

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Ammar Thelidji de Laghouat

جامعة عمار ثليجي الأغواط



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option :

Conception et Calcul de structures (C.C.S)

Thème :

**Effet du mortier de réparation à base de mélange de sable
dunaire et de sable alluvionnaire sur le mode de rupture
des poutres en béton armé réparées avec ce type de
mortier**

Réalisé par :

TAHARI TARZI

MEDJLIDA HOCINE

Mémoire présenté devant les jurys composé de:

Melle. Bellakehal Hizia

Présidente

Mr. Krobba Ben Harzallah

Examineur

Mr. Lakhdari Mohamed Alfateh

Encadreur

Session 2016

Table des matières

Remerciement

Résumé

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Introduction générale

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1. Introduction sur le mortiers :.....	1
1.2.Les sables.....	1
1.3. Propriétés des sables de dune.....	5
1.4. Classification des sables	6
1.5. Généralités sur les mortiers.....	6
1.6 Renforcement des poutres	10
1.2. Renforcement des poutres :.....	1

Chapitre 2

Caractérisation des matériaux utilisés

2.1. Introduction	12
2.2. Caractérisation des matériaux dans les mortiers utilisés	12
2.2.1. Le sable	12
2.2.2. Le ciment	19

2.2.3. L'adjuvant.....	19
2.2.4. L'eau de gâchage	20
2.3. Préparation et constituants du béton :.....	23
2.4 Formulation du béton.....	24
2.5.1 Composition des bétons étudiés.....	24
2.5.2 Pré-formulation selon la méthode de Dreux-Gorisse.....	24
2.5.3 Le ferrailage des poutres :	30
2.5.4 Préparation des échantillons (poutres).....	30

Chapitre 3

Essais expérimentaux

3.1. Introduction	33
3.2 Confection des mortiers :	
3.3. Essai effectués sur le mortier.....	34
3.3.1. Résistance à la traction par flexion	35
3.3.2. Résistance à la compression.....	29
3.3.3 Retrait	36
3.4 La diffraction des rayons X	37

Chapitre 4

Caractéristique des mortiers de réparation

4.1. Introduction	40
4.2. Résistances mécaniques.....	41
4.2.1 Résistance à la compression	41
4.2.2 Evolution de la résistance à flexion	42
4.2.3 Effet de l'adjuvant	43
4.2. 3.1 Résistance à la compression	43
4.2. 3.2 Résistance à la flexion	45
4.2.4 Etude paramétrique	45
4.2 .4.1 Effet des dosages en ciment	46
4.2 .4.2 Effet combiné des dosages en ciment et de l'adjuvant	48
4.2.4.3 Effet de la variation de la teneur en aluminat tricalcique C₃ A	51
4.2.4.4. Effet combiné de l'adjuvant et de la variation de la teneur en aluminat tricalcique C₃A	52
4.2.4.5 Effet combiné de l'adjuvant et de la variation de la teneur en aluminat tricalcique C₃ A	54
4.2.5 Variation du retrait	61
4.2.6 Analyse microstructurale	62

Chapitre 5

Comportement mécanique des poutres réparées

5.1. Introduction	66
5.2. Préparation des poutres	66
5.2.1.Mécanisme de dégradation.....	66
5.2.2 Résistance à la compression	67
5.2.3 Résistance à la traction	68
5.3 Diagramme charge-flèche, charge-déformation	69
5.4 Analyse et interprétation des résultats	70
5.4.1 Effet de la réparation sur la flèche	70
5.4.2Effet de la réparation sur la déformation du béton	71
5.4.3Effet de la réparation sur la déformation de l'acier	72
5.4.4 Effet du type de ciment sur la réparation	74
Conclusion générales	75

Référence bibliographique

Annexes

Remerciement

*Nous remercions tout d'abord, Dieu qui m'a donné la force et le courage
pour terminer ce modeste travail.*

*Nous voudrions exprimer mes remerciements à toute ma famille et plus
particulièrement à mes parents.*

*Nos premiers remerciements iront tout d'abord à Monsieur :**Lakhdari
Mohamed Fateh**, Maître-assistant à l'université de Laghouat pour avoir
dirigé ce travail, notamment pour la confiance et l'indépendance qu'il nous
avons accordé mais également pour ses conseils avisés. nous tiens à le
remercier également pour ses aides efficaces, sa disponibilité et ses conseils
précieux qui nous avons permis d'achever ce travail.*

*Nous remercions **Melle. Bellakehal Hizia**, M.C.Bà la même université pour
nous avoir fait l'honneur de présider notre jury.*

*Nous remercions aussi **Mrs.Krobba Ben Harzallah**, Maître assistant à
l'Université de Laghouat, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de
participer au jury.*

*Nous souhaite exprimer toute ma gratitude envers l'ensemble des enseignants
du département de Génie civil, de l'université de Laghouat.*

Enfin, Nous remercions également le directeur du Laboratoire de Recherches
de Génie Civil de l'Université de Laghouat, ainsi que tout personnel qui
ont assuré le bon déroulement de la partie expérimentale de ce travail par
la mise en disposition des matériaux et appareillage nécessaires.

TAHARI TARZI & MEDJLIDA HOCINE

A large, elegant, handwritten signature in black ink, starting with a long horizontal stroke that curves upwards and then downwards, ending with a small, stylized flourish.

Remerciement

Je remercie tout d'abord, Dieu qui m'a donné la force et le courage pour terminer ce modeste travail.

Je voudrais exprimer mes remerciements à toute ma famille et plus particulièrement à mes parents.

*Mes premiers remerciements iront tout d'abord à Monsieur :**Lakhdari Mohamed Fateh**, Maître-assistant à l'université de Laghouat pour avoir dirigé ce travail, notamment pour la confiance et l'indépendance qu'il m'a accordé mais également pour ses conseils avisés. Je tiens à le remercier également pour ses aides efficaces, sa disponibilité et ses conseils précieux qui m'ont permis d'achever ce travail.*

*Je remercie **M. Lakhdar Azzouz**, Professeur à la même université pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury.*

*Je remercie aussi **M. Ferhat Ahmida**, Maître assistant à l'Université de Laghouat, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de participer au jury.*

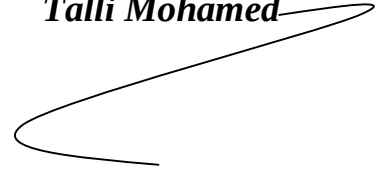
*Je tiens à adresser mes remerciements **Mrs.Krobba Ben Harzallah** et **M.***

***Aboubakeur Boukhelkhal**, qui m'ont soutenu pendant la réalisation de la partie expérimentale.*

Je souhaite exprimer toute ma gratitude envers l'ensemble des enseignants du département de Génie civil, de l'université de Laghouat.

Enfin, Je remercie également le directeur du Laboratoire de Recherches de Génie Civil de l'Université de Laghouat, ainsi que tout personnel qui ont assuré le bon déroulement de la partie expérimentale de ce travail par la mise en disposition des matériaux et appareillage nécessaires.

Talli Mohamed



Résumé :

La réalisation de gigantesques programmes de construction à travers le pays s'est traduite par une consommation intense des matériaux de construction, en particulier le sable alluvionnaire. Les retombées néfastes de cette exploitation excessive des carrières se sont traduites tant à l'échelle écologique par les perturbations des cours d'oueds qui ne sont pas étrangères aux crues dévastatrices qu'à l'échelle économique par le galop effréné des coûts de construction. Il est donc tout à fait logique de rechercher des solutions pour remédier à cette situation déplorable. Dans cette optique une voie possible consiste à se tourner vers une ressource pratiquement inépuisable qui est celle du sable dunaire et les possibilités de l'utiliser comme alternative au sable alluvionnaire. Le travail que nous soumettons est justement le résultat d'un vaste programme expérimental qui visait à mettre au point des formules de mortiers de réparation intégrant du sable dunaire dans leur composition. Ces mortiers, une fois mis au point, ont été appliqués sous forme de couche de réparations sur les faces tendues de poutres en béton armé. Au cours de notre investigation expérimentale nous avons exploré dans les limites de temps disponibles l'influence de paramètres tels que, entre autres, la granulométrie du sable dunaire, le type de ciment, la cure sur les performances physico-mécaniques des mortiers. Nous avons confronté notre travail à ceux effectués précédemment et les résultats ont été commentés. L'un des résultats les plus remarquables concerne la résistance en flexion qui ne semble pas être affectée par la variation des paramètres cités. Un autre résultat est l'augmentation remarquable de la résistance en compression que procure l'utilisation du ciment CRS au lieu du CPJ.

Liste des figures

Chapitre 02 : Caractérisation des matériaux utilisés

Figure 2. 1 : les différents types des sables utilisés.....	12
Figure 2.2 : Courbes Granulométriques des différents sables utilisées	13
Figure 2.3 : Mesure de masse volumique absolue avec la méthode de Pycnomètre	14
Figure 2.4 : mesure de la masse volumique apparente pour chaque type de sable.....	15
Figure 2.5 : Essai d'équivalence de sable.....	16
Figure 2.6 :Diffractogrammes aux rayons X du sable de alluvionnaire utilisé SA....	18
Figure2.7 :Diffractogrammes aux rayons X du sable de dunes utilisé [SD1].....	18
Figure2.8 :Diffractogrammes aux rayons X du sable de dunes utilisé [SD2].....	19
Figure 2.9 : L'appareil de Blaine.....	20
Figure 2.10 Sika Viscocrete Tempo 544.....	22
Figure 2.11 : les différents types des graviers utilisés.....	23
Figure 2.12 : Organigramme de la méthode de Dreux-Gorisse.....	25
Figure2.13 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).	27
Figure 2.14 : Courbes granulométriques des différents composants de béton.....	29
Figure 2.15 :Le ferrailage des poutres $16 \times 11 \times 140 \text{ cm}^3$	25

Chapitre 3 : Essais et dispositifs expérimentaux

Figure 3.1 : Séquence de malaxage du mortier.....	33
Figure 3.2 : appareil d'écrasement	35
Figure 3.3 : Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion (3 points).....	35
Figure 3.4 : Dispositif de rupture en compression.....	36
Figure 3.5 : Appareillage pour la mesure du retrait.....	36
Figure 3.6 : Schéma d'un diffractomètre à compteur.....	38

Chapitre 04 : Analyse et commentaire des résultats

Figure 4.1 : Evolution de temps d'écoulement en fonction de Rapport E/C.....	40
---	----

Figure 4.2: Résistance à la compression des mortiers.....	42
Figure 4.3: Résistance à la traction par flexion en fonction de temps.....	43
Figure 4.4: Résistance à la compression en fonction de temps.....	44
Figure 4.5 : Résistance à la flexion en fonction de temps.....	45
Figure 4.6: Résistance à la compression en fonction de temps.....	46
Figure 4.7 : Résistance à la flexion en fonction de temps.....	47
Figure 4.8: Résistance à la compression en fonction de temps.....	48
Figure 4.9: Résistance à la flexion en fonction de temps.....	49
Figure 4.10: Résistance à la compression des différents ciments en fonction de temps....	50
Figure 4.11: Résistance à la flexion en fonction de temps.....	51
Figure 4.12 : Résistance à la compression des différents ciments en fonction de temps....	52
Figure 4.13: Résistance à la flexion en fonction de temps.....	53
Figure 4. 14 : Résistance à la compression selon des différents ciments en fonction de temps.....	54
Figure 4. 15 : Résistance à la flexion selon des différents types de ciments	55
Figure 4. 16: Résistance à la compression selon des différents ciments en fonction de temps.....	56
Figure 4. 17 : Résistance à la flexion selon des différents types de ciments.....	57
Figure 4. 18: Résistance à la compression selon des différents ciments et dosage en fonction de temps.....	58
Figure 4. 19: Résistance à la compression selon des différents ciments et dosage en fonction de temps.....	58
Figure 4. 20 : Résistance à la flexion selon des différents types de ciments et dosage.....	59
Figure 4. 21 : Résistance à la flexion selon des différents types de ciments et dosage.....	60
Figure 4.22: Variation du retrait en fonction du temps pour les différents mortiers.....	61
Figure 4.23 : Variation de la perte de poids en fonction du temps.....	62
Figure 4.24 : Référence de composition d'échantillon.....	63
Figure 4.25 : Diffractogrammes de mortier MSDA4 à l'air pour 14 jours.....	64
Figure 4.26 : Diffractogrammes MSDA4P pour 14 jours.....	64
Figure 4.27 : Diffractogrammes MSDA4P pour 60 jours a l'eau saturée par la chaux.....	65

chapitre 05 : réparation des poutres

Figure 5.1 : Essai de flexion par quatre points sur poutre

Figure 5.2 : Préparation de surface de réparation d'une poutre66

Figure 5.3 : Représente la fissuration de poutre67

Figure 5.4 : Représente la fissuration de poutre réparée un mortier sans adjuvant.....69

Figure 5.5 : Représente la fissuration de poutre réparée un mortier avec adjuvant.....70

Figure 5.6 :comportement force –flèche.....71

Figure 5.7 :comportement force –flèche.....72

Figure 5.8 :comportement force –déformation.....72

Figure 5.9 :comportement force –déformation de l'acier.....73

Figure 5.10 :comportement force –flèche73

Figure 5.11 :comportement force –déformation de l'acier.....74

Liste des tableaux

Chapitre 02 : Caractérisation des matériaux utilisés

Tableau 2.1 : Analyse granulométrique pour chaque type de sable.....	12
Tableau 2.2: Coefficients obtenus à travers l'analyse granulométrique.....	13
Tableau 2.3 : Masse volumiques absolue pour chaque type de sable.	14
Tableau 2.4 : Masses volumiques apparente pour des sables utilisés.	15
Tableau 2.5 : Compacité pour chaque type de sable.	15
Tableau 2.6 : Porosité pour chaque type de sable.....	15
Tableau 2.7 : Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable	16
Tableau 2.8 : Valeurs de l'équivalent de sable de différents sables	16
Tableau 2.9: Caractéristiques des différents sables utilisés	17
Tableau 2.10 : Analyse chimique et minéralogique	21
Tableau 2.12 : Analyse minéralogique du ciment utilisé.....	21
Tableau 2.13: Composition chimique de l'eau de gâchage	23
Tableau 2.14 : Caractéristiques des graviers (3/8 et 8/15).....	24
Tableau 2.15: Analyse granulométrique gravier 3/8).....	24
Tableau 2.16: Analyse granulométrique gravier (8/15).....	24
Tableau 2.17: Évaluation de l'ouvrabilité	26
Tableau 2.18 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire	21
Tableau 2.19 : Valeurs de terme correcteur K en fonction de dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de granularité des granulats.....	28
Tableau 2.24 : Valeurs du coefficient de compacité	30
Tableau 2.25 : Composition de béton pour 1m^3	31
Tableau 2.26 Caractéristiques de l'Acier	32

Chapitre 4 : Analyse et commentaire des résultats

Tableau 4 .1 : Rapport E/C pour fixé les pourcentages de mélange C=350Kg/m ³ CPJ...	40
Tableau 4.2 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C(C=350kg/m ³) CPJ 42.5 Sétif.....	41
Tableau 4 .3 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C(C=450kg/m ³) CPJ 42.5 Sétif	41

Tableau 4.4 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C(C=350kg/m ³) pour ciment CRS.....	41
Tableau 4.5 : Variation de la résistance à la compression en fonction des mortiers.....	42
sans adjuvent.....	43
Tableau 4.6 : Variation de la résistance à la flexion fonction des mortiers sans adjuvent.....	44
Tableau 4.7 : Variation de la résistance à la compression en fonction des mortiers avec adjuvent.....	45
Tableau 4.8 : Variation de la résistance à la flexion en fonction des mortiers avec et sans juvent.....	46
Tableau 4.9 : Variation de la résistance à la compression en fonction de dosage en ciment.....	47
Tableau 4.10 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de dosage en ciment.....	48
Tableau 4.11: Variation de la résistance à la compression en fonction de dosage en ciment.....	49
Tableau 4.12: Variation de la résistance à la flexion en fonction de dosage en ciment.....	50
Tableau 4.13: Variation de la résistance à la compression en fonction du temps selon différents types ciments.....	51
Tableau 4.14 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps selon différents types de ciments.....	52
Tableau 4.15 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps selon différents types de ciments.....	
Tableau 4.16 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps selon différents types de ciments.....	53
Tableau 4.17 : Variation de la résistance à la compression selon différents types de ciment.....	54
Tableau 4.18 : Variation de la résistance à la flexion selon différents types de ciments sans adjuvent.....	55

Tableau 4.19 : Variation de la résistance à la compression selon différents types de ciments.....	56
Tableau 4.20 : Variation de la résistance à la flexion selon différents types de ciments.....	57
Tableau 4.21 Evolution du retrait ($\mu\text{m/m}$) et Perte de poids en (%) en fonction du temps pour les différents mortiers.....	60
Tableau 4.22 : Référence de la composition de mortier.....	62

Chapitre 5

Comportement mécanique des poutres réparées

Tableau 5.1 : Différentes types des poutres utilisées	69
--	----

Nomenclature

C: Compacité.

C/S: Rapport ciment – sable.

E/C: Rapport eau – ciment.

Esv: Equivalent de sable visuel.

Esp: Equivalent de sable au piston.

M: Masse du matériau.

Mf: Module de finesse.

Ms: Masse des grains solides.

SA: Sable alluvionnaire.

SD: Sable dunaire.

MSDA4: Mortier sable dunaire-alluvionnaire(40%SA+60%SD).

MSDA4P : Mortier sable dunaire-alluvionnaire (40%SA+60%SD) avec adjuvant

MSD : Mortier sable dunaire(100%SD)

MSA : Mortier sable alluvionnaire(100%SA)

SP40 % : adjuvant super plastifiant (medaplaste).

P: Porosité.

R_c: Résistance à la compression.

R_f: Résistance à la flexion.

Sp: Surface spécifique de Blaine.

V: Volume total du matériau.

Vs: Volume des grains solide.

Y_{app}: Masse volumique apparente.

Y_{abs}: Masse volumique absolu.

1.1 Introduction Générale

Les problèmes écologiques posés par les crues des Oueds, l'effritement du littoral, les différentes formes d'érosions innombrables à travers le pays sont tous de près ou de loin liés à l'exploitation intense des carrières de sable de construction nécessitée par la demande toujours croissante de ce matériau non renouvelable. Par ailleurs, il est bien établi que les coûts de plus en plus élevés dans la construction sont dû en parti à la pénurie en sable de construction. Il est donc de première importance de rechercher les possibilités de remédier à cette situation déplorable. La première idée qui se présente logiquement en Algérie, Pays aux immenses étendues dunaires, est celle, bien entendu, de la valorisation du sable dunaire comme substitut possible au sable alluvionnaire. Dans cette logique nous nous sommes intéressés à la formulation d'un mortier de réparation à base de sable dunaire. Dans cette optique, nous avons mené une investigation expérimentale qui consistait à établir, dans une première étape, la formulation d'un mortier de réparation à base de sable dunaire et l'effet de la variation de paramètres tels que le dosage en ciment et sa teneur en aluminat tricalcique C_3A , l'ajout de super plastifiant, la finesse du sable dunaire entre autres. Dans une deuxième phase nous avons confectionné des poutres de dimensions 150x200x1500mm armées en conséquence et que nous avons renforcé extérieurement par une couche du mortier que nous avons caractérisé. Ces poutres ont, après une cure adéquate, été chargées jusqu'à la rupture en vue d'étudier l'effet de la réparation. Le plan que nous avons suivi se présente de la façon suivante :

Dans le premier chapitre une revue bibliographique nous a permis de faire un état de l'art dans le domaine. Nous avons dans le chapitre suivant procédé à la caractérisation des matériaux utilisés. Le troisième chapitre a été consacré à la présentation des montages expérimentaux. Le quatrième chapitre présente en détail les résultats commentés en termes de résistance en flexion et en compression ainsi que le retrait du mortier. Le cinquième chapitre fait le compte rendu détaillé et interprété du comportement des poutres renforcées par différentes formules du mortier. Le manuscrit est clôturé par une conclusion générale.

Etude bibliographique

1.1. Introduction sur le mortier :

Le sable est un matériau indispensable dans la construction. Il constitue environ 30% à 40% comme composant principal de toute la masse du béton. Sa disponibilité dans les régions du sud du pays est très importante et indéfinie.

Comme le sable alluvionnaire, qui est généralement extrait soit de carrière d'oued ou de plage se fait très rare, il peut paraître judicieux de se tourner vers les possibilités de recourir au sable de dune abondant en Algérie soit pour la confection de mortier ou dans la composition des bétons. Les travaux de recherche de valorisation du sable dunaire dans le béton et dans le mortier s'accordent sur les possibilités réelles du sable dunaire en tant que matériau de construction [1]- [5]. Nous avons noté que les dosages courants des mortiers de sable de dune sont compris dans une fourchette entre 350 et 450kg/m³. Les performances mécaniques s'inscrivent pour la compression autour de valeurs moyennes comprises entre 25 et 35 MPa.

Pour la flexion les valeurs inférieures ou égales à 8MPa [6]. Certains auteurs ont rapporté que les principales limitations des mortiers de sable de dunes sont dues aux valeurs faibles des résistances tant en compression qu'en flexion et aussi aux retraits excessifs [7]. Afin d'y remédier des solutions intégrant des fibres végétales, métalliques ou à base de polyvinyle entre autres ont été utilisées avec plus ou moins de succès [8]- [10]. Des recherches ont établi que l'utilisation de super plastifiant améliore de façon notable les performances mécaniques des mortiers [11]- [12].

1.2. Les sables

1.2.1 Définition

On définit les sables comme étant la fraction des granulats pierreux dont les grains ont des dimensions comprises entre 80 µm et 05 mm; il s'agit d'une définition globale, dont les bornes varient d'une classification à une autre. Ce sont aussi les matériaux dont le diamètre maximal est inférieur à 6,3mm et dont le passant à 80 microns n'excède pas 30%[13].

Dans le sens le plus courant, on entend par "sable" les éléments de dimensions 0 à 5 mm, non compris les fillers. A cette définition se rattachent les sables de concassage; mais lorsqu'on dit sable, on pense essentiellement aux sables naturels abondants dans de nombreux pays et dont les réserves sont quasi inépuisables. En fait, la définition granulométrique du sable est plus compliquée, elle varie suivant les époques et diffère suivant les pays et selon la destination.

1.2.2 Origine des sables

Les sables rencontrés sont le résultat d'une décomposition chimique ou d'une désintégration mécanique des roches suivies par un processus de transport qui est à l'origine de leurs caractéristiques physico-chimiques [13].

Les sables ainsi disponibles sont le résultat d'un processus souvent complexe d'érosion et de sédimentation. Il comporte, à des degrés divers, une décomposition sur place des différentes roches suivie d'un transport fluvial et parfois éolien. Les différents processus qui conduisent de la roche massive aux sables sont suffisamment agressifs vis-à-vis des minéraux pour que seul subsistent les plus résistants; c'est ainsi que la plus grande partie des formations sableuses est constituée de quartz qui devient de plus en plus abondant à mesure que la taille des grains décroît. La fraction comprise entre 0,2mm et 0,5mm est le plus souvent constituée de quartz à plus de 75%. Selon l'importance et la nature de leur transport, ces grains de sable peuvent présenter un aspect différent [13] à savoir :

- Grains émoussés et luisants (usure due au déplacement par l'eau).
- Grains ronds et mats (déplacement par le vent).
- Grains non usés.

Selon leur histoire géologique, les sables se distinguent les uns des autres par une multitude d'aspects: granulométrie, teneur, nature et caractéristiques des fines, composition chimique, pétrologique et minéralogique, forme des grains, dureté, ...etc.

1.2.3. Différents types de sable

Les sables se différencient par un grand nombre de paramètres et on peut distinguer deux types de sables : les sables naturels et ceux issus d'une chaîne d'élaboration.

1.2.3.1. Les sables issus d'une chaîne d'élaboration (sables artificiels)

Ce sont des matériaux produits dans une chaîne d'élaboration de granulats, et qui peuvent se trouver en excédent pour la production recherchée (gravier ou gravillon), ils peuvent être soit:

- Des sables roulés de dessablage qui résultent du criblage primaire d'un tout venant.
- Des sables de concassage qui sont très souvent l'excédent de la production d'une carrière ou d'une ballastière, ces derniers sont de plus en plus utilisés en technique routière.

D'autres produits industriels ne répondant pas exactement à ces définitions ont des caractéristiques permettant de les assimiler à ces sables (cendres volantes silicoalumineuses); leurs méthodologies d'étude et d'utilisation sont comparables.

1.2.3.2. Les sables naturels

Ce sont des matériaux qui existent, dans certaines régions, en abondance dans la nature. Ils sont le résultat d'un processus complexe d'érosion et de sédimentation. Leur formation s'effectue en trois étapes successives : la décomposition sur place des différentes roches suivie d'un transport qui les amène à un dépôt où ils demeurent sous différentes formes. Les plus rencontrés et les plus connus sont :

a. Les sables marins

Les éléments de petites tailles, peuvent être affectés par l'action fluviale, parviennent à la mer et s'y trouvent au fond. Ils sont mélangés à d'autres éléments provenant de l'action d'arrachement de la mer aux côtes et finissent par se déposer après avoir subi un long frottement. Les sables marins se caractérisent par leur petite taille de forme anguleuse [14].

b. Les sables marins littoraux

On trouve ces sables dans les régions littorales. Ils se caractérisent par une granulométrie uniforme, des grains fins qui peuvent contenir de grandes quantités de minéraux rares; ils peuvent aussi avoir de fortes teneurs en calcaire ou en être complètement privés.

c. Les sables fluviaux

On les trouve dans les fleuves et les rivières et éventuellement sur leurs côtes; ce sont des restes d'altération transportés par ces cours d'eau et déposés avant d'atteindre la mer. En raison de la courte distance de transport, les grains de ces sables sont plus grossiers, mal concassés et présentent une forme anguleuse et un aspect très rugueux.

d. Les sables éoliens

Ils sont constitués de grains de sable d'origine quelconque et se trouvent dans plusieurs régions du désert sous forme de dunes, qui occupent de vastes surfaces comme le cas du Sahara en Algérie.

Leur origine est très différente, ils sont transportés par le vent. Ils se caractérisent par une granulométrie uniforme de taille moyenne (autour de 5mm), de grains arrondis et dépolis à cause de nombreux chocs entre eux.

1.2.4. Sables du Sahara

Le sable est l'un des matériaux les plus abondants au Sahara et parfois le seul dans de vastes zones. Les différents types de sables sahariens sont [15]:

1.2.4.1. Dépôt alluvionnaire

Les sables de rivière rencontrés se trouvent soit dans des oueds à écoulement fréquent de la bordure de l'Atlas (dépôts actuels), soit dans des lits d'anciens oueds dont l'écoulement remonte à des époques géologiques antérieures. Les principaux types retenus pour les usages routiers sont les suivants:

- Sable graveleux ou non à granulométrie assez étalée et avec fines (15 à 30 %). On l'utilise pour la couche de fondation et la couche de base (technique du sable-argile).
- Gros sable de préférence graveleux à granulométrie étalée pour enrobés (enrobés à froid lorsqu'il y a assez de grossiers ou sable enrobé à chaud).

1.2.4.2. Sables éoliens

Les dunes sont constituées de sable fin voir très fin, à granulométrie serrée ou très serrée.

1.2.4.3. Sables de regs

Le reg est une formation de surface qui recouvre de vastes zones plates ou à relief très mou. L'action du vent a balayé le sable fin et enrichi la surface d'éléments plus gros tels les cailloux, gravier, gros sable, qui se trouvent disposés d'une manière régulière.

1.2.4.4. Sables géologiques en place

On peut ranger sous cette dénomination des formations continentales de sols fins, tels les sables argileux du continental intercalaire appelé parfois albien, qui affleurent à la bordure ouest et sud du Sahara central et oriental (Reggane, Adrar, In Salah, plateau du Tahouratine).

1.2.4.5. Sables gypseux

Nous rangeons dans une catégorie spéciale et en raison de leur large utilisation routière, dessables contenant des proportions variables de gypse et étant soit des sables géologiques en place, soit des dépôts alluvionnaires.

1.2.4.6. Sables gypso-calcaires

Dans les plateaux entre Ouargla et Hassi Messaoud, on trouve sous une dalle de calcaire assez dure de surface, un mélange de cailloux calcaires mi-durs et de sable gypso-calcaire. Ce tout venant a été utilisé pour la route Ouargla/ Hassi Messaoud. Ces sables n'ont pas été utilisés seuls jusqu'ici [15].

1.3. Propriétés des sables de dune

Le sable dunaire est en abondance dans près de 60% de la superficie du territoire Algérien. L'épaisseur moyenne de la couche sableuse est de 6m. Cette énorme quantité a amené les ingénieurs à s'interroger sur les propriétés physico-chimiques de ces sables afin de les valoriser et de les utiliser dans le domaine de la construction.

Des études, de composition granulométrique, minéralogiques, chimiques et autres sur différents gisements ont été effectuées par des organismes tel que l'unité de recherche et d'Etude Géologique [16], dont les résultats ont permis de tirer les constatations suivantes :

1.3.1. Composition granulométrique

Les gisements sont constitués par la formation de sable éolien, sous forme de dunes, de couleur variable et finement grenu. Ces sables ont une granulométrie fine, avec quelques nuances non significatives (les plus gros grains n'atteignent pas 1mm de taille) [17].

1.3.2. Composition minéralogique

Des tests effectués sur la composition minéralogique des sables provenant des différentes régions ont permis de constater que:

- Le quartz forme plus de 85% du sable; les grains sont généralement arrondis et parfois anguleux.
- La calcite se manifeste par des grains de couleurs différentes variant autour de 5%; ils ne dépassent en aucun cas les 10%.
- Le gypse se trouve sous forme de grains fins, de couleur blanchâtre avec des pourcentages ne dépassant pas les 2 à 3%.
- On peut également trouver dans certains gisements du feldspath, son pourcentage ne dépasse pas les 4%.

1.4. Classification des sables

L'intérêt de la classification est de regrouper en familles les matériaux qui présentent des points communs soit dès leur genèse, soit dans leur comportement lié à un usage précis. Il est utile de classer les sables, afin de pouvoir préciser à priori et pour un sable donné, les divers procédés de traitement qui conviennent mieux à son utilisation dans un domaine et selon ses spécifications. On conçoit de ces conditions qu'il n'y a pas une classification, mais des classifications selon l'usage envisagé, chacune répondant à une fonction. Il existe de ce fait des classifications géologiques, pédologiques et géotechniques.

1.4.1. Classification selon la granulométrie

- **Sable grossier** : Plus de 20% des éléments sont supérieurs à 2mm et plus de 50% des éléments supérieurs à 80µm sont compris entre 0,5 et 5mm. Ces sables ont des propriétés qui se rapprochent des graves.
- **Sable moyen** : Moins de 20% des éléments sont supérieurs à 2mm et plus de 50% des éléments supérieurs à 80µm sont compris entre 0,2 et 2mm.
- **Sable fin** : Plus de 75% des éléments supérieurs à 80 µm, sont inférieurs à 0,5mm. Ces sables doivent être notablement corrigés pour acquérir des propriétés comparables à celles des graves.

1.5. Généralités sur les mortiers

On appelle mortier le mélange d'un liant, d'un agrégat fin (sable) et d'eau, d'après sa composition, un mortier n'est autre chose qu'un béton à grains fins. Il est donc soumis aux mêmes lois que les bétons.

Les propriétés principales d'une pâte de mortier sont la fluidité, la maniabilité et l'hydrophile et celles des mortiers eux-mêmes, la résistance mécanique et la longévité. Parmi la grande variété des mortiers, certains d'entre eux ont beaucoup de traits communs, ceci permet de subdiviser tous les mortiers en groupe [18].

- Hydrophile: c'est le pouvoir de retenir l'eau est caractérisé par la propriété de la pâte à ne pas se stratifier pendant le transport et à ne pas perdre de l'eau dans la couche fine sur une base poreuse (brique, bois), elle dépend des proportions relatives des composants du mortier.

1.5.1. Classification des mortiers

Un mortier est classé selon sa masse volumique, la nature du liant utilisé, sa destination et ses propriétés physico-mécaniques [18]:

- **D'après la masse volumique**

A l'état sec, les mortiers sont divisés en : mortiers lourds à masse volumiques de 1500kg/m^3 et plus et mortiers légers, à masse volumique inférieure à 1500kg/m^3 .

- **D'après la nature du liant**

On distingue les mortiers de ciment, préparés aux portlands ou ses variétés, les mortiers de chaux employée est une chaux aérienne ou hydraulique, les mortiers de plâtre préparés à base de liants gypseux à savoir les plâtres et les liants d'anhydrite et les mortiers mixtes obtenus des liants de ciment à chaux et ciment d'argile.

- **D'après la destination**

Suivant leur destination, les mortiers se subdivisent en :

- ✓ Mortiers de maçonnerie, pour la pose des murs en pierres ou en différents éléments de remplissage.
- ✓ Mortiers de finissage, pour les enduits, pour la confection des éléments architecturaux, pour porter les couches décoratives sur les blocs et panneaux de murs.
- ✓ Mortiers spéciaux utilisés pour des fonctions spéciales, tels que l'isolation acoustique, protection contre les rayonnements.
- ✓ Mortiers de réparation d'ouvrage et des constructions et qui sont beaucoup utilisés actuellement.

1.5.2 Mortiers de réparation

Dans les années 60, il n'existait pas de mortier de réparation sur le marché. L'entrepreneur préparait donc le mortier sur chantier. Actuellement, plusieurs types de produits sont proposés sur le marché. Les produits utilisées pour la réparation des ouvrages en béton peuvent être classé en trois catégories, selon le liant, qui assure la cohésion de l'ensemble, est de nature hydraulique (ciment), organique réactif (résine synthétique) ou mixte, c'est-à-dire à la fois hydraulique et organique réactif.

Les produits à base de liants hydrauliques peuvent se subdiviser eux-mêmes selon le liant en question est modifié ou non par un polymère organique.

Les produits à base de résines synthétiques sont assez différents les uns des autres selon les transformations physiques et chimiques qui se produisent au cours de leur mise en œuvre et selon la structure du polymère obtenu finalement (linéaire ou réticulée).

Les produits mixtes dont le liant actif est constitué à la fois de ciment et de résine synthétique réactive font intervenir à la fois la prise et le durcissement du liant hydraulique et la réticulation du polymère organique.

1.5.3. Propriétés des matériaux de réparation

Il existe trois principales catégories de matériaux de réparation pour surfaces en béton : le mortier à base de polymères, le mortier cimentaire modifié par des polymères et le mortier cimentaire simple. Chaque catégorie a des propriétés physiques spécifiques.

Il est important de comprendre ces propriétés, car elles conditionnent le choix des matériaux de réparation qui doivent être compatibles, autant que faire se peut, avec les propriétés du béton à réparer.

Pour cela, il faut examiner les registres de la composition du béton d'origine (lorsqu'ils existent) et prélever des carottes pour déterminer la résistance à la compression, la porosité et la teneur en chlorures, afin d'évaluer la compatibilité électrochimique du béton en place avec les matériaux de réparation envisagés.

Les mortiers à base de résines de polymères peuvent être composés d'époxy, de polyester, d'acrylique ou de polyuréthane. Les mortiers cimentaires modifiés par des polymères hydrosolubles. Bien que ces produits de réparation à base de polymères soient d'usages multiples et de plus en plus utilisés, ils peuvent cependant se détériorer prématurément s'ils sont mal utilisés.

De plus, les propriétés de ces produits à base de polymères peuvent grandement différer de celles du béton à réparer, notamment en ce qui concerne la perméabilité, la résistance, le coefficient de dilatation thermique, la porosité électrochimiques, et lorsque c'est le cas, leur utilisation et en violation avec les principes élémentaires d'une bonne réparation. Enfin, les matériaux à base de polymères dépendant étroitement de la qualité de leur application. Il faut donc faire attention au moindre détail lorsque l'on choisit ce type de matériaux.

Les principaux facteurs à considérer dans le choix de la meilleure technique de réparation sont : la compatibilité du matériau de réparation avec le béton en place et les conditions de service et de réparation [18] .

1.5.4. Exigences des normes sur la performance des mortiers de réparation

Les techniques de réparation et les produits utilisés doivent répondre à un certain nombre de spécifications techniques, mais également à des exigences de mise en œuvre et d'esthétique.

Depuis 20 ans, les produits de réparation n'ont cessé d'évoluer grâce à l'amélioration du ciment par des adjuvants et des résines en émulsion de plus en plus performantes et répondent de mieux en mieux aux exigences de qualité de la réparation des bétons reconstitution du monolithisme et de la protection de l'ouvrage.

En effet, pour une réparation soit efficace et durable le mortier utilisé doit présenter les caractéristiques suivantes.

1. Une adhérence élevée sur le béton, supérieure à la cohésion du support.
2. Des résistances mécaniques au moins égales à celles du béton et un module d'élasticité (capacité de déformation) identique.
3. Une bonne imperméabilité à l'eau pour éviter l'amorce des mécanismes de dégradation (par contre la diffusion de vapeur d'eau ne doit pas être stoppée par le produit pour maintenir les échanges entre intérieur et l'extérieur : eau de condensation par exemple).
4. Un coefficient de dilatation thermique comparable à celui du béton pour éviter les décollements dans le cas de chocs thermiques.
5. Une résistance à la carbonatation élevée afin d'assurer la protection des armatures. [18]

1.5.5. Critères de sélection des mortiers de réparation

La majorité des travaux se sont attachés à rechercher les critères à satisfaire pour les mortiers afin d'assurer une performance suffisante des bétons réparés. Ces critères insistent sur les qualités de durabilité, de compatibilité vis-à-vis du béton et d'économie. Parmi les nombreux exemples de sélection nous en présentons le suivant [18] :

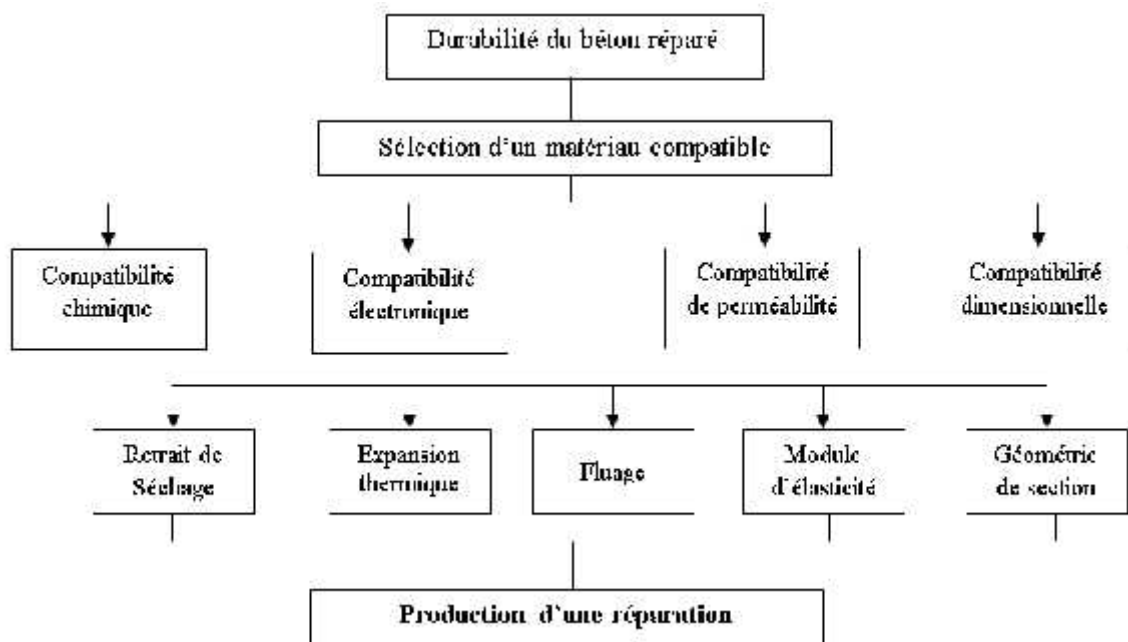


Figure 1.1 : Critères de sélection d'un mortier de réparation basés sur la durabilité[18]

1.6 Renforcement des poutres :

Pour ce qui est des réparations des poutres en béton armé, la problématique a été abordée par plusieurs auteurs sous différents aspects tels que le renforcement au cisaillement ou en flexion par collages de différents types de plaques sur les faces extérieures. Ainsi ALAA A.BASHANDY[19] a établi une synthèse sur les différentes techniques de renforcement de poutres en béton armé intégrant l'utilisation de plaques métalliques, les grillages ou simplement des couches d'enduit extérieur. Il ressort de cette que l'utilisation de plaques métalliques collées extérieurement améliorent notablement la capacité portante des poutres. Les grillages métalliques collés, ceux en plastiques et en dernier lieu l'enduit de béton succèdent dans l'ordre. La couche de béton subissant un décollement prématuré. Giovanni Loreto et al [20] rapportant les résultats d'une étude expérimentale et une étude analytique sur des poutres renforcées au cisaillement par collage de plaque de FRCM a affirmé que ce type de réparation est réalisable, qu'il permet d'améliorer la capacité portante de la poutre et que les modes de rupture dépendent dans une certaine mesure des plis dans les plaques (compris entre 1 et 4 selon le type de fabrication). Augusto Gomes et Julio Appleton [21] ont proposé des recommandations pour le renforcement de poutres en béton armé par plaques métalliques. M.S. Mohamed et al [22] ont montré que des plaques métalliques peuvent être utilisées avec efficacité comme renforcement au cisaillement. S.U.Khan et al [23] a conclu au terme d'une investigation expérimentale portant sur le renforcement par lames métalliques collées

sur la face tendue de poutres avariées que cette manière de faire est la mieux adaptées aux cas pratiques et que sa rentabilité est en relation directe avec le nombre de lames. Pour ce qui est du renforcement par simples couches de mortier de sable dunaire appliquée sur la face tendue de poutre à échelle grandeur réelle , des travaux antérieurs réalisés au sein du SREML[11]- [12] ont montré que le mortier de réparation améliorerait la capacité portante et le comportement en flexion des poutres réparées.

2.1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons exposer les différents essais de caractérisation des matériaux (sable alluvionnaire, sable dunaire, gravier, ciment).

2.2. Caractérisation des matériaux utilisés pour la confection du mortier :

2.2.1. Le sable :

Afin d'étudier l'influence du sable sur le comportement mécanique nous avons choisi trois types de sables :

- Deux types de sable de dunes d'origine éolienne, provenant de la région nord de la ville de Laghouat (Oasis Nord), notés respectivement SD1 et SD2.
- Un sable alluvionnaire provenant de l'Oued M'Zi noté SA.



SA

SD1

SD2

Figure 2.1 : les différents types des sables utilisés

2.2.1.1. Caractéristiques physiques :

A. Analyse granulométrique (NF P18-560) :

Nous avons prélevé de chaque type de sable un échantillon de 2000 grammes sur lequel nous avons effectué une analyse granulométrique, les résultats sont consignés dans le tableau 2.1 suivant :

Tableau 2.1 : Analyse granulométrique pour des sables :

Tamis (mm)	5	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16	0.08			
Tamisât SA%	100	97.9	95.3	83.5	34	4.5	1			
Tamis (mm)	2	0,63	0,315	0,16	0,08	0,063	Fond			
tamisât SD1%	100	99,97	86,535	17,285	1,51	1,31	0			
Tamis (mm)	2	0,63	0,5	0,315	0,25	0,2	0,16	0,125	0,1	0,08
Tamisât SD2%	100	91.1	85	56.9	37.6	22.2	13.2	6	3.4	1.8

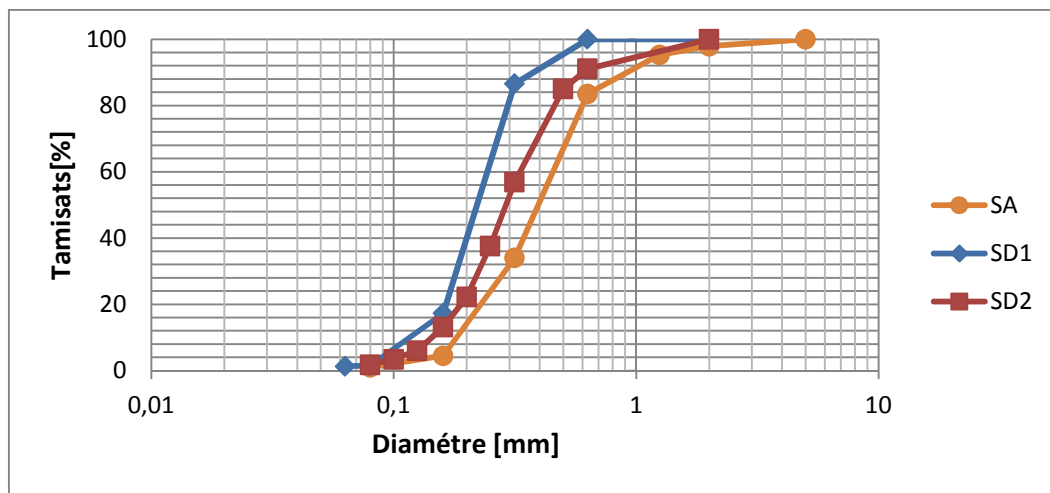


Figure 2.2 : Courbe granulométrique des différents sables utilisés

❖ **Module de finesse :**

A partir de l'analyse granulométrique on peut déduire le module de finesse de sable qui est défini comme étant le 1/100 de la somme des refus exprimés en pourcentage sur les différents tamis de la série suivante : 0.16 ; 0.315 ; 0.63 ; 1.25 ; 2.5 ; 5.

M_f

$$= \frac{\sum \text{des refus sur les tamis\% (0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5)}}{100} \quad 2.1$$

❖ **Module d'uniformité :**

L'uniformité c'est le rapport entre le diamètre des granulats correspondant à un pourcentage des 60% de passants sur le diamètre correspondant à un pourcentage de 10%.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 2.2$$

D_{10} : Diamètre de trous de la passoire à travers lesquels passant 10% de granulats.

D_{60} : Diamètre de trous de la passoire à travers lesquels passant 60% de granulats.

Tableau 2.2: Coefficients obtenus à travers l'analyse granulométrique.

Type de sable	SD1	SD2	SA
Module de finesse M_f	0,96	1,38	2.23
Module d'uniformité C_u	1,67	2,06	3,61

Commentaire :

SD1 et SD2 est très fin $1 \leq M_f \leq 1.5$

SA est moyen sable $M_f \leq 2.5$

Pour les sables utilisés dans cette étude on trouve les résultats suivants :

Pour les sables de dune : SD1 $C_u = 1,67 \rightarrow C_u < 2$.

$$\text{SD2} \quad C_u = 1,38 \rightarrow C_u < 2.$$

$$\text{Pour les sables de Alluvionnaire SA} \quad C_u = 3,61 \rightarrow C_u > 2.$$

Ces résultats montrent que les deux sables de dunes présentent une granularité serrée

Alors que le sable alluvionnaire présente une granularité étalée.

B. Masses volumiques (NFP 18-555) :

La masse volumique d'un corps se définit comme étant le rapport de la masse d'un volume donné. Comme on distingue volume absolu et volume apparent, il faut aussi distinguer de même masse volumique absolue et masse volumique apparente.

• Masse volumiques absolue (spécifique) :

La méthode utilisée est la méthode de l'éprouvette graduée. La masse volumique absolue est la masse par unité de volume d'un matériau (tous vide déduit) est donnée selon la norme NFP 18-555 par la relation suivante : [24]

$$\rho_{\text{abs}} = \frac{M_1}{V_2 - V_1} \quad 2-3$$

Avec M_1 : masse de échantillon étudié (Kg)

V_1 : Volume totale (eau+échantillon) (m^3)

V_2 : volume d'eau (m^3)

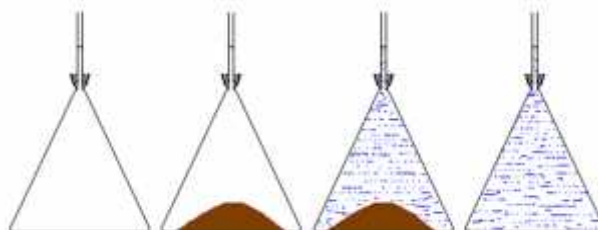


Figure 2.3 : Mesure de masse volumique absolue avec la méthode de Pycnomètre

La masse volumique absolue de sable (SA et SD1 et SD2) est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 2.3: Masse volumiques absolue pour chaque type de sable.

Type de Sable	SD1	SD2	SA
$\rho_{\text{abs}} (\text{kg/m}^3)$	2760	2742.2	2600

• Masse volumique apparente (NFP 18-555) :

La masse volumique apparente est la masse de l'unité de volume du matériau à l'état naturel (tous vides inclus). Elle est donnée selon la norme NFP 18-555[24] comme suit :

$$\rho_{\text{app}} = \frac{M_1 - M_2}{V_{\text{ap}}} \quad 2-4$$

M_1 : Masse totale (matériaux avec récipient) (kg) ;

M_2 : Masse du récipient vide (kg) ;

V_{ap} : Volume du récipient égale à 1 litre (m^3).

La masse volumique d'un ensemble de grains est fortement influencée par la composition granulométrique, la forme des grains, le degré de tassement ainsi que la teneur en eau lorsque les grains sont petits. La masse volumique apparente des sables ou des graviers peuvent varier entre 1400 à 1650 kg/m^3 .

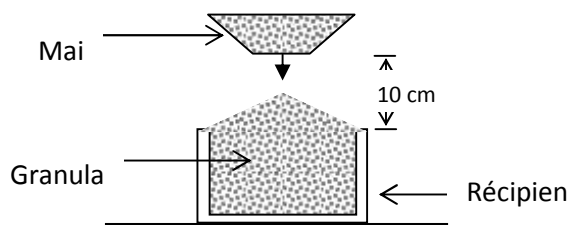


Figure 2.4 : mesure de la masse volumique apparente pour chaque type de sable.

La masse volumique apparente de sable (SA et SD1 et SD2) est représentée dans le tableau suivant

Tableau 2.4 : Masses volumiques apparente pour des sables utilisés.

Type de Sable	SD1	SD2	SA
$\rho_{app}(kg/m^3)$	1550	1558.15	1556.9

C. Compacité :

La compacité C_p c'est le rapport du volume de matière pleine au volume total. Il est défini par la relation :

$$C_p = \frac{\rho_{app}}{\rho_{aps}} \quad 2-5$$

Tableau 2.5 : Compacité pour chaque type de sable.

Type de Sable	SD1	SD2	SA
C_p	0,56	0,57	0,60

D. Porosité :

Par définitions la compacité et la porosité sont des valeurs complémentaires :

$$P = 1 - C_p \quad 2.6$$

Tableau 2.6 : Porosité pour chaque type de sable.

Type de Sable	SD1	SD2	SA
P	0,44	0,36	0,40

Rappelons que **G.DREUX** [25] admet pour un sable de béton traditionnel une compacité de l'ordre de 60% à 70%.

E. Essai d'équivalent de sable (NF P 18-598) :

Cet essai consiste à plonger un poids défini de sable dans une éprouvette normalisée remplie par une solution flocculant, après agitation, on laisse décanter le mélange pendant 20 minutes, ensuite on mesure la hauteur du sédiment (H_2) et du sédiment + flocculant (H_1).

Selon la norme NF P 18-598[26]. L'équivalent de sable est donné par les relations ci-dessous :

$$ES_v = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100\% \quad 2.7$$

$$ES_p = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100\%$$

2.8

Hauteur h_1 : Sable propre + éléments fins.

Hauteur h_2 et h'_2 : Sable propre seulement.

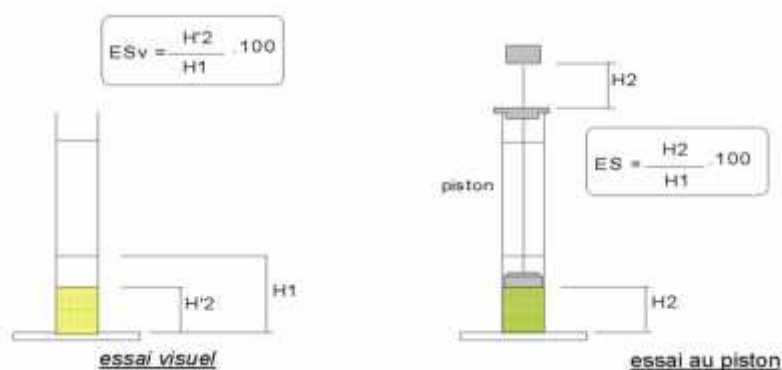


Figure 2.5 : Essai d'équivalent de sable.

Tableau 2.7: Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable [25]

ES à vue	ES piston	Qualité de sable
$ES_V < 65$	$ES_P < 60$	« Sable argileux » risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de qualité.
$65 \leq ES_V \leq 75$	$60 \leq ES_P \leq 70$	« Sable légèrement argileux » de propreté admissible pour bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
$75 \leq ES_V \leq 85$	$70 \leq ES_P \leq 80$	« Sable propre » à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité
$ES_V \geq 85$	$ES_P \geq 80$	« Sable très propre » l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau

Tableau 2.8 : Valeurs de l'équivalent de sable de différents sables

Type de sable	SD1	SD2	SA
Equivalent de sable . ES_P (avec piston)	76	81	87
Equivalent de sable . ES_V (visuel)	83	87	84

-Commentaires des résultats :

Si l'on se réfère aux valeurs de l'équivalent de sable préconisé par G.Dreux [25] pour les sables à béton traditionnel, un équivalent de sable élevé indique que nous sommes en présence des sables très propres, avec une absence presque totale de fines particules argileuses.

1- L'équivalent de sable de SD1 a faible pourcentage de fines argileuses.

2- Les résultats de l'étude des sables utilisés SD2 permettent de conclure que les sables utilisés sont très propres, conviennent à l'absence presque totale de fines argileuses, risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

3- Le tableau 2.5 montre que le sable alluvionnaire (SA) est un sable dense et compact, ce qui va donner, probablement un béton ou un mortier plus résistant.

- Synthèse des résultats :**

Tableau 2.9 : Caractéristiques des différents sables utilisés

Caractéristiques	Equation	Unité	SD1	SD2	SA
Masse volumique apparente	$\frac{M_1 - M_2}{V_{ap}}$	(kg /m ³)	1550	1558.15	1556.9
Masse volumique absolue	$\frac{M_1}{V_1 - V_2}$	(kg /m ³)	2760	2742.2	2600
Module de finesse	$\frac{\sum \text{refus cumulée}\%}{100}$	/	0,96	1,38	2,23
Compacité C _p	$\frac{\text{Volume de matière pleine}}{\text{volume totale apparent}}$	(%)	56	57	60
Porosité P	P=1-C _p	(%)	44	36	40
Equivalent de sable .ES (avec piston)	$\frac{h_2}{h_1} \cdot 100\%$	(%)	76	81	87
Equivalent de sable .ES (visuel)	$\frac{h_2}{h_1} \cdot 100\%$	(%)	83	87	84

2.2.1.2 Caractéristiques chimiques :

Les différents minéraux constituant les sables utilisés sont donnés par les Diffractogrammes DRX suivants :

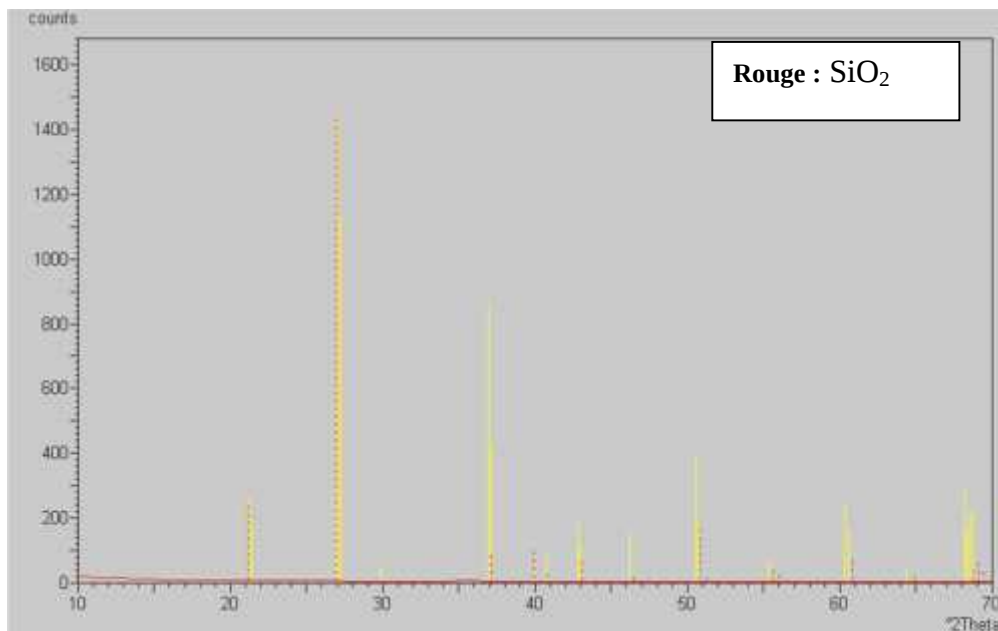


Figure 2.6: Diffractogrammes aux rayons X du sable alluvionnaire utilisé SA

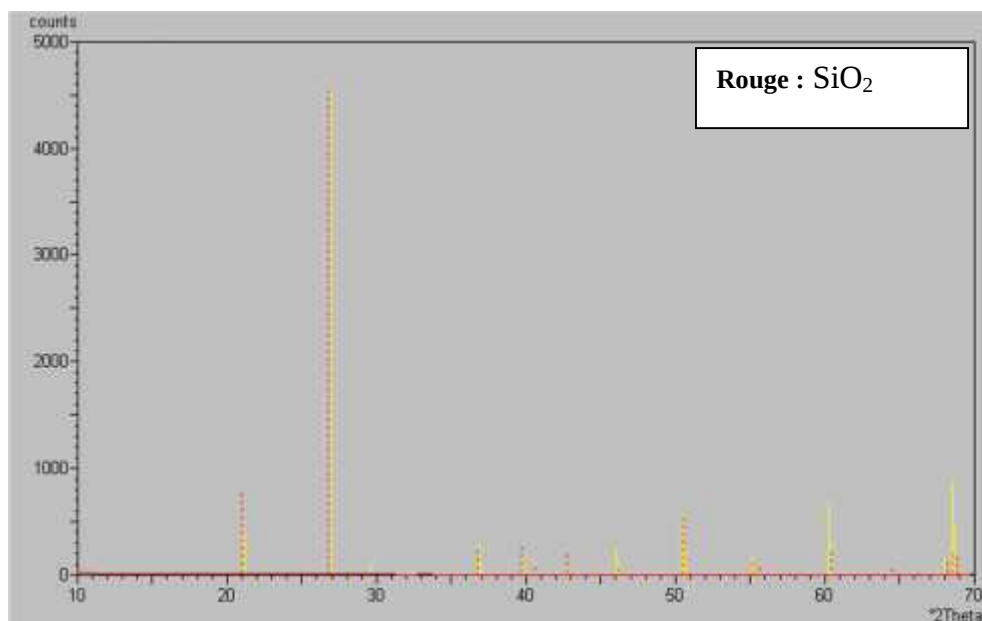


Figure 2.7 : Diffractogrammes aux rayons X du sable de dunes utilisé [SD1]

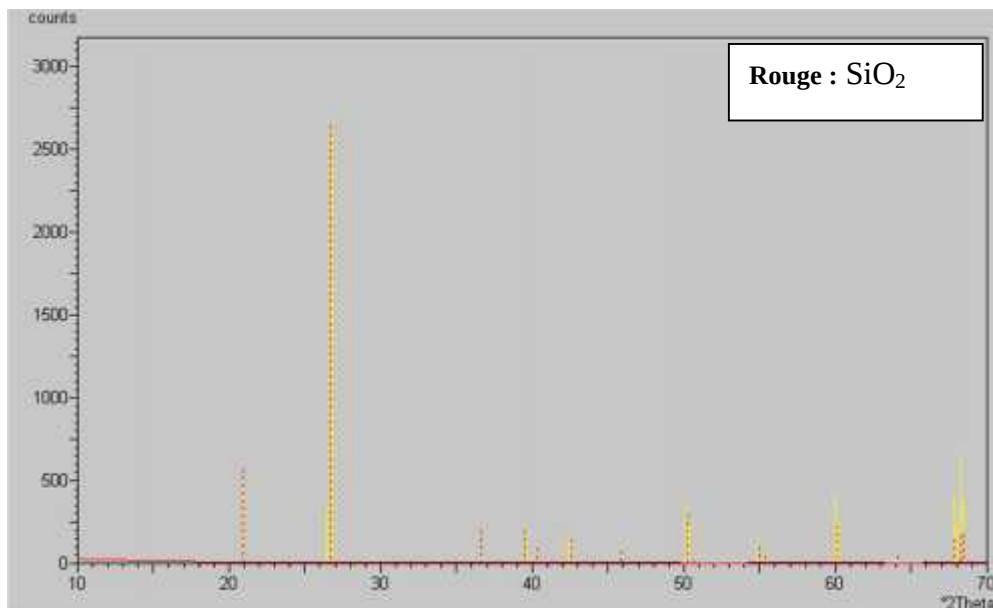


Figure 2.8 : Diffractogrammes aux rayons X du sable de dunes utilisé [SD2]

SiO_2 = quartz

2.2.2. Le ciment :

Le ciment utilisé pour suivre l'évolution du comportement mécanique et la durabilité de mortiers, surtout vis-à-vis l'attaque des sulfates, est le ciment portland composé (CPJ CEM II 42.5) Ain-Lkbira à Sétif et CRS à Sétif. Des essais ont été effectués pour déterminer quelques propriétés physiques, chimiques et mécaniques du ciment employé.

2.2.2.1 Finesse de mouture (finesse de Blaine) :

Permet de mesurer la finesse de mouture d'un ciment. Elle est caractérisée par la surface spécifique ou surface développée totale de tous les grains contenus dans un gramme déciment (norme NF EN 196-6). Elle s'exprime en cm^2/g . Suivant le type de ciment, cette valeur est généralement comprise entre 2800 et 5000 cm^2/g .

Le principe de la mesure de la surface spécifique de Blaine repose sur le fait que le temps nécessaire pour faire traverser une couche de poudre par un volume d'aires données fonction de la surface totale des particules composant la poudre. [27]

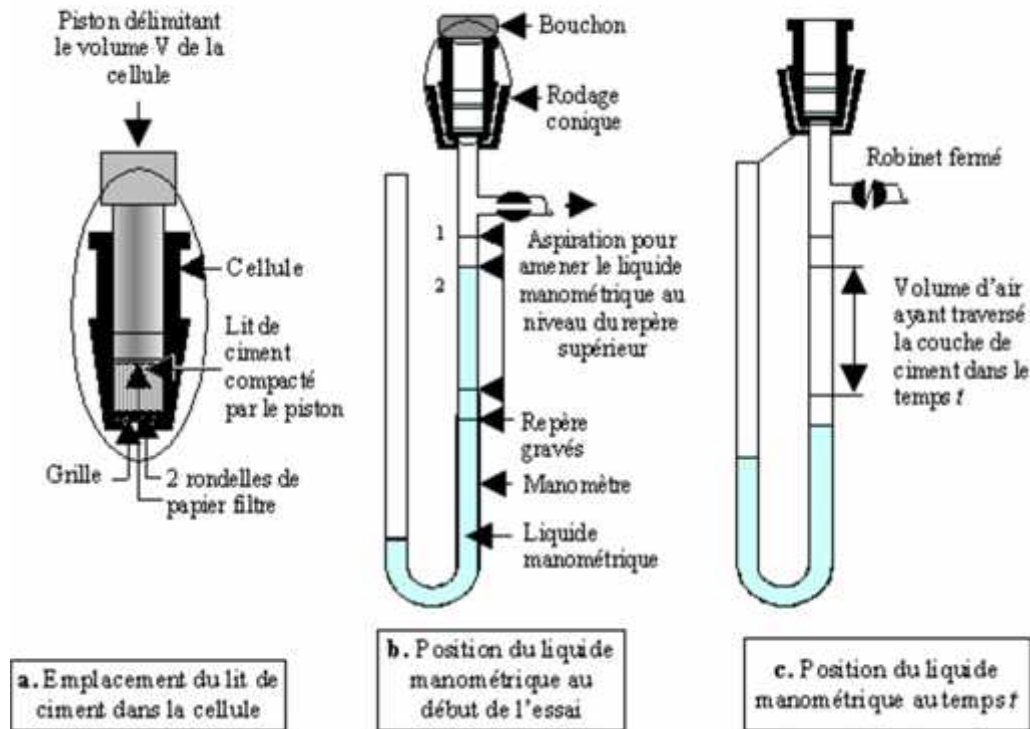


Figure 2.9 : L'appareil de Blaine

La Surface spécifique est donnée par la formule suivante :

Où :

$$S_p = K \frac{\sqrt{e^3 \cdot \sqrt{t}}}{g_{abs} (1-e) \sqrt{h}} \quad 2.9$$

K : Constante de l'appareil.

e : la porosité.

γ_{abs} : la masse volumique absolue du ciment.

η : La viscosité dynamique de l'air en fonction de la température.

t : le temps en second mesuré pendant l'essai.

Calcul de la porosité (e) :

Pour calculer « e », il faut passer par plusieurs étapes :

$$M_{hg} = m_2 - m_1$$

Où :

$$V_{hg} = \frac{m_{hg}}{\rho_{hg}} \quad 2.10$$

m_2 : Masse de mercure + cellule.

m_1 : Masse de la cellule.

γ_{abs} : Masse volumique du mercure.

$$M_{hg} = (m - m_1 - 3 \text{ (g)}) \quad \text{où } m \text{ est la masse globale.}$$

$$V_{app} = V_{hg} - v_{hg} \rightarrow e = \frac{V_{app} - V_{abs}}{V_{app}} \quad 2.11$$

La surface spécifique du ciment de Msila (CPJ CEM II 42.5) est de 3880 cm²/g. [28]

La surface spécifique du ciment Ain-Lkbira à Sétif (CRS CEM II 42.5) est de 3590 cm²/g. [29]

2.2.2.2 Masse volumique absolue :

La masse volumique absolue ρ_{abs} du ciment avait été mesurée au moyen du densimètre le chatelier. La masse volumique absolue est donnée par le rapport:

Le poids spécifique du ciment de Msila (CPJ CEM II 42.5) est de $3,04 \text{ g/cm}^3$. [28]

Le poids spécifique du ciment Ain-Lkbira à Sétif (CRS CEM II 42.5) est de 3.05 g/cm^3 . [29]

2.2.2.3 Temps de prise :

Il consiste une indication précieuse pour la mise en œuvre des mortiers et des bétons.

Il varie en fonction de la nature de ciment de la finesse de mouture qui favorise l'hydratation et de la température qui influe sur la vitesse des réactions chimiques et accélère la prise.

L'essai de prise est réalisé avec l'appareil de Vicat, qui le moyen le plus couramment utilisé suivant la norme EN196-3. [30]

- Temps de prise à chaud : 40min. Temps de prise à froid : 2h30min. pour du ciment de Msila (CPJ CEM II 42.5) [28]
- Temps de prise à chaud : 1h 35min. Temps de prise à froid : 2h 20 min. Pour ciment à Sétif (CRS CEM II 42.5) 1h 35min [29]

2.2.2.4 Analyse chimique et minéralogique :

L'analyse chimique des ciments utilisés a révélé des éléments qui sont présentés en pourcentage dans le tableau 2.10. et 2.11

Tableau 2.10 : Analyse chimique et minéralogique

Elément		SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	K_2O	Na_2O	CL	CaO Libre
CPJ Msila [31]	%	19.70	4.52	3.49	62.15	1.79	2.27	0.49	0.25	0,02	1
CRS Stif [29]	%	21.21	4.95	5.58	60.59	1.48	1.75	0.03	0.02	-	0.56

Tableau 2.11: Analyse minéralogique du ciment utilisé

Elément		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
CPJ Msila [31]	%	61, 31	17,40	6,13	11,97
CRS Stif [29]	%	45,05	27,80	3,70	17,00

2.2.3 L'adjuvant :

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faible quantité. Ils améliorent les propriétés des bétons et des mortiers auxquels ils sont ajoutés. Les principaux adjuvants sont :

- ✓ les plastifiants (améliorent la maniabilité et sont des réducteurs d'eau).

- ✓ les entraîneurs d'air (permettent la formation des micros bulles d'air dans le béton durci).
- ✓ les modificateurs de prise (retardateurs, accélérateurs).
- ✓ les hydrofuges.

Dans cette étude, nous avons utilisé un adjuvant permettant de diminuer la quantité d'eau de gâchage. Ce sont les adjuvants les plus utilisés. Nous avons utilisé deux types d'adjuvants à savoir :

2.3.1 L'adjuvant tempo 544 :

Il s'agit d'un super-plastifiant réducteur d'eau appelé «**SIKAVISCORETE TEMPO 544**» (Figure 2.10), qui permet de réduire significativement le rapport E/C, ce qui améliore la durabilité du béton durci (diminution de la perméabilité, augmentation des résistances mécaniques, diminution du retrait). La fiche technique de l'adjuvant employé est donnée en annexes.



Figure2 .10: Sika viscocrete tempo544.

2.2.4. L'eau de gâchage :

Une eau de mauvaise qualité peut avoir des divers effets sur le mortier tels que la diminution de la résistance mécanique, la corrosion des armatures, l'accélération ou le ralentissement du temps de prise et l'apparition des tâches nuisibles sur la surface du béton ou d'efflorescences.

L'eau utilisée dans cette partie expérimentale est l'eau de robinet de laboratoire de département de Génie civil de Laghouat. La composition chimique de l'eau de gâchage utilisée est donnée par le tableau suivant :

Tableau 2.12: Composition chimique de l'eau de gâchage [3]

Nature du point d'eau		Robinet	
Ca ⁺² en mg/l	104	Balance	5.20
Mg ⁺² en mg/l	97	Cations	8
Na ⁺ en mg/l	102.30	M ; éq /l	4.45
K ⁺ en mg/l	6.64	17.81	0.14
Cl ⁻ en mg/l	148		4.17
SO ₄ ⁻² en mg/l	520		10.82
HCO ₃ ⁻ en mg/l	94		2.52
NO ₃ ⁻ en mg/l	12.40		0.20
Résidu sec à 110°C 1172 mg/l	PH 7.77	Conductivité en 1/10 mm à 25°C 16.77	Dureté totale 43.25
Test chlore (ml d'eau de javel à 15°/m ³) 0.30 ml /l		T.A.C 7.80	S.A.F 75 I.S 62.3
Minéralisation 1010.60	M.O milieu Acide en O ² 8.53		SiO ₂ 4.45 mg/l Somme des ions 1057.40
Cations	Ca ⁺² = 15%	Mg ⁺² = 23.2%	Na ⁺ + K ⁺ = 13.40%
Anions	HCO ₃ ⁻ = 4.5%	SO ₄ ⁻² = 53.8%	Cl ⁻ + NO ₃ ⁻ = 12.6%

2.3 Préparation et constituants du béton :**2.3.1 Ciment :**

Nous avons utilisé un ciment portland composé de type CEM II/B 42.5

2.3.2 Sable :

Le sable utilisé dans cette étude est un sable Alluvionnaire, provenant de l'Oued M'Zi noté SA.

2.3.3. Gravier :

Il s'agit de graviers de concassage de nature calcaire provenant de la station de concassage de Laghouat. Deux calibres granulaires sont employés le 3/8 et le 8/15.



Gravier 3/8



Gravier 8/15

Figure 2.11 : Granulats employés

Tableau 2.13: Caractéristiques des graviers (3/8 et 8/15)

Caractéristiques	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Densité absolue (kg/m ³)	2660	2660
Densité apparent (kg/m ³)	1430	1480

2.4.3.1 Analyse granulométrique :**Tableau 2.14 :** Analyse granulométrique de gravier (3/8)

Tamis	10	8	6.3	5	4	3.15	2.5	Fond
Tamisât(%)	100	99.03	78.515	53.43	32.94	17.315	5.815	0

Tableau 2.15 : Analyse granulométrique de gravier (8/15)

Tamis	20	16	12.5	10	8	6.3	5	FOND
Tamisât(%)	100	98.57	83.725	48.4	17.93	2.39	0.345	0

2.4.4 Eau de gâchage :

La quantité d'eau de gâchage dans un béton ou mortier sert à l'hydratation et la prise de ciment. L'autre moitié sert pour le mouillage des grains et confère au béton et mortier la maniabilité désirée [32]. L'eau de mauvaise qualité peut avoir des divers effets sur le matériau, tel que la diminution de la résistance mécanique, la corrosion des armatures, l'accélération ou le ralentissement du temps de prise, efflorescence et tachesetc. [33]. Nous avons utilisé l'eau potable du robinet directement sans analyse chimique.

2.4 Formulation du béton :**2.4.1 Composition des bétons étudiés :**

La composition d'un béton consiste à déterminer les quantités (en litres ou en kilogrammes) de granulats (sables et graviers), de ciment et d'eau nécessaire à mettre pour obtenir un mètre cube de béton. Deux critères essentiels doivent guider cette étude: l'ouvrabilité c.-à-d., la facilité de mise en œuvre du matériau et la résistance mécanique à la compression. Ces critères sont en fonction de la nature de l'ouvrage et de l'élément de l'ouvrage à réaliser. De nombreuses méthodes de formulation du béton sont proposées par des chercheurs spécialistes telles que la méthode de Bolomey, De Faury, De Vallette, De Scramtaiev, De Dreux-Gorisse et bien d'autres.

Dans cette partie de notre travail, nous allons mener une étude expérimentale de la formulation de béton selon la méthode pratique de Dreux-Gorisse.

2.4.2 Pré-formulation selon la méthode de Dreux-Gorisse :

La méthode pratique simplifiée de **Dreux-Gorisse** [25] a pour but de définir d'une façon simple et rapide une formule de composition adaptée à tous les bétons. Quelques gâchées d'essai seulement permettront d'ajuster la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisés. En fonction des critères de maniabilité et de résistance définis

par le cahier de charges, la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G en kg/m^3) peuvent être déterminées par cette méthode.

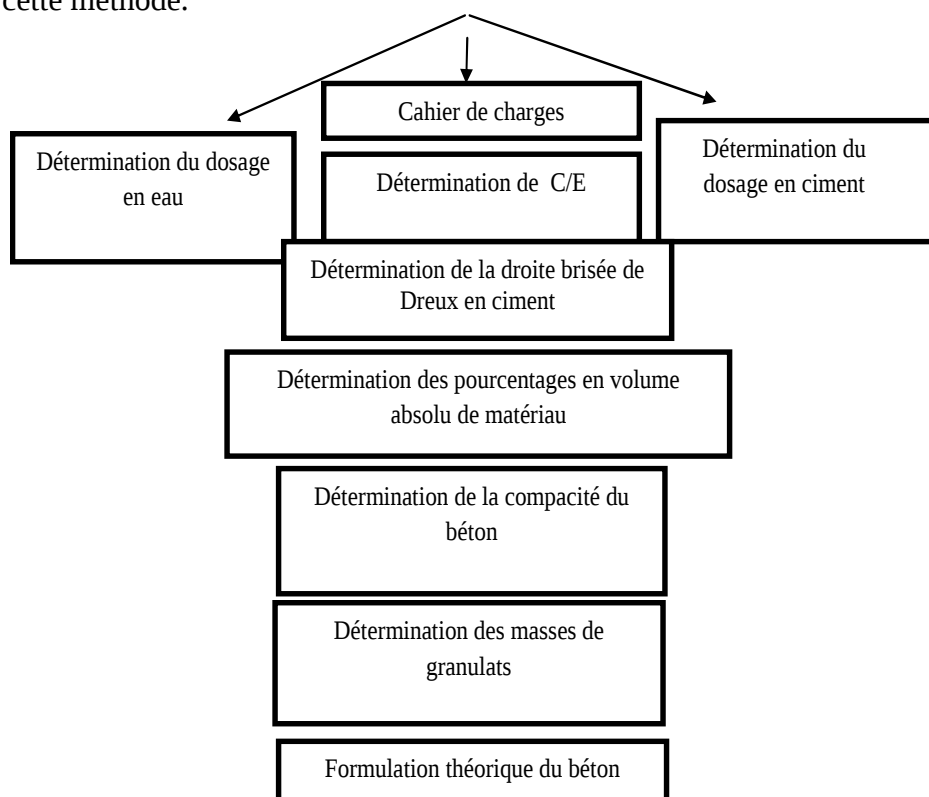


Figure 2.12 : Organigramme de la méthode de Dreux-Gorisse.

2.4.2.1 Résistance visée :

Par sécurité, la résistance visée doit être majorée de 15% par rapport à la résistance que l'on souhaite obtenir. Ainsi, la résistance visée doit être obtenue comme suit :

$$f_c = f_{c28} + 15\% f_{c28} \quad 2.13$$

Soit: $f_c = 1,15 \cdot f_{c28}$

La résistance désirée pour un béton témoin à 28 jours est prise égale à:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

La résistance visée est : $f_c = 1,15 \times 25 = 28,75 \text{ MPa.}$

2.4.2.2 Dimensions maximales des granulats :

Les granulats à utiliser dans la fabrication du béton doivent permettre la réalisation d'un squelette granulaire à minimum de vides. Donc il faut employer des granulats de toutes tailles pour que les plus petits éléments viennent combler les vides laissés par les plus gros.

Pour permettre une mise en œuvre correcte du béton, il est important que la taille des plus gros granulats $D_{\max}$ ne s'oppose pas au déplacement des grains entre les armatures métalliques du ferrailage. Les règles BAEL91 [34] donnent une borne supérieure de $D_{\max}$ à respecter en fonction de la densité du ferrailage, des dimensions de la pièce à réaliser, et de la valeur de l'enrobage des

armatures. La valeur de $D_{\max}$ peut être lue sur la feuille d'analyse granulométrique des granulats correspondants.

2.4.2.3 Consistance désirée :

Elle est en fonction de la nature de l'ouvrage (plus ou moins massif ou plus ou moins ferrailé), de la difficulté du bétonnage et des moyens de serrage. Elle peut se définir par la plasticité désirée mesurée par affaissement au cône d'Abrams[25], selon la norme NFP 18-45, comme il est indiqué sur le tableau 2.16. Dans notre cas nous avons choisi un béton plastique avec affaissement de 6 à 9 cm

Tableau 2.16: Évaluation de l'ouvrabilité [25].

Plasticité	Serrage	Affaissement A en [cm]	N nombre de chocs test C.E.S.
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2	> 60
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5	30 à 50
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9	15 à 25
Béton mou	Piquage	10 à 13	10 à 15
Béton liquide	Léger piquage	≥14	< 10

2.4.2.4 Dosage en ciment :

On commencera par évaluer approximativement le rapport $\frac{C}{E}$ en fonction de la résistance moyenne désirée f_c :

$$f_c = G F_{CE} \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right). \quad 2.14$$

Avec:

f_c : résistance moyenne en compression désirée à 28 jours en (MPa).

F_{CE} : classe vraie du ciment à 28 jours en (MPa).

C: dosage en ciment en (Kg/cm^3).

E: dosage en eau totale (en litre pour 1 m^3).

G: coefficient granulaire (Tableau 2.21).

Tableau 2.17 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire G. [25]
(Ces valeurs supposent que le serrage du béton sera effectué dans de bonnes conditions).

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	Fins ($D \leq 16$ mm)	Moyens ($25 \leq D \leq 40$ mm)	Gros ($D \geq 63$ mm)
Excellent	0,55	0,60	0,65
Bonne, Courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Les granulats utilisés ont un diamètre maximal égale à 16 mm, ce qui donne un coefficient granulaire $G=0,45$, avec une bonne qualité.

La valeur de C est déterminée grâce à l'abaque de la figure 2.16 en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement au cône d'Abrams.

Soit $A = 9\text{cm}$, le dosage de ciment est de 350Kg/m^3 , donc on peut déterminer le rapport C/E à partir de l'abaque de la figure 2.16 : $C/E = 1,68$

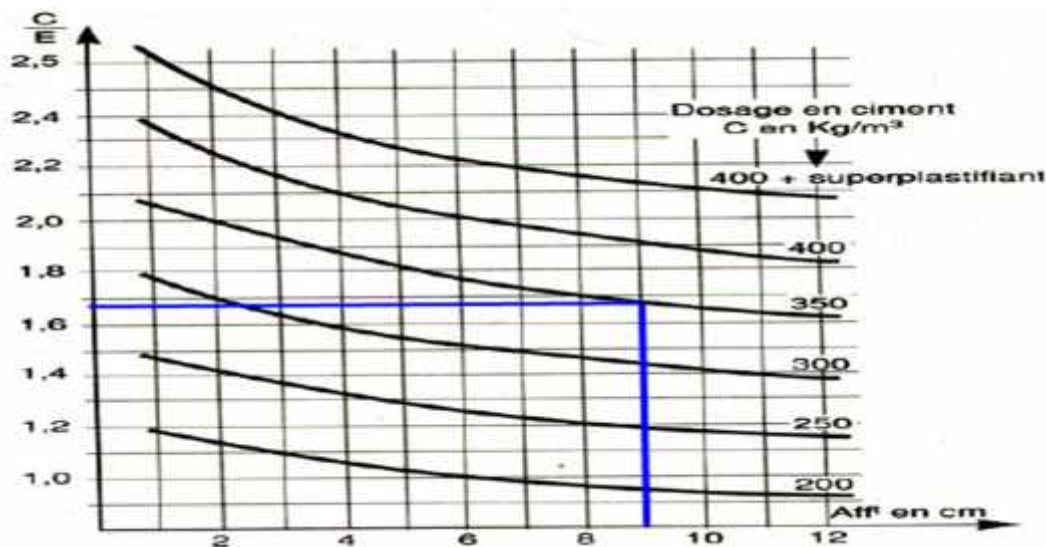


Figure 2.13: Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en

fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

2.4.2.5 Dosage en eau :

Le dosage en eau total sera approximativement :

$$E/C = 0,6 \rightarrow E = C \cdot 0,6 = 210 \text{ Kg.}$$

2.4.2.6 Dosage des granulats :

La droite de référence de Dreux représente la courbe idéale d'un matériau à minimum de vides. C'est une droite brisée dont le point de brisure est défini par son abscisse X et son ordonnée Y, on trace une composition granulatoire de référence OAB avec :

- Le point O est repéré par ses coordonnées: [0,005; 0].
- Le point B est repéré par ses coordonnées: [D; 100], (D: le diamètre du plus gros granulat).
- Le point de brisure A aux coordonnées suivantes :

En abscisse :

- si $D \leq 20\text{mm}$, l'abscisse est de $D/2$.

- si $D > 20\text{mm}$, l'abscisse est située au milieu limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D. Le plus gros granulat est $D=16\text{mm}$, donc le point de brisure a pour abscisse: $D/2=8\text{mm}$.

En ordonnée :

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K \quad 2.15$$

K: est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment (Tableau 2.22), de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et le module de finesse de sable.

Tableaux 2.18 : Valeurs de terme correcteur K en fonction de dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de granularité des granulats [25].

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400+ supers plastifiants	-2	0	0	-2	-6	-4
	400	0	+2	+2	0	-4	-2
	350	+2	+4	+4	+2	-2	0
	300	+4	+6	+6	+4	0	+2
	250	+6	+8	+8	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+10	+8	+4	+6

Dans ce cas nous avons du sable alluvionnaire roulé donc :

$$K = +4. \rightarrow Y = 50 - \sqrt{15} + 4 \rightarrow Y = 50,12 \%$$

Graphiquement on trouve **Y = 50 %**.

Sur la courbe granulométrie, les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe OAB donnent les pourcentages des granulats suivants :

- Sable 0/5: 30%.

- Gravier 3/8: 19%.

- Gravier 8/16: 51 %.

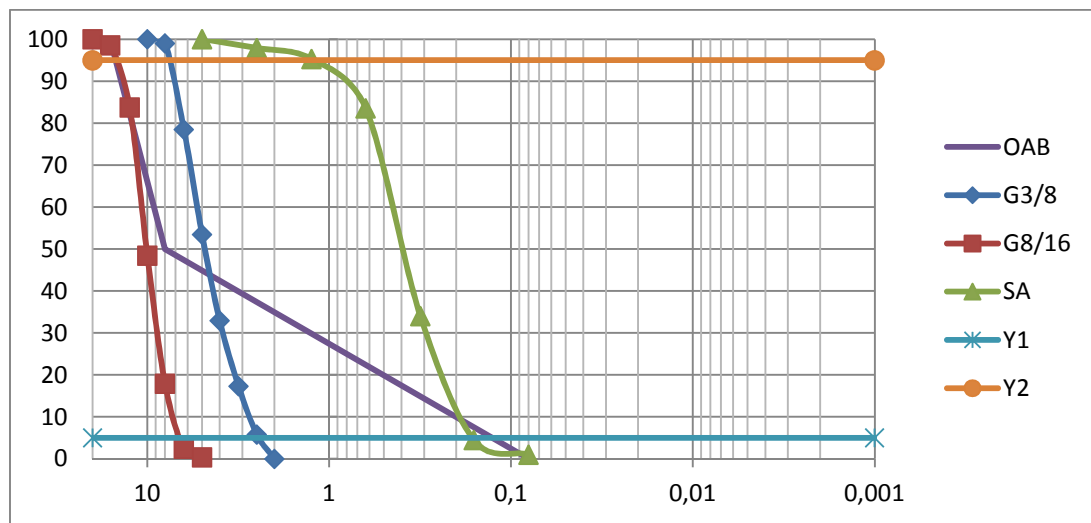


Figure 2.14 : Courbes granulométriques.

2.4.2.7 Coefficient de compacité :

En utilisant le tableau 2.19 [25] et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats égale à 16 mm, on trouve une valeur de $\gamma=0,819$. Nous avons retenu une valeur de γ telle que $\gamma = 0,82$. Nous avons du Sable roulé et gravier concassé dans ce cas est : $\gamma = -0.01$

$$0.820 - 0.01 = 0.81$$

Tableau 2.19 : Valeurs du coefficient de compacité [25]

Consistance	Serrage	Coefficient de compacité						
		D=50	D=105	D=125	D=200	D=315	D=500	D=800
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normal	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,730	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normal	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normal	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855
Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes: - Sable roulé et gravier concassé = -0,01. - Sable et gravier concassé = -0,03								

• **Dosages en volume de chacun constituant du béton pour 1m³**

Volume absolu du ciment: $V_c = \frac{M_c}{\gamma} = \frac{350}{3,04} = 115,2 \text{ litres.}$

Volume absolu de l'ensemble des granulats :

$V_G = 1000\gamma - V_c = 1000 \times 0,81 - 115,2 = 694,8 \text{ litres.}$

Volume absolu de sable : $V_{\text{sable}} = 694,8 \times 0,3 = 208,44 \text{ litres.}$

Volume absolu de gravier 3/8 : $V_{G3/8} = 694,8 \times 0,19 = 132,1 \text{ litres.}$

Volume absolu de gravier 8/15 : $V_{G8/15} = 694.8 \times 0.51 = 354,34 \text{ litres}$.

- **Dosages en poids de chacun constituant du béton pour 1 m^3**

Masse de sable : $M_s = V_s \cdot \gamma_s = 208.44 \times 2,6 = 541.95 \text{ Kg}$.

Masse de graviers 3/8: $M_{G3/8} = V_{G3/8} \cdot \gamma_{G3/8} = 132.1 \times 2,66 = 351.4 \text{ Kg}$.

Masse de graviers 8/15: $M_{G8/15} = V_{G8/15} \cdot \gamma_{G8/15} = 354.34 \times 2,66 = 942.54 \text{ Kg}$.

Masse de ciment : $M_c = 350 \text{ Kg}$.

Masse d'eau : $M_e = 210 \text{ Kg}$.

Les quantités des matériaux à gâcher pour fabriquer 1 m^3 du béton sont montrées sur le tableau 2.20 suivant :

Tableau 2.20 : Composition de béton pour 1 m^3 (CPJ Msila)

Composant	Poids (Kg)	Volume en (l)
SA	541.95	208.44
Gravier 3/8	351.4	132.1
Gravier 8/15	942.54	354,34
Ciment	350	115.2
Eau	210	210
Total	2395.89	1020,08

La masse volumique absolue du béton = 2395.89 Kg/m^3 $G/S=2.73$, $E/C=0.6$

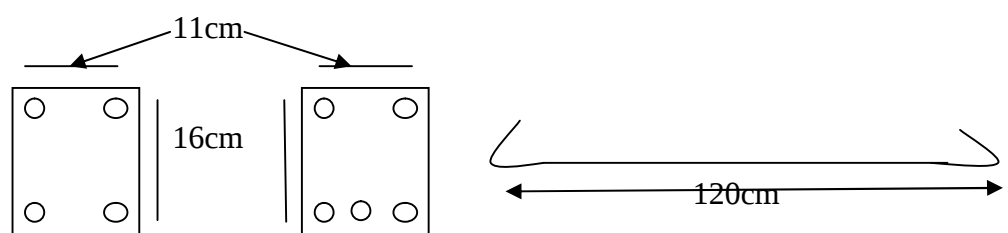
2.4 .3 Ferrailage des poutres :

Pour la détermination du ferrailage des poutres $(20 \times 15 \times 150) \text{ cm}^3$, et avec l'exigence des règles BAEL

Proposant des barres de 5HA12 et 4HA12 pour les armatures longitudinales de longueur 140cm coudés dans les côtés.



Figure 2.15: Ferrailage des poutres $20 \times 15 \times 150 \text{ cm}^3$



Les aciers utilisés pour le ferrailage des poutres sont du type **HA FeE400** pour les armatures longitudinales, et **RL de diamètre 6mm FeE240** pour les armatures transversales ayant comme caractéristiques

Tableau 2.21 Caractéristiques de l'Acier

Caractéristiques	Valeur (MPa)
Fe (HA)	400
fe (RL)	235
ELU	348
ELS	201.63
Es	2.10^5

2.4.4 Préparation des échantillons (les poutres) :

Nous avons confectionné 09 poutres de dimensions $(20 \times 15 \times 150) \text{ cm}^3$ en béton armé conventionnel. La confection et la mise en œuvre du béton est effectuée de la façon suivante :

- **Malaxage :**

Afin de garantir une homogénéité convenable, le malaxage a été réalisé en deux phases, un premier malaxage à sec, puis un deuxième, après introduction progressive de l'eau. Le béton a été gâché dans un malaxeur à axe vertical de 50l de capacité

- **Mise en œuvre :**

Tous les spécimens ont été coulés dans des coffrages en bois position horizontale dans trois couches vibrées.

- **Serrage :**

La mise en place d'un béton doit être exécutée d'une façon correcte pour augmenter au maximum sa compacité et bien sur sa résistance. Dans notre cas, le serrage a été obtenu avec une vibration produite par une aiguille vibrante de diamètre $\Phi=25 \text{ mm}$. Le temps de vibration était en fonction de la plasticité du béton.

- **Conservation des éprouvettes :**

Après démoulage, les spécimens sont stockés dans le laboratoire couverts par des toiles humides. Cette procédure a été suivie pour tous les essais.

3.1. Introduction

Dans ce chapitre nous présentons les montages expérimentaux utilisés pour la réalisation de notre programme expérimental portant sur la recherche des compositions des différents mortiers et les poutres réparées par ce mortier à l'état durci.

3.2 Confection des mortiers :

3.2.1 Etat frais :

Formuler un mortier c'est trouver les quantités relatives de sables, ciment et eau pour la confection d'un mètre cube de ce mortier.

La séquence de malaxage est la même pour tous les mélanges du mortier.

- Malaxer à sec le ciment et le sable pendant environ une (30) second afin d'homogénéiser le mélange
- Introduire pendant une (15) second avec la première quantité d'eau (Eau1 = 70% Eau) Vitesse lent
- Introduire pendant une (15) second avec le restant de l'eau de gâchage (Eau2 = 30% Eau mélangé avec le tempo 12) Vitesse lent .
- Malaxer le mélange pendant 30 s Vitesse lent. Et suivi 30s Vitesse rapide .
- Arrêt de malaxage 1 : 30 s
- Demarrer le malaxag 1 :00 min Vitesse rapide.

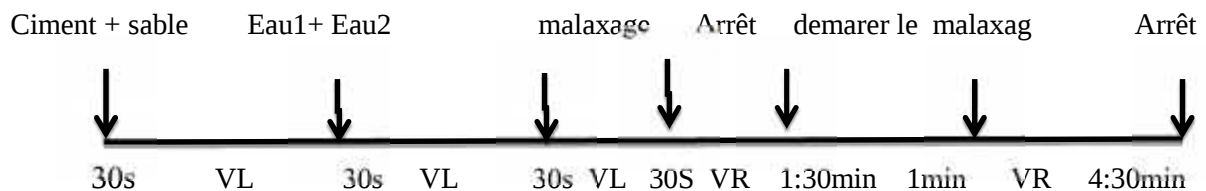


Figure 3.1: Séquence de malaxage du mortier

L'analyse du mortier frais consiste à déterminer son ouvrabilité, qui est la propriété essentielle, surtout dans sa mise en œuvre.

Pour la recherche de la composition optimale, Nous avons confectionné différentes formules de mortier basées sur le recherchant le rapport E/C qui donne la maniabilité d'un mortier plastique ainsi que sa compacité.

3.3.1.1 Essai de maniabilité :

Pour la caractérisation de la maniabilité de mortier, nous avons utilisé le maniabilimètre « B » pour mortier afin de mesurer le temps d'écoulement $8s \leq t \leq 10s \pm 1s$ du mortier notant le rapport E/C qui correspond à un mortier plastique souhaitable pour une mise en œuvre facile.

Dans notre cas, le dosage en ciment est fixé à ($350 \text{ Kg/m}^3 \text{ CPJ}$) pour la composition de mortier, avec un pourcentage de **60% SD +40% SA**.

Elle nous permis d'apprécier la fluidité d'un mortier qu'est l'objet des essais définis par les normes NF P 18 - 452 [35]

Dans ces essais, la consistance est caractérisée par le temps que met le mortier pour s'écouler sous l'effet d'une vibration.

L'appareil utilisé est appelé Maniabilimètre, Il consiste en un boîtier parallélépipédique métallique (7.5cm×7.5cm×15cm), posé sur des supports en caoutchouc, équipe d'un vibreur et muni d'une cloison amovible.

3.3.1.2 Préparation et conservation des éprouvettes :

3.3.1.2.1 Préparation des éprouvettes :

Des éprouvettes prismatiques de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, ont été utilisées pour la détermination de la résistance à la flexion et la résistance à la compression.

Les éprouvettes d'essais sont préparées aux laboratoires de génie civil sous une température qui varie entre 16 et 21°C et une humidité variable.

Une fois les essais sur les constituants du béton sont réalisés et la formulation du mortier déterminée, on procède à la préparation des éprouvettes par un procédé de malaxage défini précédemment. Le mortier ainsi préparé est versé en fin du malaxage dans des moules $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, Enfin, on procède au remplissage des moules par deux couches (02) suivi chaque couche une vibration à l'aide d'une table vibrante afin de dégager toutes les bulles d'air occlues lors de la mise en moule d'homogénéiser la structure des éprouvettes préparée, après la fin de l'opération on a arasé la partie du mortier en excès, le démoulage se fait 24 heures après remplissage des moules.

3.3.1.2.2 Conservation des éprouvettes

Les éprouvettes du mortier sont conservées à l'air libre, sous une humidité relative variable et une température moyenne de 20°C.

3.4. Essai effectués sur le mortier

Les essais mécaniques (compression et traction) sont régis par la norme EN 196-1[36]. Ils sont utilisés pour caractériser les mortiers aux différents âges :

1. La flexion à trois points sur des éprouvettes $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$.
2. La compression pure sur les demi-éprouvettes issues du test précédent.

Il est indispensable de contrôler les résistances de rupture à la compression et à la flexion. Les essais ont été conduits sur des éprouvettes prismatiques normalisées de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$.

Cet essai est exécuté par une machine désignée pour les tests de traction par flexion et compression (figure 3.1) sur les éprouvettes de mortier $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$.

La capacité maximale de cette machine est de 100 KN.



Figure 3.2 : Appareil d'écrasement (presse)

3.4.1. Résistance à la traction par flexion (EN 196-1)

La rupture de chaque éprouvette en flexion est effectuée conformément au dispositif décrit sur la figure 3.3 :

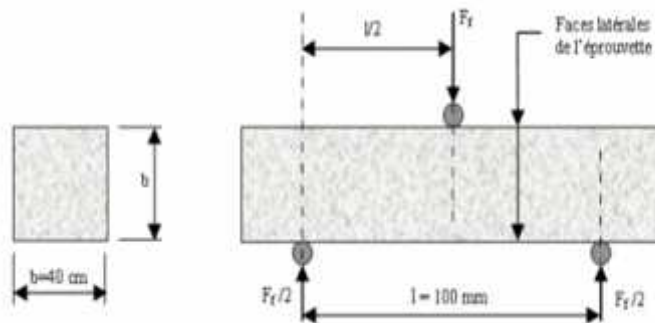


Figure 3.3: Dispositif pour l'essai de résistance à la traction par flexion (3 points)

La résistance à la traction par flexion est calculée selon l'équation (3.1).

$$R_f = \frac{1.5 F_f l}{b^3} \quad 3.1$$

R_f : Résistance à la flexion en (MPa).

F_f : Charge de rupture de l'éprouvette à la flexion en (N).

l : Longueur entre appuis en (mm).

b : Côte de l'éprouvette est égale à 40mm.

3.4.2. Résistance à la compression :

Les éprouvettes étudiées sont soumises à une charge croissante jusqu'à la rupture. La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section de l'éprouvette.

L'essai de compression s'effectue conformément à la norme EN 196-1[36] sur Les demi-prismes d'éprouvettes obtenues après rupture en flexion comme indiqué sur la figure 3.4 :

Si F_C est la charge de rupture, la contrainte de rupture vaudra :

$$R_C = \frac{F_C}{b^2} \dots \dots \dots 3.2$$

R_C : Résistance à la compression en (MPa);

F_C : Charge de rupture en (N);

b : Côte de l'éprouvette est égale à 40mm.

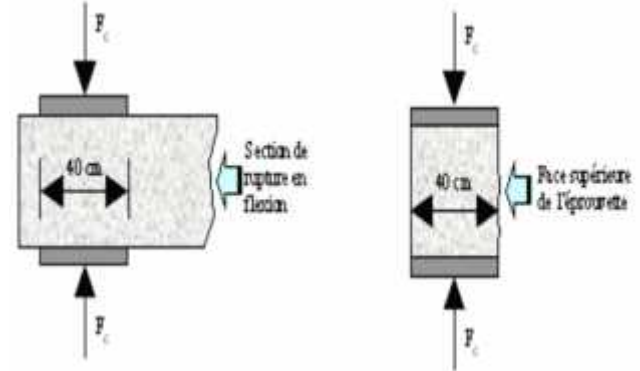


Figure 3.4 : Dispositif de rupture en compression

3.4.3 Retrait :

Dès la fin de sa mise en œuvre, le mortier est soumis à des déformations, même en absence de charges. C'est un matériau en évolution avec le temps ; en effet ses propriétés se modifient au cours de son existence suivant l'état de l'atmosphère, la température et les charges appliquées. Il sera le siège de transformations diverses.

En l'absence de toute charge, les mortiers en général subissent des déformations plus ou moins importantes quand leur contenu en eau ou l'humidité du milieu environnant varient. Pour les bétons conservés à l'air, on observe une diminution des dimensions initiales. Cette variation est due principalement à l'évaporation de l'eau contenue dans les pores. Ce phénomène porte le nom de retrait différé. [37]

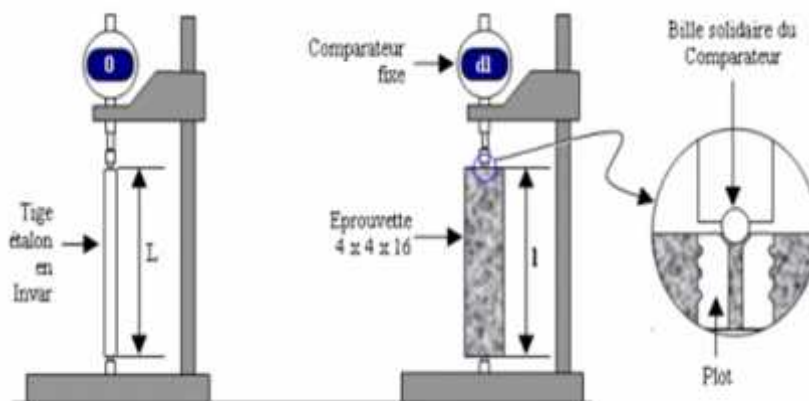


Figure 3.5 : Appareillage pour la mesure du retrait.

Au moment de la mesure, le comparateur est mis au zéro sur la tige étalon en Invar de longueur $L = 160 \text{ mm}$. Soit $dl(t)$ la valeur lue sur le comparateur au temps t ; l'éprouvette a une longueur au temps considéré:

$$l = L + dl(t) \quad 3.3$$

Soit $l(t_0)$ la longueur de l'éprouvette au temps t_0 choisi d'origine. En général, cette origine est prise au moment du démoulage, 24 h après la confection des éprouvettes. La variation de la longueur au temps t sera:

$$\Delta l(t) = l(t) - l(t_0) = dl(t) - dl(t_0) \quad 3.4$$

La variation relative de longueur est généralement désignée par ε et a pour expression:

$$\varepsilon(t) = \frac{\Delta l(t)}{L} = \frac{dl(t) - dl(t_0)}{L} \quad 3.5$$

$\Delta l(t)$ est obtenu en faisant la moyenne sur les 3 éprouvettes issues du même moule. Lorsque les éprouvettes sont conservées dans l'air, $\Delta l(t)$ est généralement négatif et l'on parle alors de retrait de l'éprouvette. Lorsque l'éprouvette est conservée dans l'eau, $\Delta l(t)$ peut être positif: il y a alors gonflement.

3.5 La diffraction des rayons X :

La diffraction des rayons X est une méthode universellement utilisée pour identifier la nature et la structure des produits cristallisés. En effet, cette méthode ne s'applique qu'à des milieux cristallins (roches, cristaux, minéraux, pigments, argiles...) présentant les caractéristiques de l'état cristallin, c'est-à-dire un arrangement périodique, ordonné et dans des plans réticulaires tridimensionnels des atomes constitutifs.

a- Principe de la méthode

L'état cristallin est caractérisé par la répartition tri périodique dans l'espace d'un motif atomique. Cette répartition ordonnée constitue des plans parallèles et équidistants que l'on nomme plans réticulaires h, k, l .

Un faisceau de rayons X monochromatique et parallèle qui frappe un cristal est diffracté dans une direction donnée par chacune des familles des plans réticulaires à chaque fois que la condition ou loi de Bragg est réalisée :

$n\lambda = 2d \sin \theta_n$: ordre de la diffraction

λ : longueur d'onde du faisceau de rayons X,

d : distance de deux plans réticulaires,

θ : angle d'incidence des rayons X.

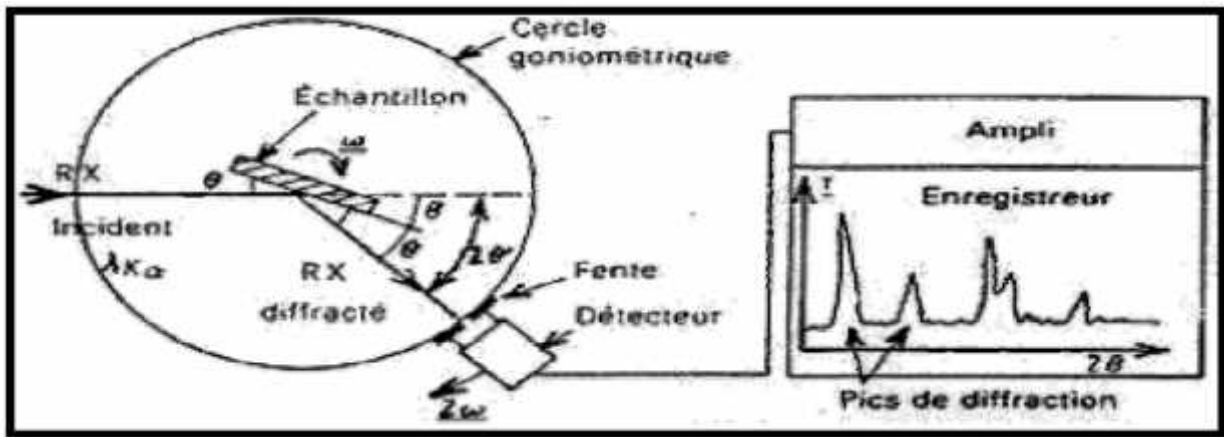


Figure 3.6 : Schéma d'un diffractomètre à compteur

Le matériau est bombardé par un faisceau de rayons X monochromatiques et parallèles de longueur d'onde connue, produit grâce à une anticathode de cuivre. Le rayonnement émis est défini par un système de fentes (fentes Sollers) et de fenêtres situées avant et après l'échantillon. Ce dernier est étalé sous forme de poudre (15 mg) sur une lame de verre qui tourne d'un mouvement uniforme autour d'un axe situé dans son plan (cercle goniométrique), permettant ainsi d'augmenter le nombre d'orientations possibles des plans réticulaires. Les particules étant orientées au hasard, il y aura toujours une famille de plan donnant lieu à la diffraction, de telle sorte que l'on obtiendra simultanément tous les faisceaux susceptibles de diffracter : ces faisceaux forment des cônes de demi-angle au sommet 2θ .

Un détecteur ou compteur (Geiger-Müller ou compteur à scintillation) mesure l'intensité du rayonnement X diffracté dans certaines directions. Il tourne autour du même axe mais à une vitesse double de celle de l'échantillon. Pour un angle d'incidence θ , l'angle mesuré par le déplacement du compteur sera donc 2θ . Un diaphragme à couteau permet d'éliminer l'effet parasite du faisceau incident dans les petits angles ($2\theta < 10^\circ$). L'enregistrement réalisé est la courbe de l'intensité des rayons X diffractés en fonction des angles de diffraction.

L'acquisition est effectuée par une unité de contrôle et le traitement des Diffractogrammes ou spectres s'effectue à l'aide d'un logiciel basé sur les données des fiches ASTM (American Society for Testing and Matériels), faisant correspondre les distances inter réticulaires d aux angles 2θ enregistrés. La position des pics de diffraction permet l'identification des structures ou phases cristallines présentes et donc la détermination de la composition cristallographique de l'échantillon analysé. La position des pics peut également servir à identifier des transformations ordre-désordre tandis que la forme du pic peut permettre d'identifier des microdéformations.

L'un des principaux intérêts de cette méthode est la mesure précise d'intensité et la possibilité d'effectuer des estimations semi-quantitatives, en considérant que le pourcentage d'une espèce

minérale est proportionnel à l'aire des pics enregistrés sur le Diffractogrammes. Ces valeurs sont utilisées dans l'établissement des diagrammes d'équilibre.

4.1. Introduction :

Dans cette partie, nous présentons les résultats de l'étude expérimentale réalisée sur les différents mortiers de réparation à base de sable dunaire et alluvionnaire.

Nous présentons dans ce chapitre les caractéristiques physico-mécaniques des différentes compositions de mortiers ainsi que l'effet de la variation de paramètres tels que le dosage en ciment ainsi que sa teneur en aluminat tricalcique C_3A , celui de l'ajout de super plastifiant sur les résistances mécaniques en flexion et en compression. Dans la fin nous présentons les résultats de l'analyse DRX de certains échantillons conservés à l'eau de robinet.

4.2 Résultat de l'essai maniabilimètre :

Tableau 4 .1 : Rapport E/C pour fixé les pourcentages de mélange C=350Kg/m³ CPJ

Rapport E/C		Temps d'écoulements (s)	
MSDA4P	MSDA4	MSDA4P	MSDA4
0,55	0,64	7,22	8,37
0,53	0,63	9,97	10,67
0,50	0,61	11,82	12,43
0 ,48	0,60	13,76	16,21
0 ,47	0,58	15,54	17,87

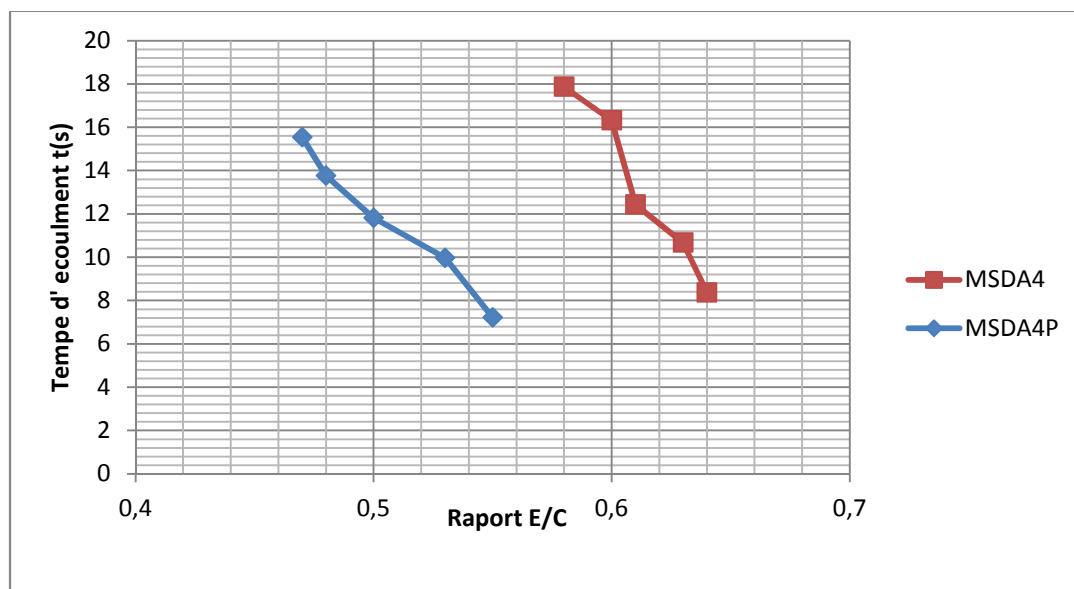


Figure 4.1 : Evolution de temps d'écoulement en fonction de Rapport E/C

Tableau 4.2 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C($C=350\text{kg/m}^3$)

CPJ 42.5 Sétif

Mélange	Ciment (kg/m^3)	Sable (kg/m^3)		Rapport E/C	% Tempo 544	C/S
		SD	SA			
MSDA4	350	630	420	0.63	/	1/3
MSDA4P	350	630	420	0.53	1.5% M_{ciment}	
MSDA4*	350	630	420	0.6	/	
MSDA4P*	350	630	420	0.5	1.9% M_{ciment}	

MSDA4*,MSDA4P* (utilisé SP 40) : [12]

Tableau 4.3 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C($C=450\text{kg/m}^3$) CPJ 42.5

Sétif

constituant	Ciment (kg/m^3)	Sable (kg/m^3)		Rapport E/C	% Tempo 544	C/S
		SD	SA			
MSAD4	450	570	380	0.48	/	1/2
MSAD4P	450	570	380	0.35	1.5% M_{ciment}	

Tableau 4.4 : Compositions des mortiers en fonctions du rapport E/C($C=350\text{kg/m}^3$) pour ciment CRS

Mélange	Ciment (kg/m^3)	Sable (kg/m^3)		Rapport E/C	% TEMPO 544	C/S
		SD	SA			
MSDA4	350	630	420	0.6	/	1/3
MSDA4P	350	630	420	0.5	1.5% M_{ciment}	

Le choix du rapport C/S conditionne la compacité du mortier. Des recherches effectuées dans un travail de caractérisation du sable dunaire ont montré qu'afin de satisfaire simultanément le critère de résistance et le critère de retrait minimum il est nécessaire de recourir à un compromis aboutissant à la valeur de $C/S = 1/3$ [1]

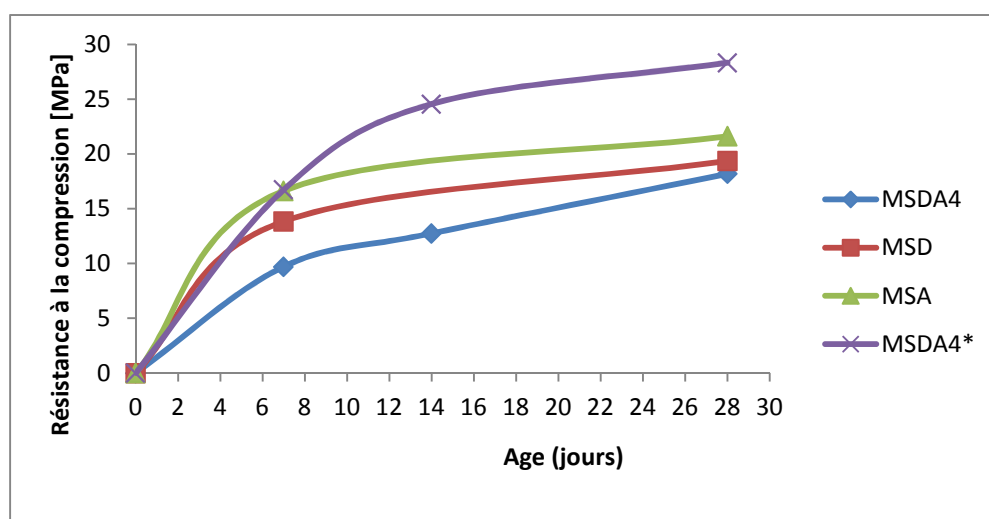
4.3. Résistances mécaniques:

L'évolution du comportement mécanique est suivie en fonction du temps pour le mortier conservée à l'air libre.

4.3.1 Résistance à la compression :

Tableau 4.5 : Variation de la résistance à la compression en fonction des mortiers sans adjuvant

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	350 Kg/m ³			
	MSDA4	MSDA4*	MSD	MSA
0	0	0	0	0
7	9.70	16,73	13,83	16,62
14	12.74	24,55	-	-
28	18.18	28,32	19,35	21,60

**Figure 4.2 :** Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps

La figure 4.2 représentant la résistance en compression permet de voir que :

-Contrairement aux résultats obtenus par d'autres chercheurs [12] le MSDA4 présente la résistance la plus faible comparativement à celles de MSA et MSD soit une chute de 6,43% par rapport à celle de MSD. Ce résultat peut être dû soit à une modification des propriétés de l'un ou plusieurs des composants (finesse et teneur en sels du sable, résistance et type d'ajouts incorporés au ciment CPJ, nature de l'eau, conditions de cure. Pour déterminer la raison de cette chute, il est nécessaire de procéder des analyses poussées qui sortent du cadre de notre mémoire. Par ailleurs le développement de la résistance MSDA4 présente le taux le plus faible avec une valeur à 28 jours de 18.18 MPa contre 28.32 MPa pour MSDA4*. [12]

4.3.2 Evolution de la résistance à la flexion :

Tableau 4.6 : Variation de la résistance à la flexion de temps fonction des mortiers sans adjuvant

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)			
	350 Kg/m ³ (CPJ)			
	MSDA4	MSDA4*	MSD	MSA
0	0	0	0	0
7	2.48	3,46	2,68	2,45
14	5.29	4,88	-	-
28	5.64	6,69	3,41	3,90

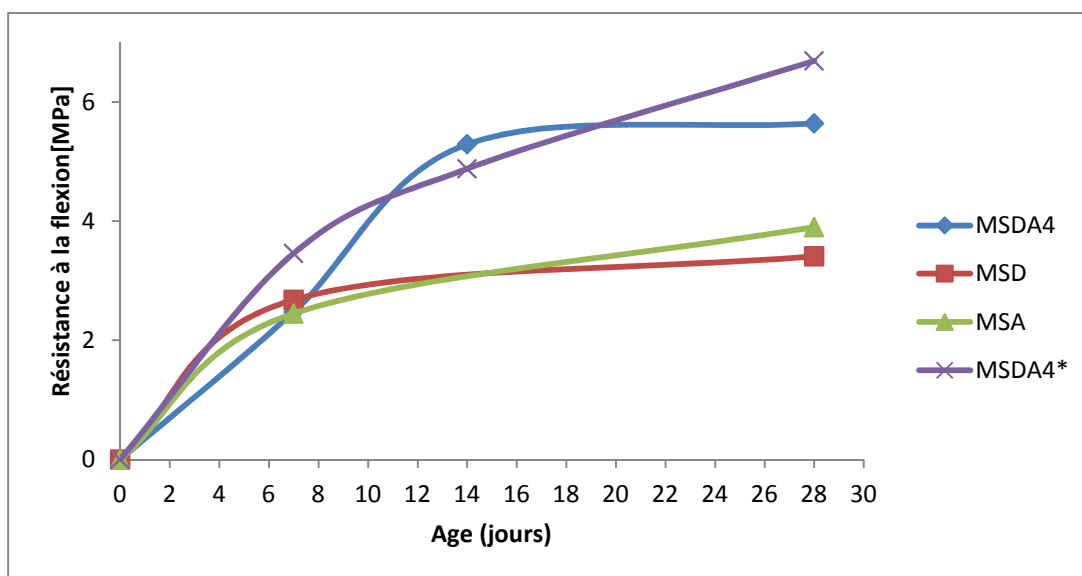


Figure 4.3: Evolution de la Résistance à la traction par flexion en fonction de temps

La figure 4.3 représentant la résistance en flexion permet de voir que contrairement au cas de la compression notre mortier présente une performance remarquablement élevée vis-à-vis aux autres mortiers avec une valeur de 5.64MPa à 28jours contre 3.90MPa pour MSA soit un taux plus fort de 65,39%,44,61% par rapport à MSD et MSA respectivement . Ce résultat à priori surprenant permet de supposer que la résistance en flexion ne semble pas être affectée de façon similaire à la résistance en compression. La figure permet de remarquer aussi que les trois mortiers MSD MSA et MSDA4* gagnent en résistance plus rapidement que MSDA4 pendant

les 7 premiers jours la tendance s'inversant ensuite ou le MSDA4 voit sa résistance augmenter plus rapidement par la suite.

4.3.3 Effet de l'adjuvant :

4.3.3.1 Résistance à la compression :

Tableau 4.7 : Variation de la résistance à la compression en fonction de temps , des mortiers avec et sans adjuvant

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	350 Kg/m ³ CPJ			
	MSDA4	MSDA4P	MSD	MSA
0	0	0	0	0
7	9,70	9,90	13,83	16,62
14	12,74	14,86	-	-
28	18,18	20,95	19,35	21,60

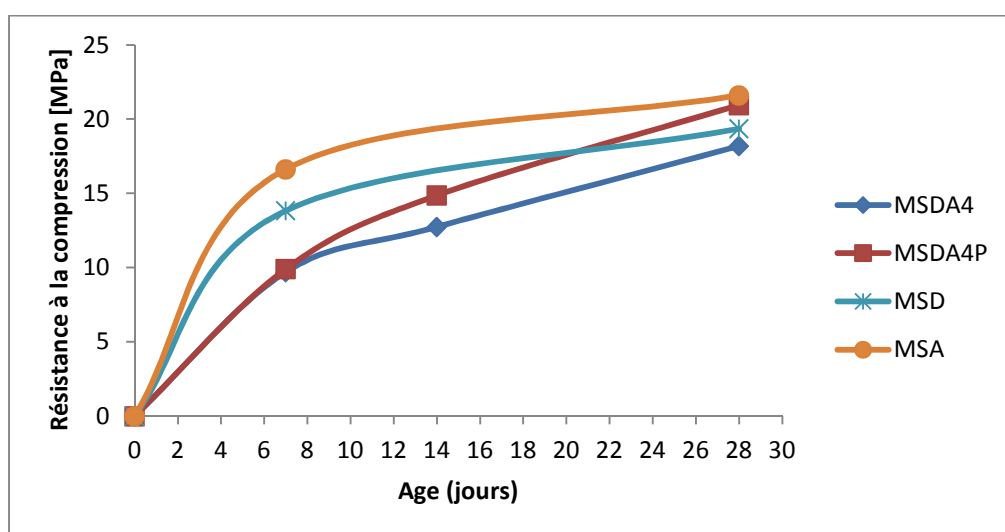


Figure 4.4: Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps

La figure 4.4 permet de voir que l'adjuvant n'a pratiquement apporté aucune amélioration vis-à-vis à MSA et de 15,23% par rapport à MSDA4 à la résistance en compression.

4.3. 3.2 Résistance à la flexion :

Tableau 4.8 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de temps, des mortiers avec et sans adjuvant

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)			
	350 Kg/m ³			
	MSDA4P	MSDA4	MSD	MSA
0	0	0	0	0
7	2.90	2.48	2,68	2,45
14	5.56	5.29	-	-
28	6.38	5.64	3,41	3,90

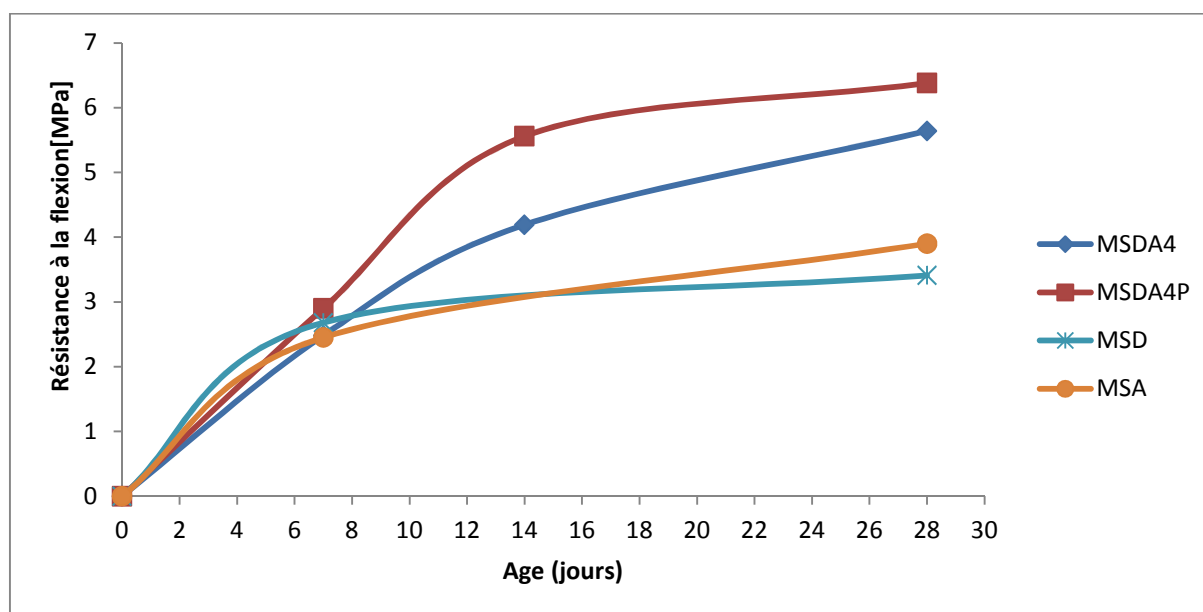


Figure 4.5 : Evolution de la Résistance à la flexion en fonction de temps

La figure 4.5 permet de confirmer l'observation signalée précédemment pour la résistance en flexion puisque l'on remarque que l'adjuvant a pour effet d'accroître la vitesse de montée en croissance de la résistance en flexion de MSDA4P avec des taux supérieurs de 13%, 64 et 87% vis-à-vis de MSDA4, MSA et MSD respectivement. Cet effet du super plastifiant a été expliqué

par certains chercheurs [38]- [40] par le fait que les molécules du SP ne sont pas seulement adsorbées par la phase de ciment anhydre mais peut-être en plus par certains des hydrates. Ce mode de fixation du SP induit un freinage ou plus une décélération de la croissance des germes d'ettringite au profit d'une formation plus intense des C-S-H qui sont à l'origine de la résistance des ciments. Par ailleurs on constate que la résistance se développe rapidement à partir des premiers jours et non comme précédemment à partir du 7^{ème} jour.

4.3.4 Etude paramétrique :

Dans ce qui suit nous présentons les résistances mécaniques en flexion et en compression de mortiers pour les quels nous avons modifié dans un premier temps le dosage en ciment tout en maintenant constant les autres constituants. Dans une deuxième phase nous avons comparé pour un même dosage en ciments de teneur en C_3A différentes les résistances mécaniques en flexion et en compression. Ensuite nous avons exploré l'effet combiné de l'adjuvant et du dosage ainsi que celui de l'adjuvant et de la teneur en C_3A .

4.3.4.1 Effet des dosages en ciment :

Dans cette partie nous avons confectionné des éprouvettes de mortiers avec un dosage en ciment CPJ CEM 42.5 de 450kg/m^3 pour lesquelles, après une cure appropriée, nous avons mesuré les valeurs des résistances mécaniques en flexion et en compression. Les résultats sont présentés dans ce qui suit

4.3.4.1.1 Résistance à la compression :

Tableau 4.9 : Variation de la résistance à la compression en fonction de dosage en ciment

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	350 Kg/m ³			450 Kg/m ³
	MSDA4	MSD	MSA	MSDA4
0	0	0	0	0
7	9.70	13,83	16,62	9.28
14	12.74	-	-	22.5
28	18.18	19,35	21,60	29.75

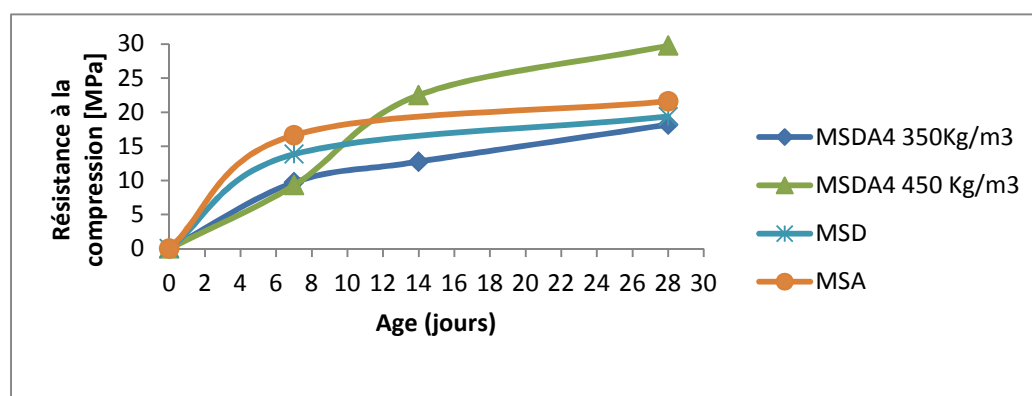


Figure 4.6: Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps

La figure 4.6 permet de relever les points suivants :

-L'effet de l'augmentation du dosage ne commence à se faire sentir qu'à partir du 7^{ème} jour. A partir de cet âge la courbe montre une accélération pendant les 7 jours suivants pour revenir à un taux plus modéré par la suite. A 28 jours nous notons une résistance dans le cas du mortier dosé à 450kg/m³ de 29,75MPa soit un taux de 63% vis-à-vis du même mortier dosé à 350kg/m³. Ce taux est de 54% et 38% par rapport à MSD et MSA respectivement.

Ce résultat permet de conclure qu'une augmentation du dosage en ciment améliore la résistance en compression de façon conséquente.

4.3.4.1 .2 Evolution de la résistance à la flexion :

Tableau 4.10 : Variation de la résistance à la flexion en fonction de dosage en ciment

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion(MPa)			
	350 Kg/m ³			450 Kg/m ³
	MSDA4	MSD	MSA	MSDA4
0	0	0	0	0
7	2.48	2,68	2,45	2.24
14	5.29	-	-	4.52
28	5.64	3,41	3,90	6.18

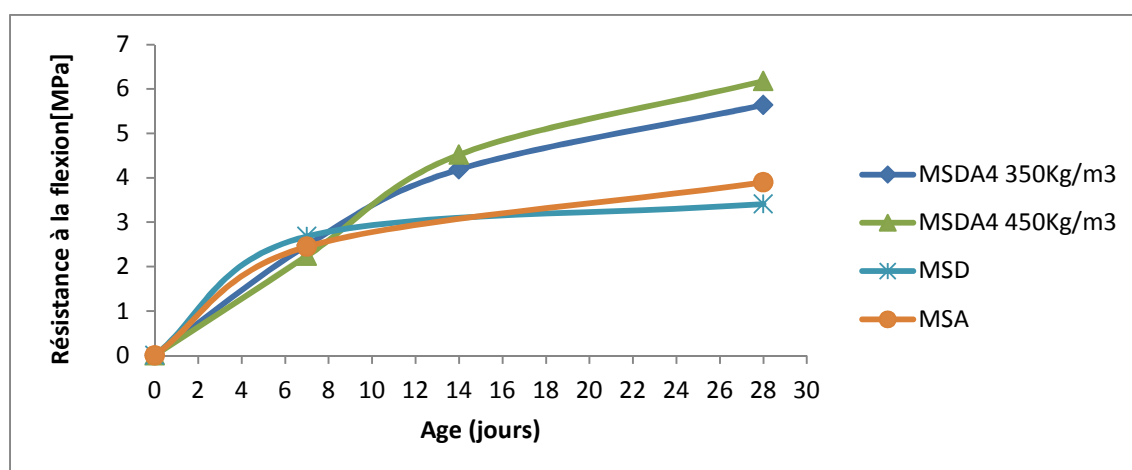


Figure 4.7 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction de temps

La figure 4.7 permet de noter que les résistances évoluent de façon similaire avec cependant une amélioration sensible procurée par l'augmentation du dosage. Le mortier MSDA4 dosé à 450kg/m³ présente à 28 jours une résistance de 6.18MPa soit un taux de 10% par rapport au

mortier MSDA4 dosé à 350kg/m^3 et de 58.5% et 81% par rapport à MSA et MSD respectivement. En définitive et dans le cas présent l'augmentation du dosage en ciment tout en conférant au mortier MSDA4 une amélioration assez nette vis-à-vis de MSD et MSA ne présente qu'une modeste prestation comparativement au même mortier dosé à 350kg/m^3 .

4.3.4.2 Effet combiné des dosages en ciment et de l'adjuvant :

4.3.4.2.1 Résistance à la compression :

Tableau 4.11 : Variation de la résistance à la compression en fonction de dosage en ciment

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)					
	350 Kg/m^3				450 Kg/m^3	
	MSDA4	MSD	MSA	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
0	0	0	0	0	0	0
7	9.70	13,83	16,62	9.90	9.28	11.68
14	12.74	-	-	14.86	22.5	25.83
28	18.18	19,35	21,60	20.95	29.75	37.86

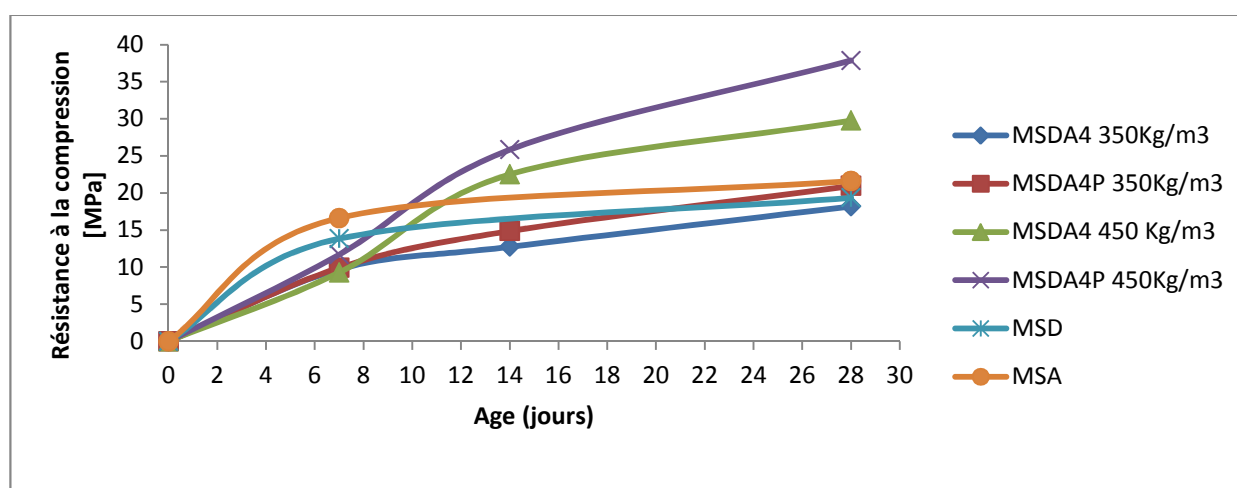


Figure 4.8: Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps

La figure 4.8 fait ressortir de manière assez nette l'effet améliorant du super plastifiant sur la résistance en compression du mortier adjuventé et dosé à 450kg/m^3 pour laquelle on note une valeur à 28 jours de 37.86 MPa soit un taux de 27% par rapport au mortier MSDA4 ayant le même dosage. Par ailleurs nous remarquons que les deux mortiers montrent un développement assez lent dans les premiers 7 jours pour s'accélérer ensuite. Pour ce qui est des mortiers dosés à 350kg/m^3 les taux sont de 80% plus élevés dans les deux cas avec et sans adjuvant. Dans ce cas précis l'efficacité de l'utilisation combinée de l'adjuvant et du dosage est mise en évidence.

4.3.4.2.2 Résistance à la flexion :

Tableau 4.12: Variation de la résistance à la flexion en fonction de dosage en ciment

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion(MPa)					
	350 Kg/m ³				450 Kg/m ³	
	MSDA4	MSD	MSA	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
0	0	0	0	0	0	0
7	2.48	2,68	2,45	2.90	2.24	2.46
14	5.29	-	-	5 .56	4.52	5.43
28	5.64	3,41	3,90	6.38	6.18	7.82

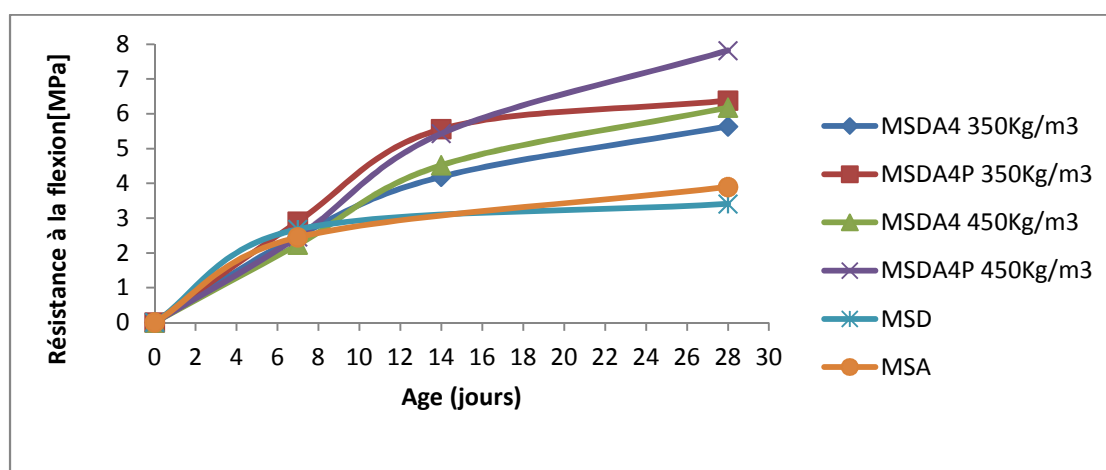


Figure 4.9: Evolution de la résistance à la flexion en fonction de temps

La figure 4.9 ci-dessous fait ressortir les points suivants :

1-L'utilisation simultanée du dosage et du super plastifiant donne son plein effet car on voit que le mortier correspondant présente la résistance la plus élevée avec une valeur à 28jours de 7.82MPa.

2-Le mortier MSDA4Pdosé à 350kg/m³ présente une résistance sensiblement plus élevée que celle de MSDA4dosé à 450kg/m³.

3-La vitesse de développement aux premiers âges de la résistance est similaire pour l'ensemble des mélanges. Au bout de 7jours l'effet combiné de l'adjuvant et du dosage est bien marqué.

4.3.4.3 Effet de type de ciment et de dosage sur les résistance mécanique :

A- Dosage de ciment 350 Kg/m³ :

A-1. Résistance à la compression :

Tableau 4.13: Variation de la résistance à la compression en fonction du temps selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)	
	CPJ 350 Kg/m ³	CRS 350 Kg/m ³
	MSDA4	MSDA4
0	0	0
7	9.70	12,62
14	12.74	20,40
28	18.18	28,34

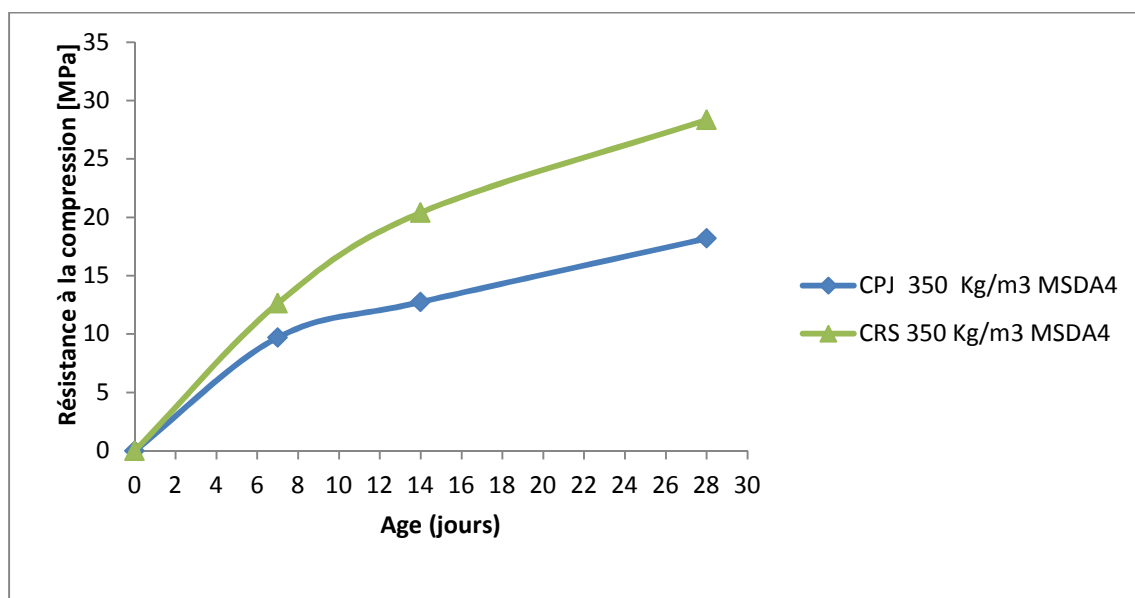
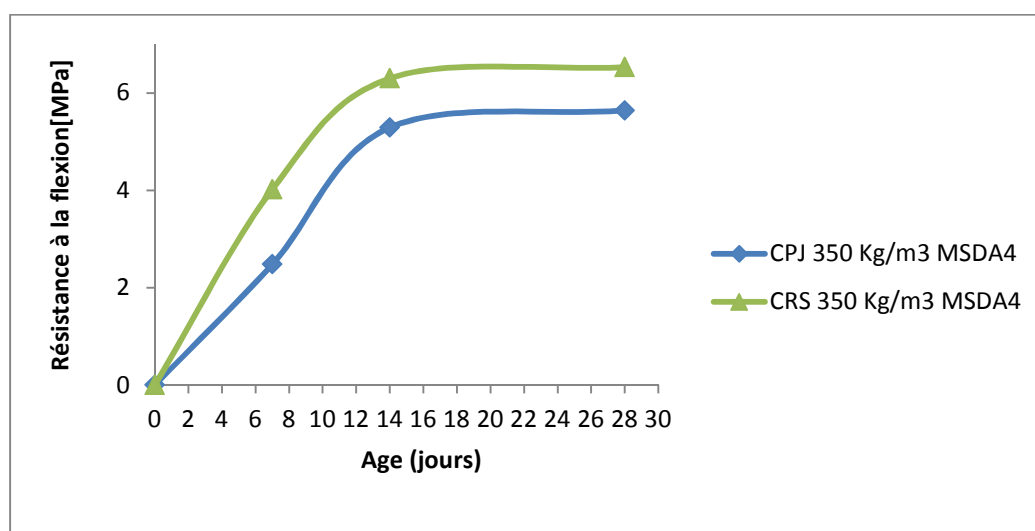


Figure 4.10: Evolution de la résistance à la compression des différents ciments en fonction de temps

La figure 4.10 montre que la diminution de la teneur en C_3A du ciment a pour effet immédiat une nette augmentation de la résistance qui passe de 18.18MPa pour le CPJ à 28.34MPa pour le CRS soit un taux de 56 %. L'effet est également marqué pour la vitesse de développement de la résistance.

A-2 Résistance à la flexion :**Tableau4.14:** Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)	
	CPJ 350 Kg/m ³	CRS 350 Kg/m ³
	MSDA4	MSDA4
0	0	0
7	2.48	4,02
14	5.29	6 ,30
28	5.64	6,53

**Figure 4.11:** Evolution de la résistance à la flexion en fonction de temps pour les deux types de ciment

La figure 4.11 ci-dessus montre une évolution similaire au cas de la compression avec la remarque importante que le CRS a pour effet direct une accentuation du taux de croissance de la résistance qui atteint sa valeur maximale de 6.30 MPa à partir de l'âge de 14 jours pour se stabiliser ensuite. Le taux est de 19%.

4.3.4.4. Effet combiné de l'adjuvant et de la variation de la teneur en aluminat tricalcique C_3A :**4.3.4.4.1 Résistance à la compression :**

Tableau 4.15 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	CPJ 350 Kg/m ³		CRS 350 Kg/m ³	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	9.70	9.90	12,62	15,80
14	12.74	14.86	20,40	24,28
28	18.18	20.95	28,34	36,11

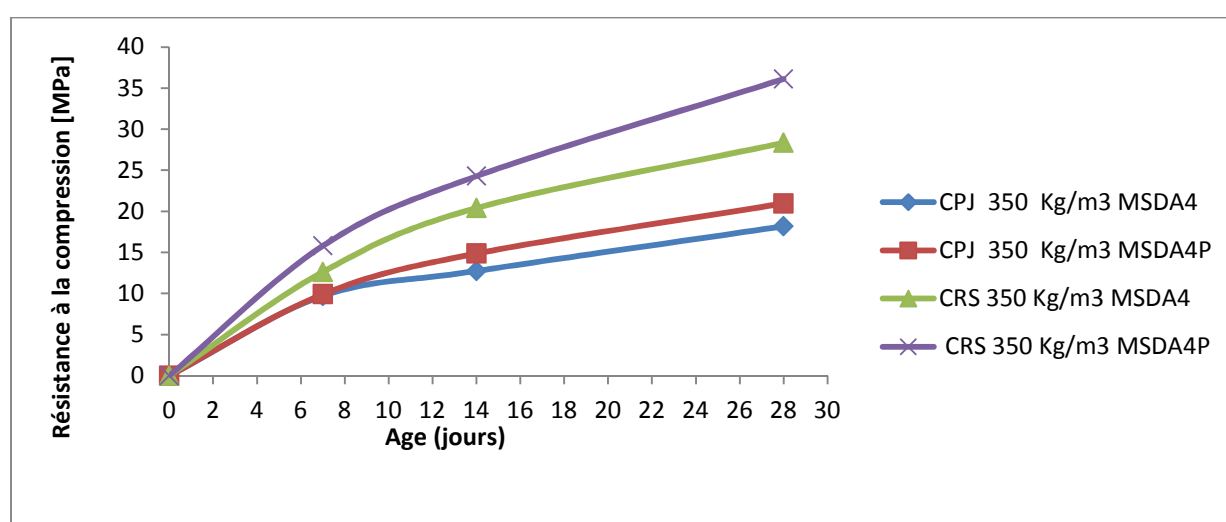


Figure 4.12 : Evolution de la résistance à la compression des différents ciments en fonction de temps

La figure 4.12 montre que le ciment CRS utilisé simultanément avec l'adjuvant confère au mortier la meilleure résistance de 36.11MPa comparativement aux autres mélanges. De plus le mortier au CRS présente une meilleure performance que le mortier équivalent au CPJ. Il y'a lieu de noter également le taux de croissance élevé de la résistance dans le cas du mortier au CRS adjuventé.

4.3.4.4.2 Résistance à la flexion :

Tableau4.16: Variation de la résistance à la flexion en fonction du temps selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)			
	CPJ 350 Kg/m ³		CRS 350 Kg/m ³	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	2.48	2.90	4,02	4,23
14	5.29	5.56	6,30	6,49
28	5.64	6.38	6,53	8,71

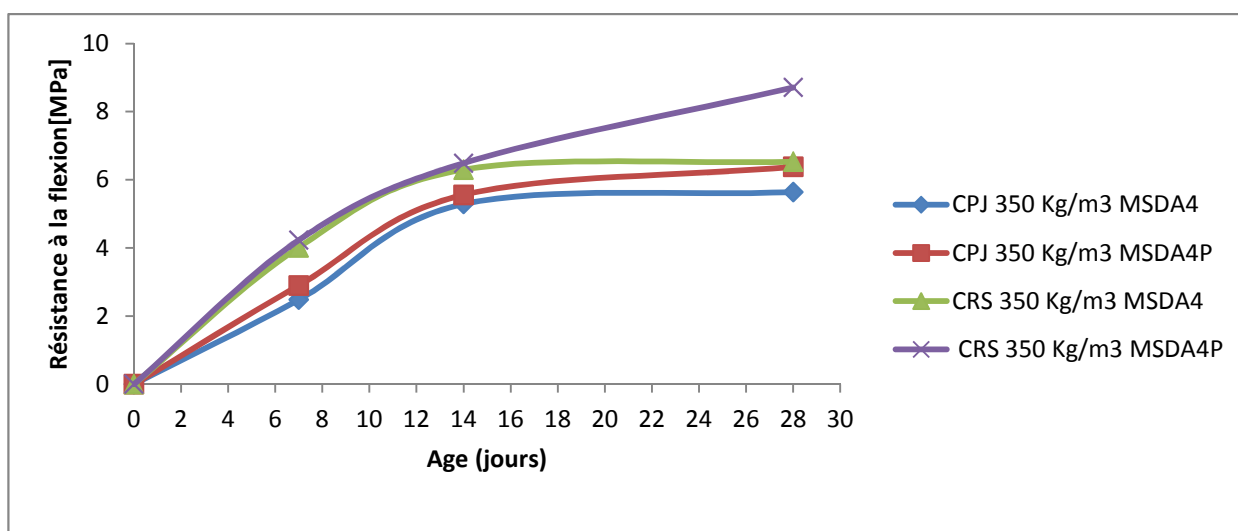
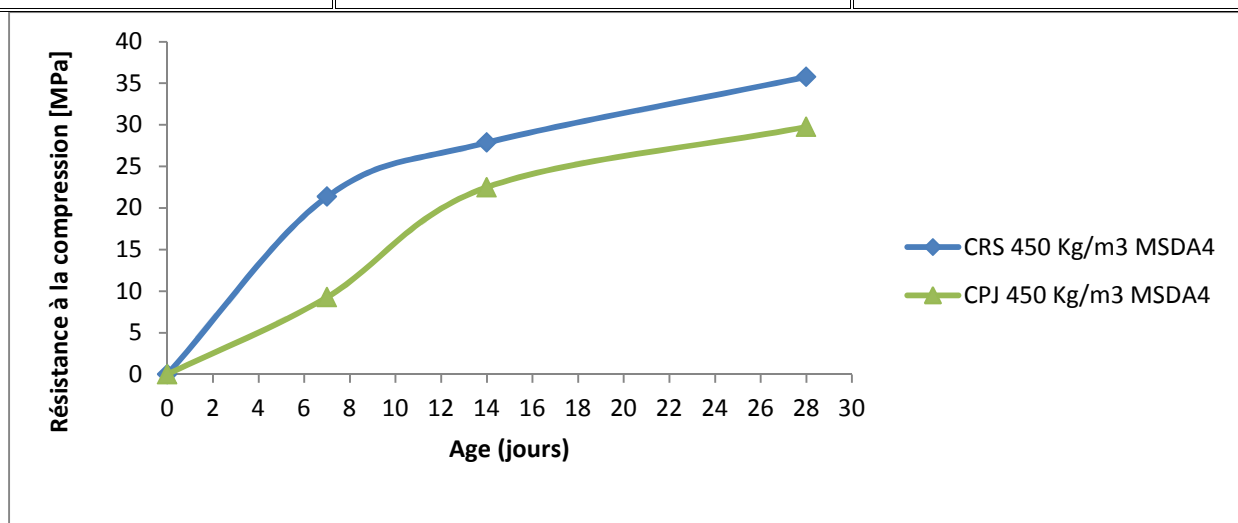


Figure 4.13: Evolution de la résistance à la flexion en fonction de temps

La figure 4.13 montre que le mortier au CRS avec adjuvant exhibe dès son plus jeune âge une résistance qui va en augmentant selon une cadence élevée et continue pour atteindre au 14^{ème} jour une résistance de 6.49 MPa. Cette valeur passe à 28 jours à 8.71MPa soit un taux de 33% par rapport au même type de mortier sans adjuvant et de 36% relativement au MSDA4P au CPJ .

B -Dosage de ciment 450 Kg/m³ :**B-1 Résistance à la compression :****Tableau 4. 17 :** Variation de la résistance à la compression selon différents types de ciments

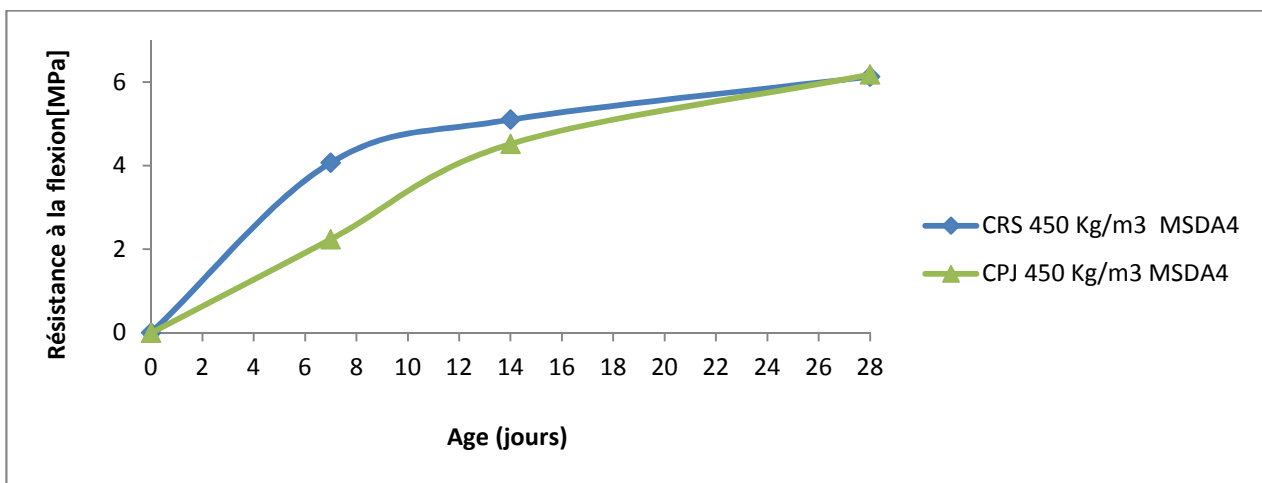
L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)	
	CPJ 450 Kg/m ³	CRS 450 Kg/m ³
	MSDA4	MSDA4
0	0	0
7	9,28	21,35
14	22,5	27,86
28	29,75	35,76

**Figure 4. 14 :** Résistance à la compression selon des différents ciments en fonction de temps

D'après la figure 4.14, on remarque que la vitesse d'évolution des résistances en compression, des mortiers à base de mélange MSDA4 ciment CRS se développe rapidement comparativement à MSDA4 au CPJ. La valeur atteint 21.35MPa dès le 7^{ème} jours et elle passe à 35.76 à 28jours. Le taux est de 20% à 28jours par rapport au cas du mortier au CPJ.

B-2 Résistance à la flexion :**Tableau4.18 :** Variation de la résistance à la flexion selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la flexion (MPa)	
	CPJ 450 Kg/m ³	CRS 450 Kg/m ³
	MSDA4	MSDA4
0	0	0
7	2,24	4,07
14	4,52	5,10
28	6,18	6,13

**Figure 4. 15 :** Evolution de la résistance à la flexion selon des différents types de ciments

La figure 4.15 montre que la résistance du mortier au CRS se développe rapidement dès les premiers jours pour se stabiliser à une valeur égale à celle du mortier similaire au CPJ. On en conclut que dans le cas de la flexion le CRS n'a pas d'effet notable si ce n'est dans les premiers jours pendant lesquels le mortier atteint rapidement sa résistance maximale.

4.3.4.5 Effet combiné de l'adjuvant et de la variation de la teneur en aluminat tricalcique C₃A :

4.3.4.5.1 Résistance à la compression :

Tableau 4. 19 : Variation de la résistance à la compression selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	CPJ 450 Kg/m ³		CRS 450 Kg/m ³	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4P	MSDA4
0	0	0	0	0
7	9,28	11,68	29,64	21,35
14	22,5	25,83	33,37	27,86
28	29,75	37,86	38,26	35,76

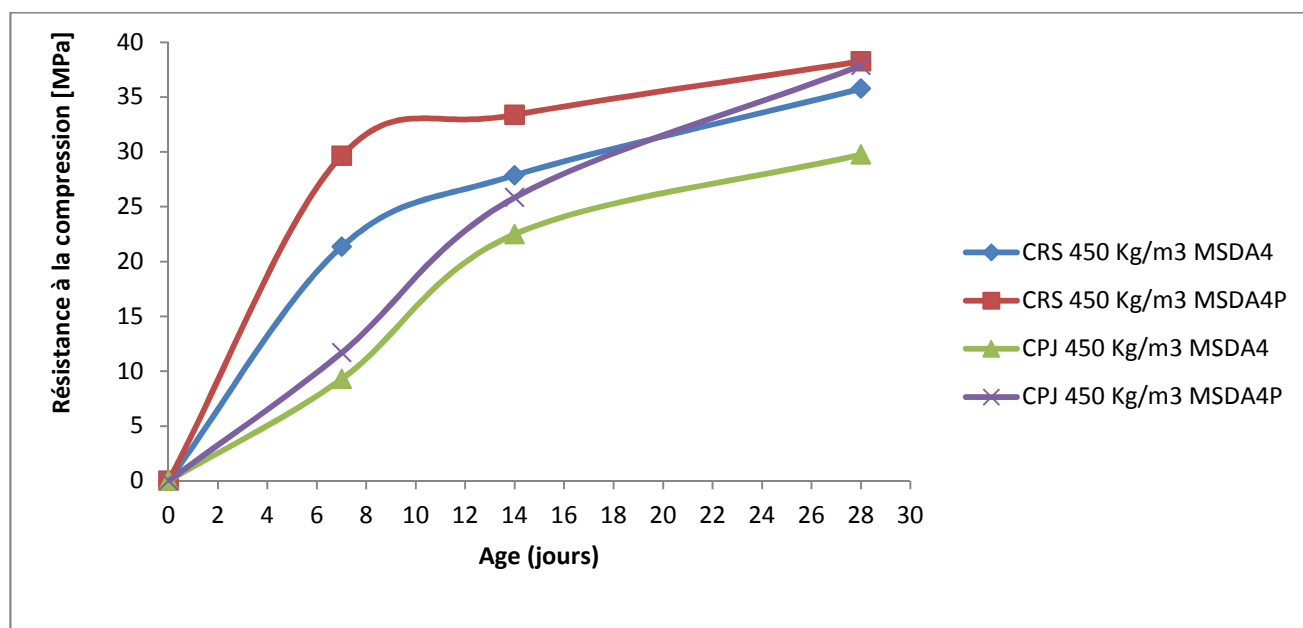


Figure 4. 16: Evolution de la résistance à la compression selon des différents ciments en fonction de temps

L'effet le plus notable est la rapidité d'évolution de la résistance pour le mortier au CRS adjuvanté pendant les premiers jours. Par la suite la vitesse s'atténue et les résistances sont pratiquement égales à 28 jours pour les deux types de mortiers adjuvantés.

4.3.4.5.2 Résistance à la flexion :

Tableau4.20 : Variation de la résistance à la flexion selon différents types de ciments

L'Age (jours)	Résistance à la flexion (MPa)			
	CPJ 450 Kg/m ³		CRS 450 Kg/m ³	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4P	MSDA4
0	0	0	0	0
7	2,24	2,46	4,75	4,07
14	4,52	5,43	6,36	5,10
28	6,18	7,82	6,74	6,13

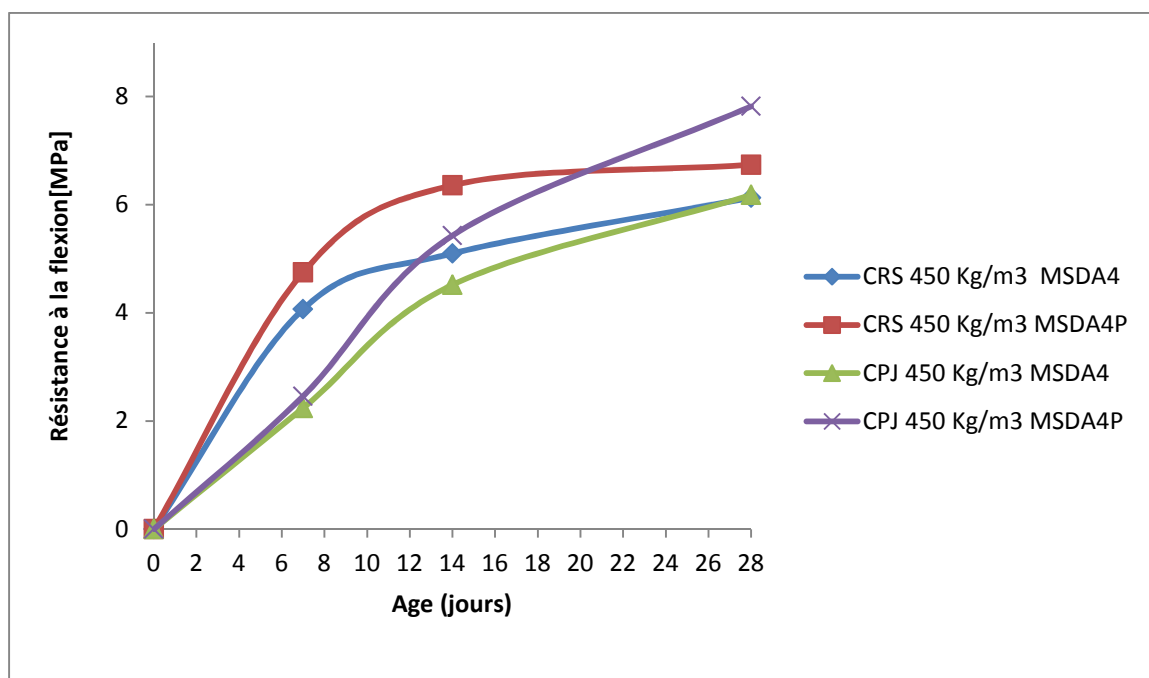


Figure 4. 17 : Evolution de la résistance à la flexion selon des différents types de ciments

La figure 4.17 permet de faire le constat suivant :

- 1- Le mortier au CRS avec adjuvant développe rapidement sa résistance et atteint son maximum à 14jours. Cette résistance se stabilise par la suite.

- 2- Le mortier au CPJ avec adjuvant développe sa résistance plus lentement mais avec cependant une tendance à la hausse plus marquée au point que sa valeur dépasse celle du mortier similaire au CRS au bout de 28 jours à 7.82MPa soit un taux de 16%.

De plus le ciment CRS contient un fort pourcentage de C_2S qui permet au ciment d'atteindre des résistances élevées à moyen et long terme [25].

4.3.4.6. Synthèse des résultats :

Afin de fixer les idées sur les performances des différents mortiers traités dans ce chapitre nous présentons un bilan général des résistances mécaniques.

4.3.4.6.1 Résistance à la compression :

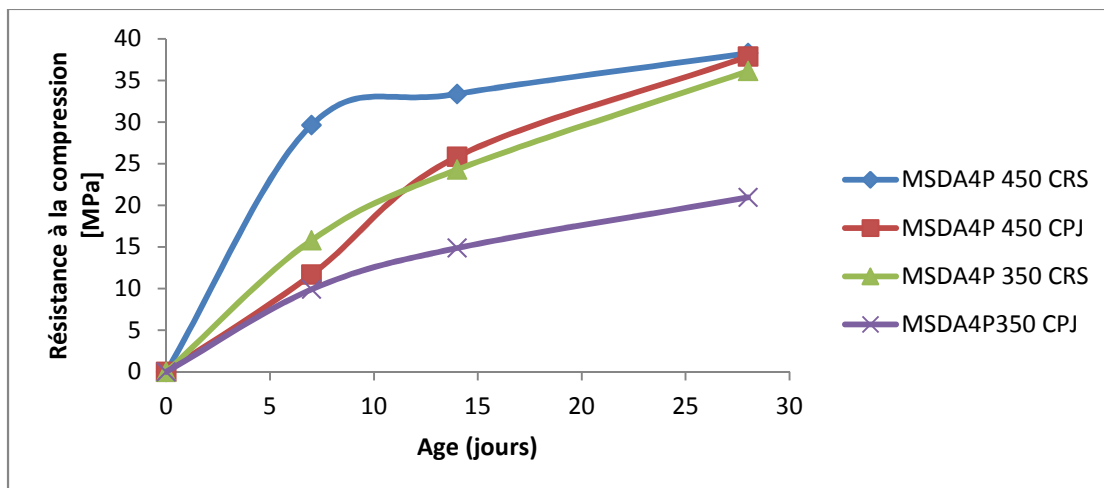


Figure 4. 18: Evolution de la résistance à la compression selon des différents ciments et dosage en fonction de temps

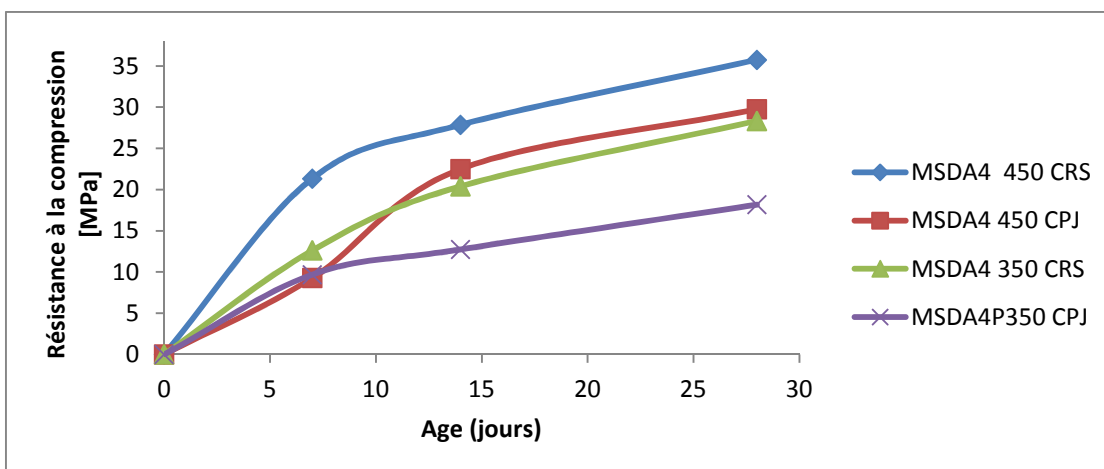


Figure 4. 19: Evolution de la résistance à la compression selon des différents ciments et dosage en fonction de temps

Les figures 4.18 et 4.19 montrent que les mortiers CRS dosés à 450kg/m^3 avec ou sans adjuvants présentent les résistances les plus élevées. Les mêmes mortiers au CPJ viennent immédiatement après. Notons toutefois que dans le cas de ciment à faible teneur en C_3A (CRS) le super plastifiant n'a pas eu d'effet significatif le taux d'augmentation des résistances étant de 7%. Par contre pour le ciment CPJ l'amélioration procurée par l'adjuvant atteint le taux remarquable de 27 %.

Nous remarquons également que le mortier au CRS développe très rapidement sa résistance ceci peut s'expliquer par le fait que la faible teneur en C_3A favorise du point de vue quantitatif une hydratation plus intenses des C_2S et C_3S ce qui se traduit par un taux plus élevé de formation des C-S-H

Par ailleurs le mortier au CPJ adjuventé se distingue par une vitesse initiale de l'accroissement de résistance assez modérées mais à partir de la deuxième semaine la tendance s'inverse et l'on constate un développement croissant de la résistance qui atteint une valeur égale à celle du mortier équivalent au CRS. [21]- [22]

Pour ce qui est des mortiers dosés à 350kg/m^3 les deux figures montrent très clairement l'effet améliorant du ciment CRS. Les mêmes raisons que précédemment peuvent être invoquées.

4.3.4.6.2 Résistance à la flexion :

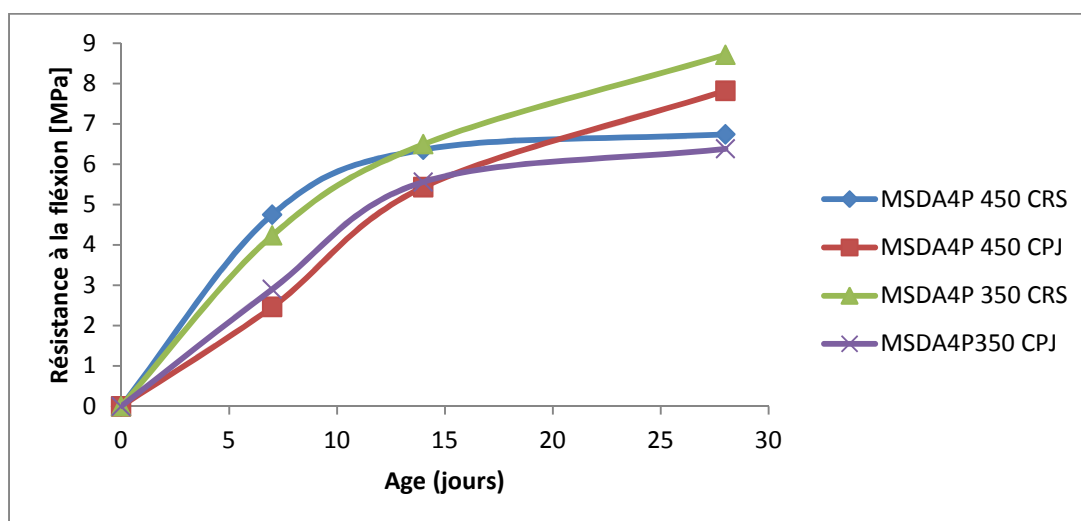


Figure 4. 20 : Evolution de la résistance à la flexion selon des différents types de ciments et dosage

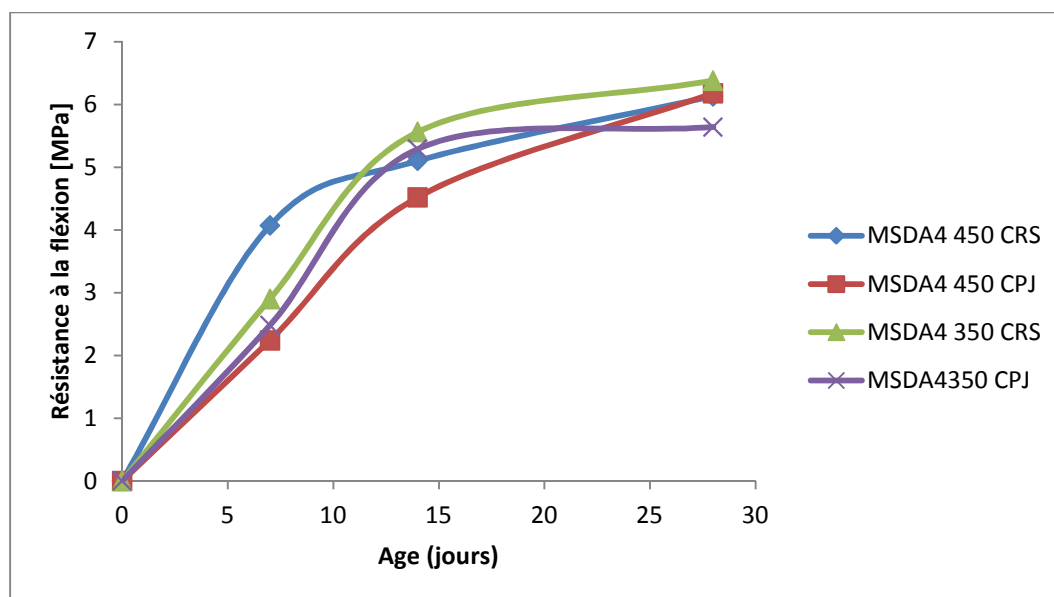


Figure 4. 21 : Evolution de la résistance à la flexion selon des différents types de ciments et dosage

Les figures 4.20 et 4.21 résumant les résultats relatifs à la résistance en flexion des différents mortiers permettent de remarquer de prime abord que les mortiers ont des comportements distincts selon qu'ils soient en compression ou en traction. En effet on relève déjà qu'en flexion le dosage n'a pas l'effet déterminant du moins pour le cas du CRS qu'il a eu en compression car le mortier dosé à 350kg/m^3 présente la résistance la plus élevée que ce soit avec ou sans adjuvant. Dans le cas du mortier au CPJ dosé à 450kg/m^3 les figures montrent l'amélioration très nette avec des résistances qui surpassent celles du mortier au CRS dans les deux cas. Pour ce qui est du développement de la résistance le comportement est similaire au cas de la compression avec un taux de progression plus élevé dans le cas du CRS.

4.3.5 Variation du retrait :

Les mesures de retrait sont déterminées sur des éprouvettes $4 \times 4 \times 16\text{mm}$ conservées à l'air libre à l'intérieur du laboratoire. La variation du retrait en fonction du temps sont présentées dans le tableau 4.17

Tableau 4.21 : Evolution du retrait ($\mu\text{m/m}$) et Perte de poids en (%) en fonction du temps pour les différents mortiers

L'Age (jours)	Perte de poids en %		Retrait ($\mu\text{m/m}$)	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
2	0.972	0.784	615.625	306.253
3	2,337	2,115	737.544	356.254
4	4,287	4,125	818.756	434.375
5	6,6	5,443	862.560	512.500
8	9,38	8,81	928.125	646.875
14	12,568	11,671	959.375	744.875
28	16,136	15,697	1000.355	817.320

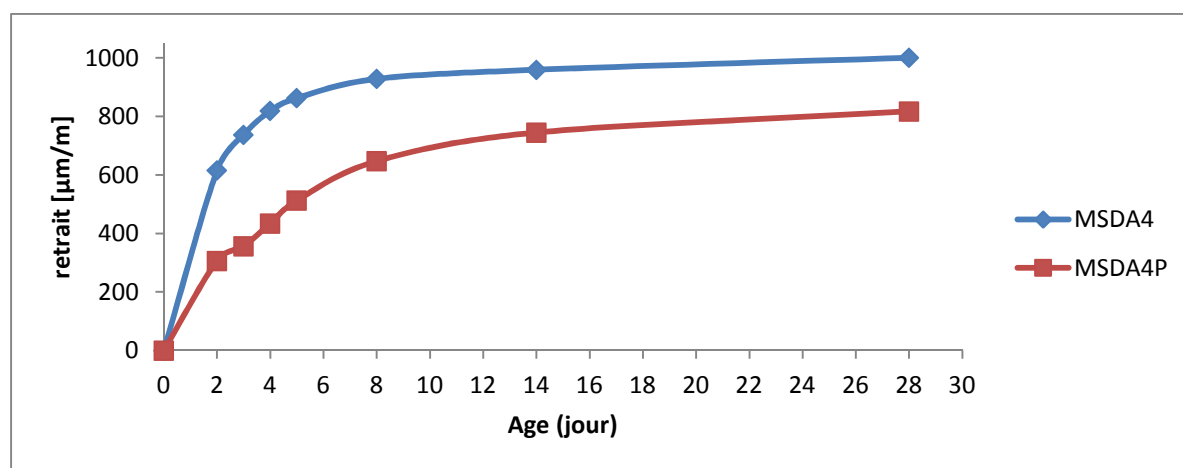


Figure 4.22: Evolution du retrait en fonction du temps pour les différents mortiers

L'hydratation et les échanges d'eau avec l'atmosphère provoquent sur les bétons et les mortiers, indépendamment de toute sollicitation mécanique externe, des déformations de retrait. Pour chaque composition de mortiers, deux phases distinctes apparaissent dans le développement des déformations : la vitesse d'évolution est élevée pendant les premiers 7 jours, pour l'ensemble des mortiers, puis ralenti fortement pour devenir parfois constante au delà du 8^{ème} jours. Les mortiers contenant les sables dunaires présentent une progression continue des déformations qui se poursuit en fonction du temps. D'autres chercheurs ont aussi obtenus des résultats similaires [41]

La consommation de l'eau par l'hydratation, principal facteur de retrait, dépend de la taille des pores dans se cas on remarque la variation de retrait pour le mélange MSDA4P inférieur à l'autre mélange MSDA4 puisque l'adjuvant a pour effet de diminuer la quantité d'eau, ce qui

se traduit par une réduction du retrait à 28 jours de l'ordre de 22% par rapport au mortier MSDA4.

Pour y remédier et limiter les effets du retrait il y a plusieurs remèdes tels que :

- Diminution de l'eau de gâchage.
- Réduction du dosage en ciment (tout en le gardant compatible avec la résistance désirée).
- Emploi des granulats à granulométrie rationnelle sous trop d'éléments fins.

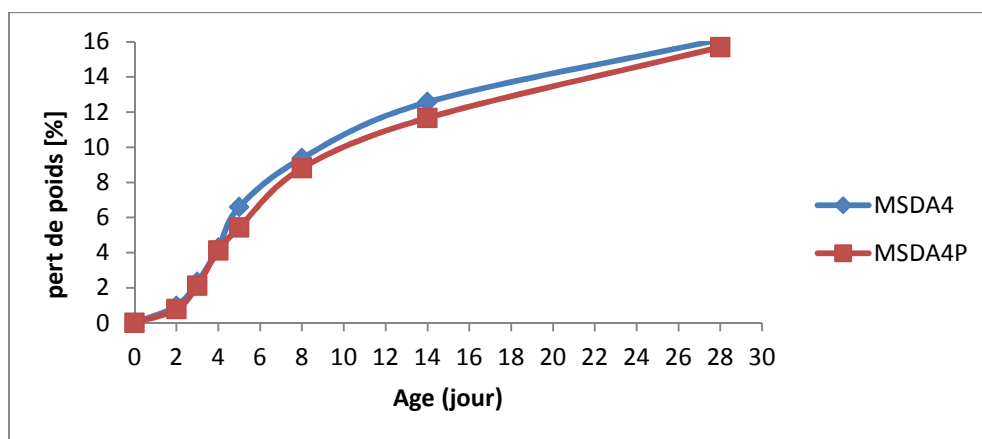


Figure 4.23 : Variation de la perte de poids en fonction du temps

Le mortier de mélange MSDA4P présentent des pertes en masses plus faibles que celle de mortier MSDA4. Ceci est en parfaite concordance avec les résultats trouvés dans les mesures de retrait.

4.3.6 Analyse microstructurale :

L'analyse par diffraction des rayons X, est effectuée au laboratoire de physique de l'université de Laghouat, par un diffractomètre aux rayons X couplé à un système d'informatique.

Tableau 4.22 : Référence de la composition de mortier

N°	Référence	Couleur	Formule chimique
1	70-0095	Vert	CaCO_3
2	83-2467	Rouge	SiO_2
3	02-0969	Rose	Portlandite
4	41-1451	Marron	Ettringite
5	82-1211	Bleu clair	C-S-H
Couleur Jaune est un pic de référence des formules chimiques			

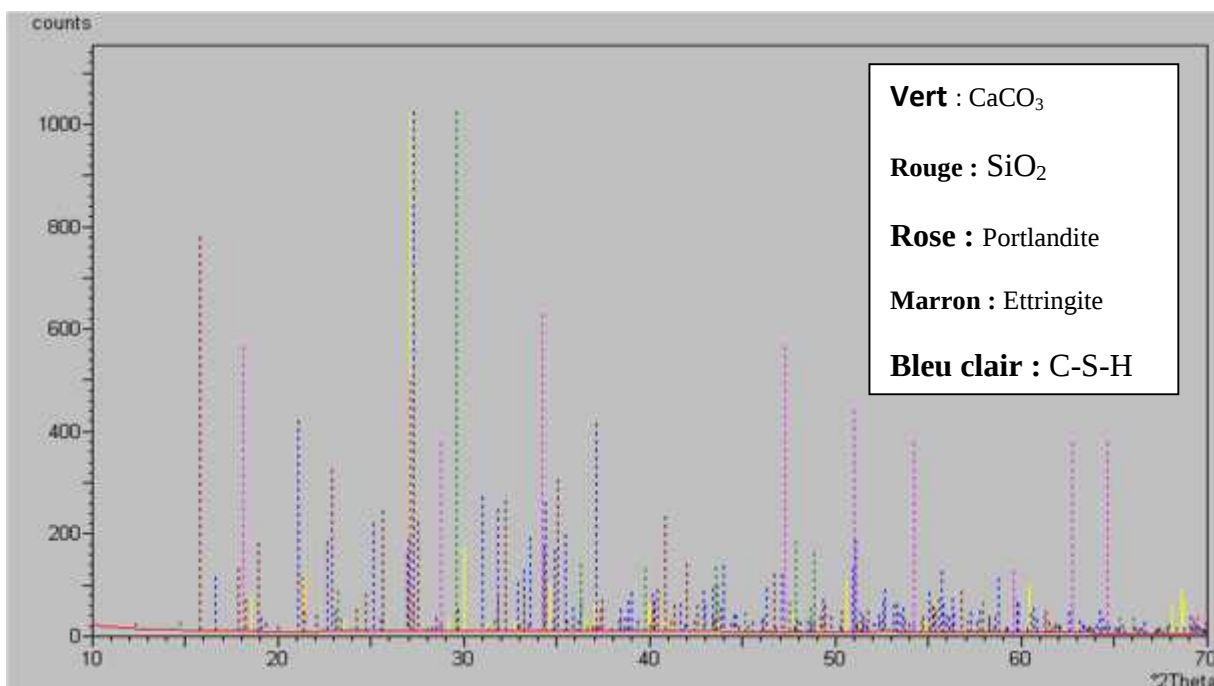


Figure 4.24 : Référence de composition d'échantillon

La figure 4.24 explique le mode de lecture ou d'interprétation du graphe obtenu par le diffractomètre à rayons X. Le pic jaune représente la référence, c'est que la couleur des raies qui coïncident avec le pic jaune représentent les phases que l'on recherche.

Le but essentiel de cette analyse est l'identification des différentes phases cristallines Présentes dans un échantillon. Pour tous les différents types de mortiers, on a prélevé des échantillons en poudre de la surface des éprouvettes à des âges déterminés 14 et 60 jours.

L'analyse du spectre de la figure 4.24, permet de signaler les constations suivantes:

- La présence du quartz SiO_2 , ce qui confirme la présence du sable.
- La présence de Calcite CaCO_3 , obtenue par carbonatation de la chaux.
- La présence des traces de portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$
- la présence de l'ettringite.
- La présence de C-S-H

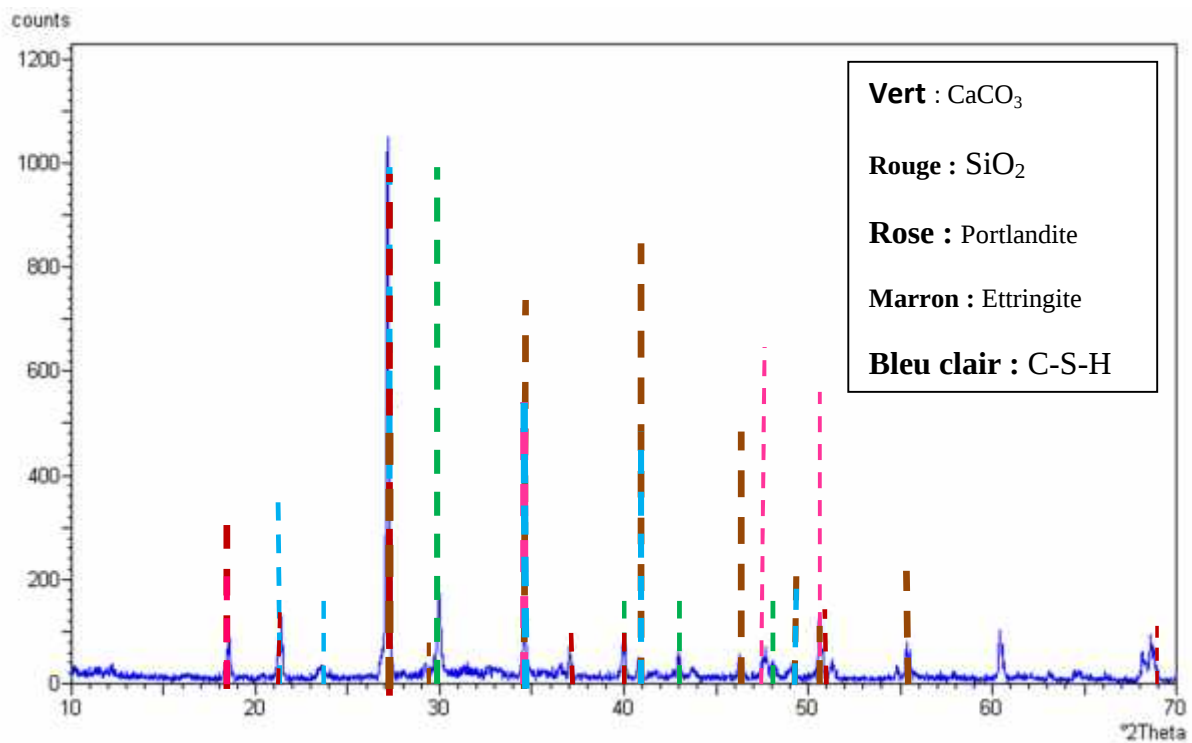


Figure 4.25 : Diffractogrammes de mortier MSDA4 à l'air pour 14 jours (CPJ 350Kg/m³)

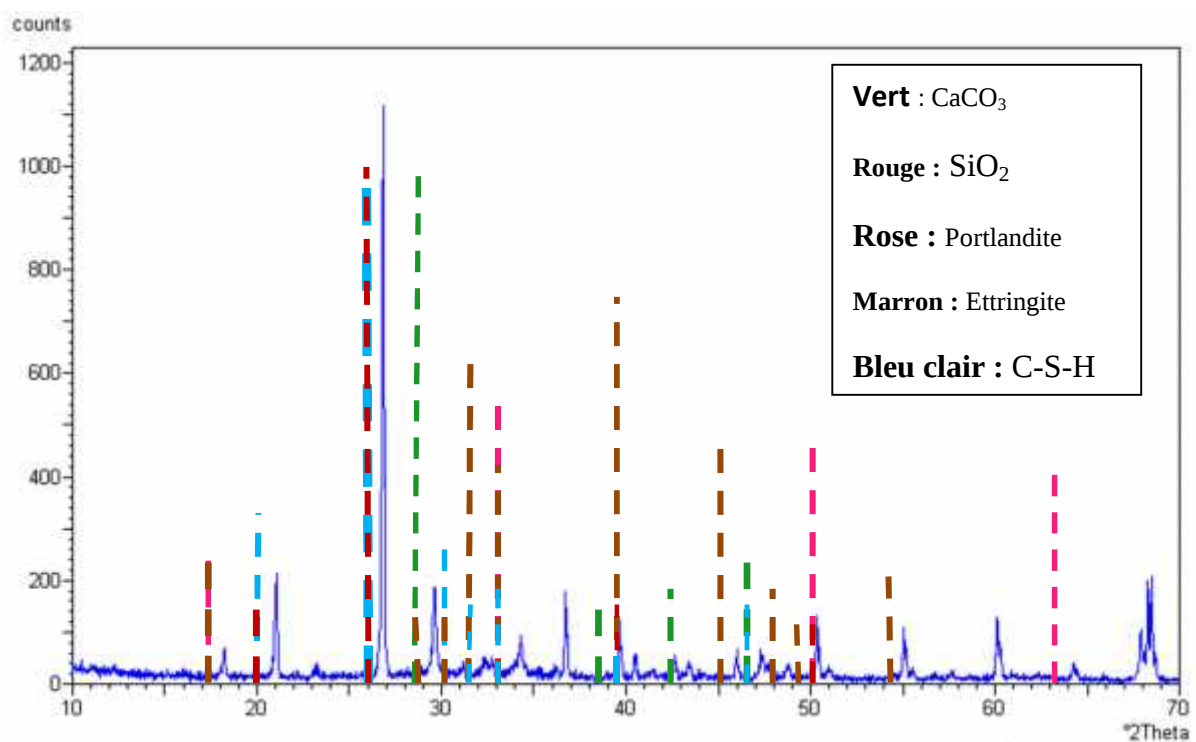


Figure 4.26 : Diffractogrammes MSDA4P pour 14 jours (CPJ 350Kg/m³) à l'air

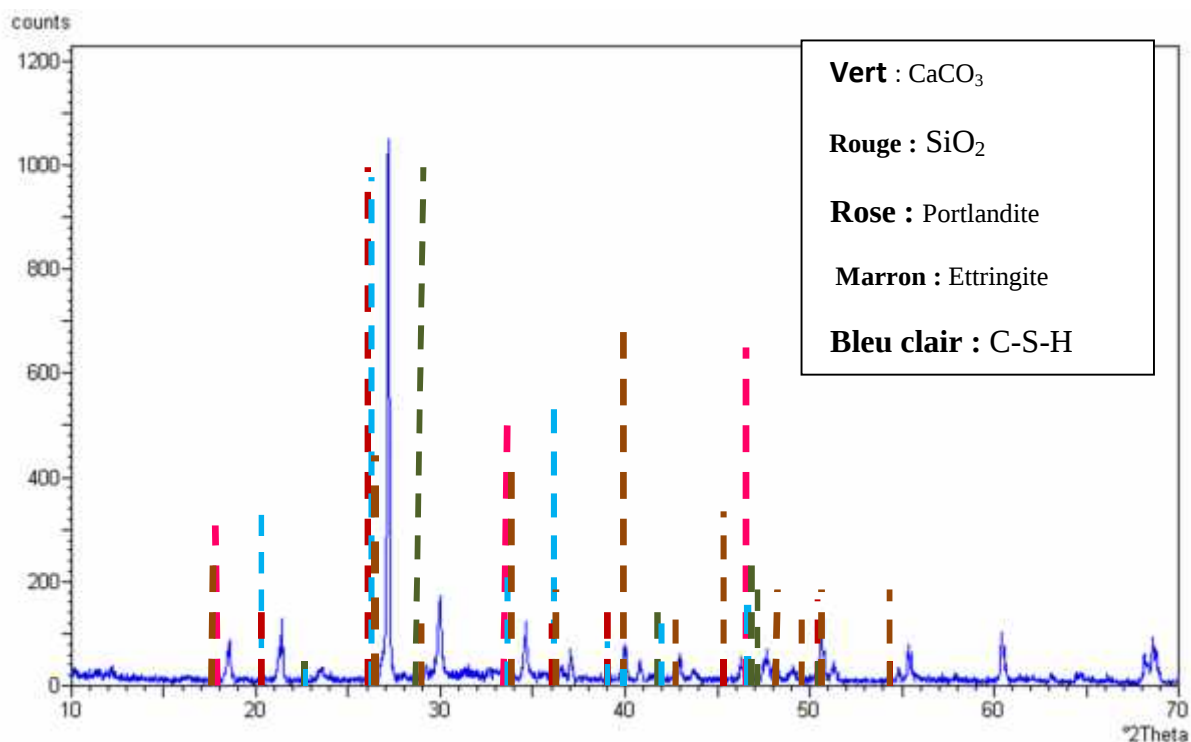


Figure 4.27: Diffractogrammes MSDA4P pour 60 jours à l'eau saturée par la chaux (CPJ 350Kg/m³)

Conclusion

De ce qui précède nous pouvons tirer les enseignements suivants :

Le mortier à base de mélange mixte sable dunaire sable alluvionnaire au ciment CPJ dosé à 350kg/m³ a présenté des résistances mécaniques distinctes en compression et en flexion. En effet en compression la performance était modeste avec une valeur de 18.18MPa sans adjuvant .L'adjonction de l'adjuvant porte cette valeur à 20.95MPa soit un taux de 15.23 %. Par contre en flexion la résistance atteint la valeur de 5.64MPa sans adjuvant. Cette valeur est améliorée par l'adjuvant et passe à 6.38MPa soit un taux de 13.12%. Ces dernières valeurs sont comparables à celles obtenues par d'autres chercheurs [12]

Afin d'améliorer ces résistances nous avons exploré les possibilités offertes par l'augmentation du dosage en ciment ainsi que l'utilisation d'un autre type de ciment. Effectivement , les performances ont été nettement améliorées et les résultats ont connu des augmentations que ce soit en compression ou en flexion.

5.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de présenter le comportement des poutres en béton armé, renforcées par des couches des mortiers MSDA4 et MSDA4P d'épaisseur variable simplement appuyées et soumises à la flexion quatre points. Nous suivrons alors l'influence du renforcement sur la capacité portante des poutres et son effet sur l'apparition et la limitation de l'ouverture des fissures.

5.2. Préparation des poutres :

Tous les spécimens de poutres ont été coulés dans des coffrages position horizontale dans trois couches vibrées.

Les aciers de ferrailage sont disposés à l'intérieur de coffrage en bois de dimension appropriés ($200 \times 150 \times 1500$) mm³.

La cure est également similaire sous l'ambiance du laboratoire et le mortier de réparation est mis en place selon la même procédure.

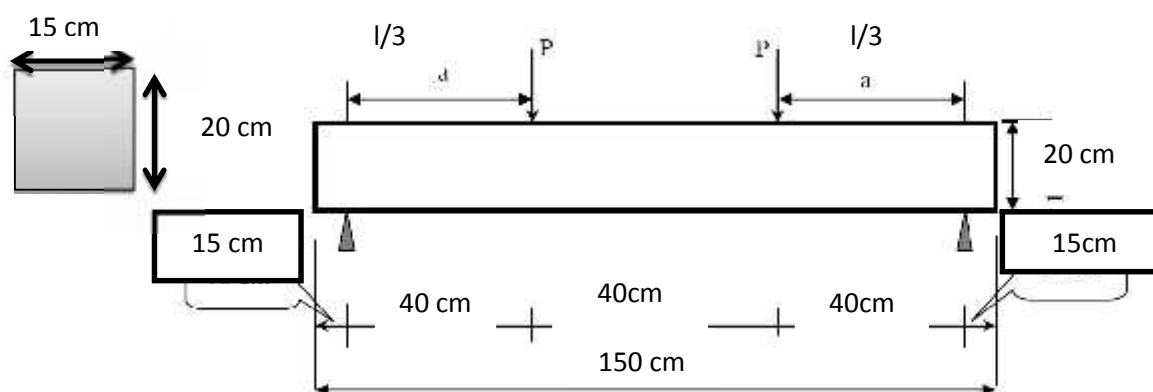


Figure 5.1 : Essai de flexion à quatre points sur poutre

5.2.1. Mécanisme de dégradation

Les poutres sont réparées dans les deux type de mortier sur une épaisseur moyenne variable ce qui présente dans le cas réels la couche d'enrobage qui est la première à être endommagée.

5.2.1.1 Mise en place du mortier de réparation

Après 28 jours de cure, la surface de réparation a été préparée par un traitement approprié (nettoyage de surface de contact par la brosse métallique) consistant en mouillage intensif du béton de contact.



Figure 5.2 : Préparation de la surface de réparation d'une poutre.

5.2.2 Résistance à la compression :

La résistance à la compression du béton est mesurée par écrasement d'éprouvettes cylindriques de 20106 mm² de section et de hauteur double du diamètre (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur).

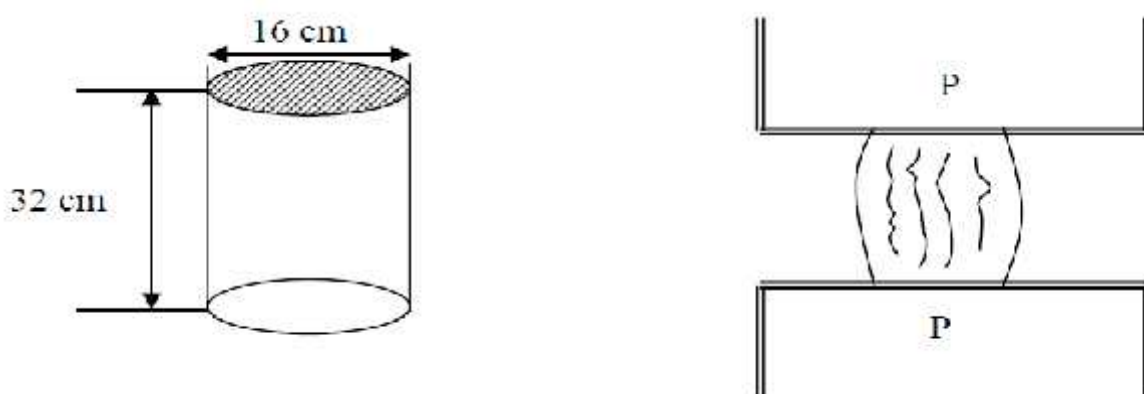


Figure 5.3 : Essai de compression.[34]

La valeur de la résistance à la compression uni axiale du béton est donnée par

$$f_{cj} = P / (\pi \cdot d^2 / 4) \quad 5.1$$

Avec:

f_{cj} : résistance à la compression à j jours.

d: diamètre de l'éprouvette =16 cm.

Dans notre cas la résistance à la compression est atteinte une valeur de **19.23Mpa**

5.2.3 Résistance à la traction :

Cet essai est déterminé par essais de traction par fendage. Dans ce cas la résistance à la traction

$$\text{est :} \quad f_{tf} = 2P/\pi DL \quad 5.2$$

f_{tf} : résistance a la traction par fendage [N/mm²]

L : longueur de l'éprouvette [mm]

D : diamètre de l'éprouvette [mm]

Dans notre cas la résistance à la traction par fendage est atteinte une valeur de **2 ,08Mpa**

5.3 Diagramme charge-flèche, charge-déformation

Afin de pouvoir suivre l'évolution du comportement mécanique du béton réparé en fonction du temps une série de poutres réparées a été soumise à l'essai de flexion quatre points.

Les séries sont les suivantes :

PT1 :poutres pleines témoin 1 et ,**PT2** poutre endommagée non réparée 2.

A 350 CPJ AA: poutres de série A réparés par mortier au ciment CPJ dosée 350Kg/m³ avec adjuvant.

A 350 CPJ SA: poutres de série A réparés par mortier au ciment CPJ dosée 350Kg/m³ sans adjuvant.

B 350 CRS AA: poutres de série B réparés par mortier au ciment CRS dosée 350Kg/m³ avec adjuvant.

B 350 CRS SA: poutres de série B réparés par mortier au ciment CRS dosée 350Kg/m³ sans adjuvant.

D 350 CRS AA: poutres de série D réparés par mortier au ciment CRS dosée 350Kg/m³ avec adjuvant.

D 350 CRS SA: poutres de série D réparés par mortier au ciment CRS dosée 350Kg/m³ sans adjuvant.

Les poutres sont conservées 28 jours puis réparées avec un mortier de réparation.

Tableau 5.1 : Différents types des poutres utilisées

Série de poutres	Poutre témoin poutre	Poutre endommagé Non réparée	Série A 3poutre	Série B 2poutre	Série D 2poutre
L cm	150	150	150	150	150
b cm	15	15	15	15	15
h cm (hauteur de béton)	20	17	17	17.5	15
A_c (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_{st} (cm ²)	2HA12	2HA12	3HA12	2HA12	3HA12

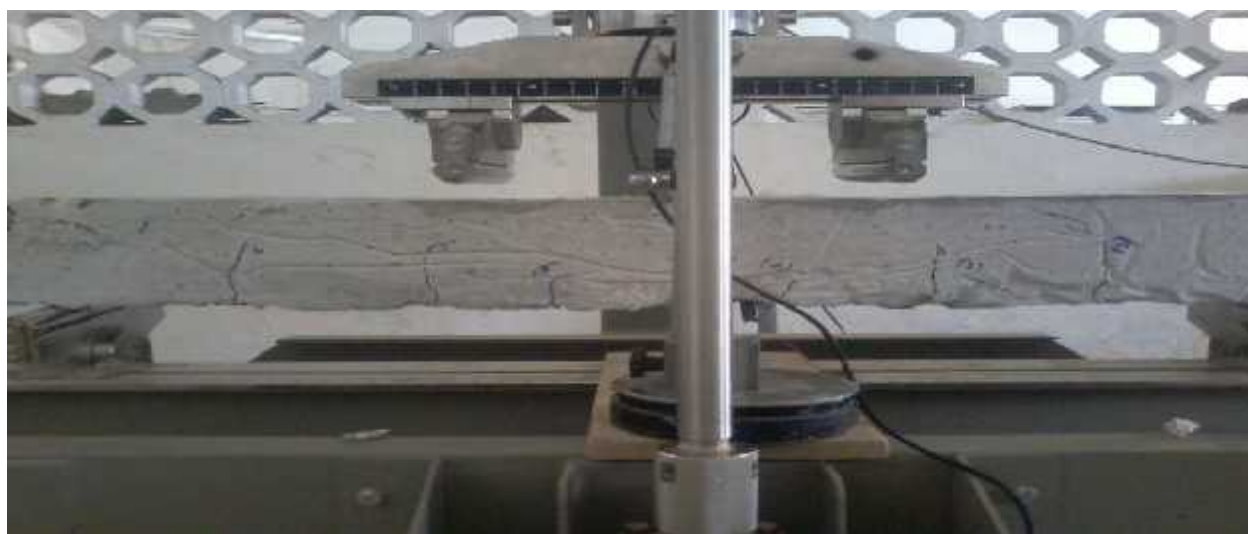
**Figure 5. 4** : Essai de flexion par quatre point (PT1) .



Figure 5. 5: Essai de flexion par quatre point (D CRS 350 SA)

5.4 Analyse et interprétation des résultats :

Dans le chapitre 04 nous avons vu que le mortier au CRS était plus performant que le mortier au CPJ du point de vue résistance mécanique en flexion et en compression. Pour cette raison nous avons focalisés notre attention sur les poutres renforcées avec ce type de mortier c'est-à-dire le premier cité.

5.4.1 Effet de la réparation sur la flèche :

La figure 5.7 et 5.8 montre nettement que les poutres renforcées exhibent une tenue moins résistante que la poutre témoin¹. Ceci s'exprime par une flèche à la rupture de 0.8mm sous une charge de 88KN pour le mortier adjuventé et de 0.8mm pour une charge de rupture de 78KN pour le mortier non adjuventé. La poutre témoin atteignait déjà la même valeur de la flèche pour la charge de 24KN, la rupture (c'est-à-dire le passage du domaine élastique au domaine élasto- plastique) est survenue sous une charge de 78KN correspondant à une déflexion de 5.10mm. Les gains en rigidité vis-à-vis de la poutre témoin sont de 84 % pour les deux types de réparations. Le gain en charge était de 12% pour le mortier adjuventé. Pour ce qui est de la ruine nous avons noté que la poutre témoin subissait un effondrement total avec une rotation de forte amplitude dans les zones d'appui accompagnées par une flexion qui atteignait les 10mm. Les poutres renforcées n'ont pas fait preuve de ductilité suffisante malgré l'augmentation de capacité portante procurée par la réparation. En guise de conclusion nous avons constaté un gain en termes de capacité portante mais qui n'est pas accompagné par une déformabilité suffisante d'où risque de rupture fragile et brusque. Par ailleurs il faut signaler le fait remarquable que l'interface mortier béton n'a pas montré le moindre signe de décollement jusqu'à la charge de rupture par flexion. Ceci nous autorise à avancer

que la couche de mortier fait preuve d'une adhérence remarquable avec l'acier et avec le béton. Ce résultat doit cependant être justifié par des analyses plus approfondies qui sortent du cadre de notre étude telles qu'une formulation analytique ou numérique du comportement du joint constitué par la couche de mortier.



Figure 5. 6 : Essai de flexion par quatre point (B 350 CRS AA)

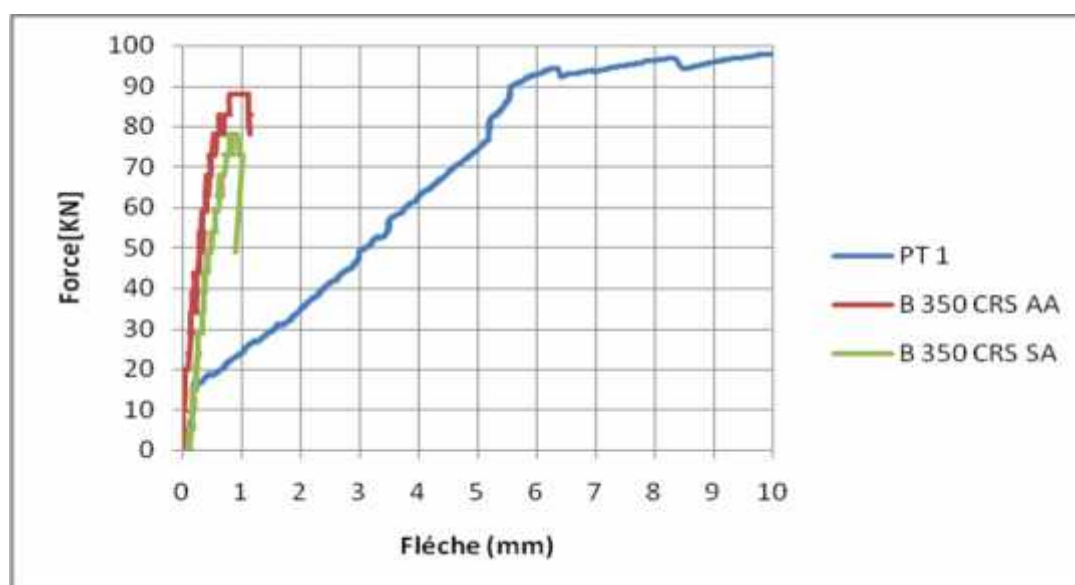


Figure 5.7 :comportement force –flèche

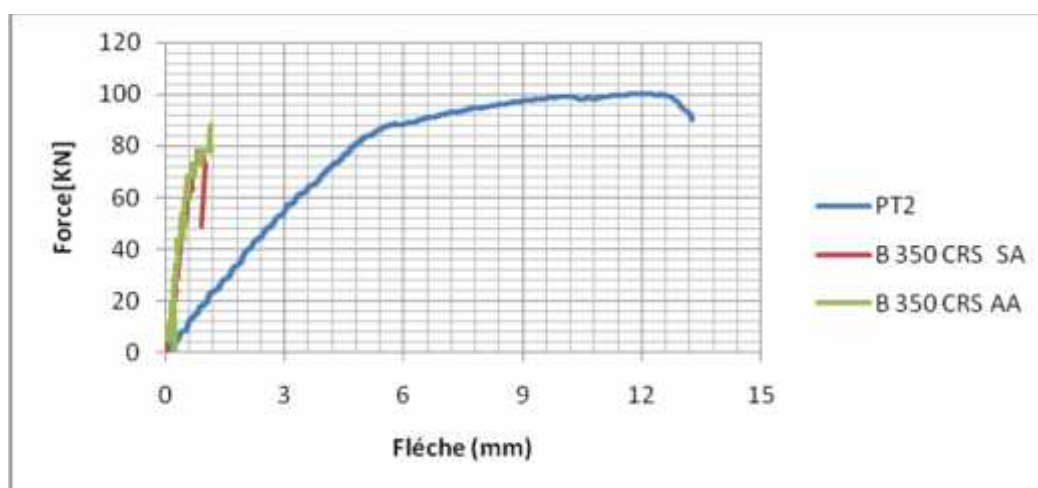


Figure 5.8 :comportement force -flèche

5.4.2 Effet de la réparation sur la déformation du béton :

La figure 5.9 confirme les observations faites précédemment pour ce qui est des charges de rupture. Les déformations du béton comprimé à la rupture étaient respectivement de $0.04‰$ pour la poutre réparée au mortier adjuventé, $0.4‰$ pour la poutre réparée au mortier sans adjuvent et enfin de $1.2‰$ pour la poutre témoin. Ces résultats peuvent être attribués au fait que dans notre cas de figure la sollicitation en compression était assez modérées compte tenu des caractéristiques de la section de la poutre. Néanmoins l'effet de la réparation s'est manifesté par un renforcement de la capacité de résistance de la section. Ce résultat suggère d'explorer le cas des poutres sous armées en compression pour éclaircir encore plus l'effet de la réparation sur le comportement de la zone comprimée.

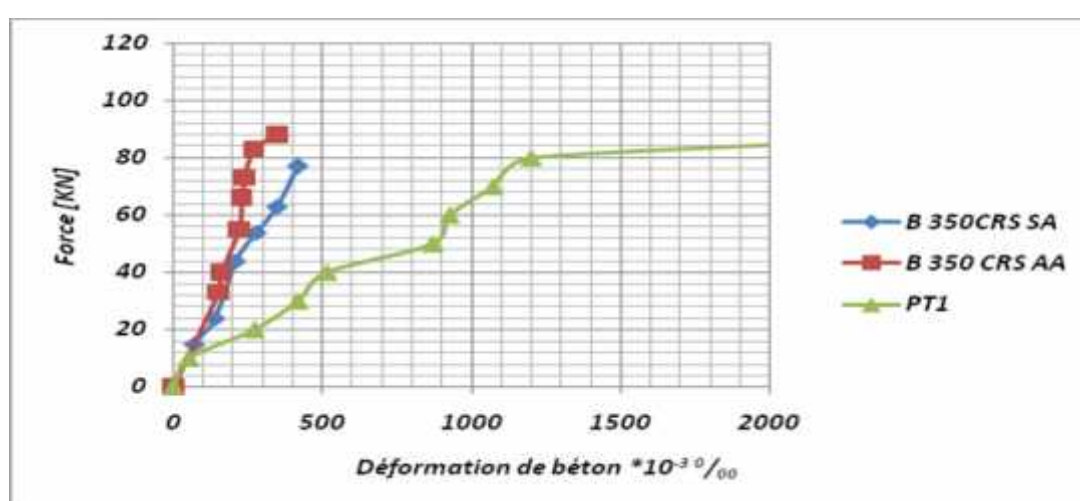


Figure 5.9 :comportement force -déformation

5.4.3 Effet de la réparation sur la déformation de l'acier :

Les figures 5.10 mettent en évidence l'efficacité de la réparation. En effet, elles permettent de relever les valeurs des déformations à la rupture respectivement, de $0.046‰$ pour la poutre réparée au mortier adjuvété, $1.6‰$ pour la poutre réparée au mortier non adjuvété et enfin $4.6‰$ pour la poutre témoin. Ce résultat met en évidence le renforcement procuré par le mortier qui a joué le double rôle de couche d'enrobage et de mortier de réparation. Ce fait ne peut être possible que par la mise en jeu d'un mécanisme d'adhérence entre d'une part le mortier et les armatures et d'autre part entre cette même couche de mortier et du béton en contact. Donc l'interface couche de réparation-béton a exhibé une performance remarquable du point de vue compatibilité et adhésivité. Par ailleurs signalons comme précédemment que nous n'avons pas noté de décollement d'interface.

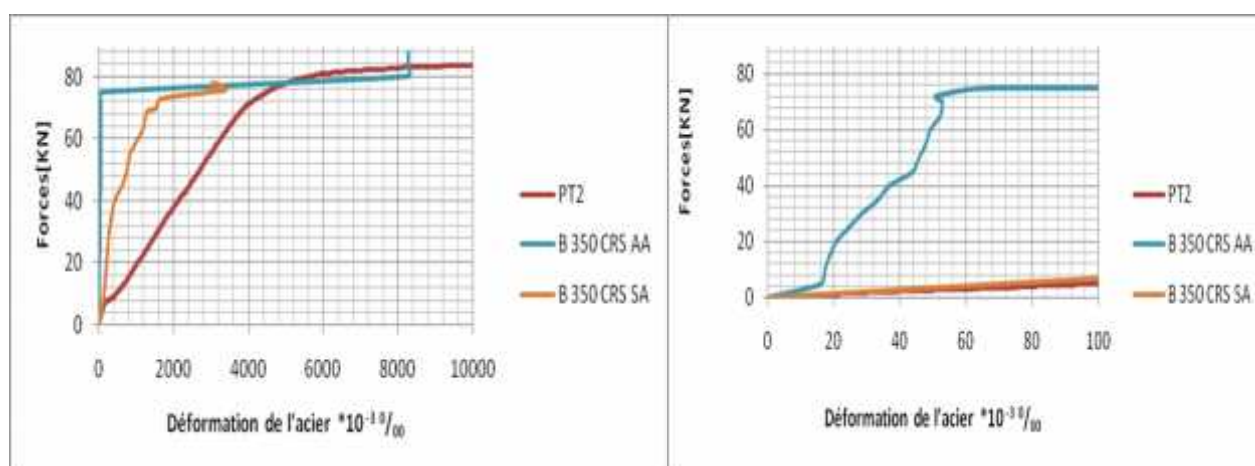


Figure 5.10 : comportement force –déformation de l'acier

5.4.4 Comportement des poutre réparée :

5.4.4.1 Effet sur la flèche :

La figure 5.11 montrent nettement l'effet améliorant prédominant du mortier au CRS adjuvété avec une flèche à la rupture de 2mm pour une charge de 90kN. Les 3 autres poutres présentent des performances comparables entre elles mais en dessous de la première citée.

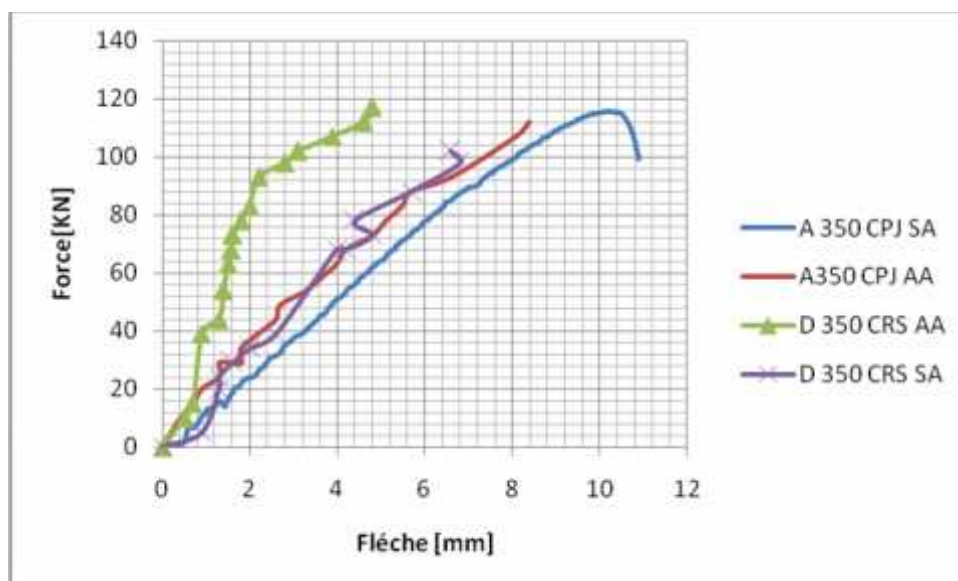


figure 5.11 : comportement force -flèche

5.4.4.2 Effet sur la déformation de l'acier:

La figure 5.12 que les deux types de mortiers adjuvés se distinguent par des performances voisines avec, cependant une prédominance du mortier au CPJ qui procure à la poutre une charge de rupture supérieure à 100kN sous une déformation 0.6‰ . Le mortier au CRS donne respectivement 88kN et 0.8‰ .

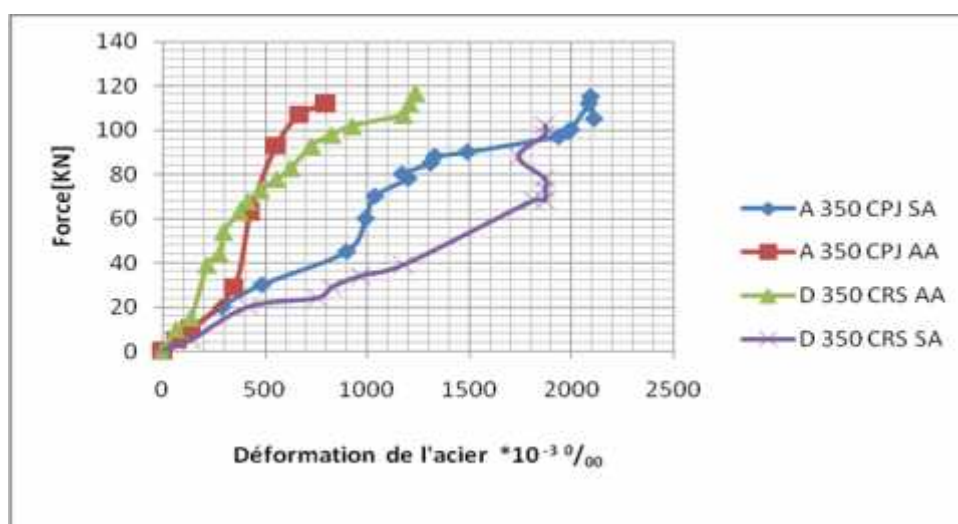


Figure 5.12 :comportement force –déformation de l'acier

Conclusion générale :

L'investigation expérimentale que nous avons effectuée dans notre travail nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Mortier mélange sable dunaire sable alluvionnaire :

De ce qui précède nous pouvons tirer les enseignements suivants :

Le mortier à base de mélange mixte sable dunaire sable alluvionnaire au ciment CPJ dosé à 350kg/m^3 a présenté des résistances mécaniques distinctes en compression et en flexion. En effet en compression la performance était modeste avec une valeur de 18.18MPa sans adjuvant .L'adjonction de l'adjuvant porte cette valeur à 20.95MPa soit un taux de 15.23 %. Par contre en flexion la résistance atteint la valeur de 5.64MPa sans adjuvant. Cette valeur est améliorée par l'adjuvant et passe à 6.38MPa soit un taux de 13.12%. Ces dernières valeurs sont comparables à celles obtenues par d'autres chercheurs

Afin d'améliorer ces résistances nous avons exploré les possibilités offertes par l'augmentation du dosage en ciment ainsi que l'utilisation d'un autre type de ciment. Effectivement , les performances ont été nettement améliorées et les résultats ont connu des augmentations que ce soit en compression ou en flexion.

- Renforcement des poutres :

Les différentes poutres reliées au système d'acquisition ont été soumises au chargement jusqu'à rupture par l'intermédiaire du dispositif décrit précédemment. Nous présentons dans ce qui suit le compte rendu détaillé du comportement des différentes poutres :

A-Poutres témoin: La rupture de ces poutres s'est manifestée par des fissures inclinées à environ 45^0 qui ont été initiées dans les zones d'appuis et qui se sont prolongées vers la zone centrale suivant des lignes convergentes. Simultanément les poutres commençaient à fléchir de façon excessive à partir de charges voisines de la charge de rupture si bien qu'au terme de l'essai les poutres accusaient pour la flèche des valeurs excédant largement les valeurs admissibles. Bien que peu nombreuses l'ouverture excessives des fissures coïncidaient avec chaque fois un déplacement flexionnel (flèche) important ainsi qu'une rotation notable des zones d'appui.

B-Poutres Réparées : Les poutres réparées ont exhibé dans leur ensemble par un comportement différent qui se distinguait par les points suivants :

-Les fissurations étaient initiées dans la zone du béton séparées de quelques cm du mortier, celui-ci ne subissant aucune fissure pour cette charge de 1^{ère} fissuration.

-La charge d'amorçage de la fissuration du mortier était chaque fois supérieure à celle du béton.

-Les fissurations une fois initiées se distribuaient de manière approximativement uniforme le long de la face inférieure du mortier et s'étendaient directement dans la zone limitrophe du béton sans circulation dans l'interface mortier –béton. Ce n'est qu'au-delà d'une valeur de chargement dépendant du type de mortier que l'interface était le siège de fissuration.

-Comme il sera montré ultérieurement, les flèches à la rupture étaient modérées avec des valeurs en deçà des prescriptions réglementaires.

En définitive Les essais effectués nous ont permis de constater que les poutres réparées avec les différentes variantes de mortier ont exhibé dans leur ensemble une amélioration manifeste dans leur comportement flexionnel. Cette amélioration s'est traduite notamment par un gain en ductilité, un mode de rupture s'écartant du mode fragile avec un réseau de fissuration qui bien que nombreuses ne sont pas profondes.

Enfin le mortier avec ses différents types a montré une très bonne adhérence avec le béton et avec l'acier.

Références bibliographiques



- [1] B. Krobba, et al « Formulation et performance d'un mortier de réparation à base de sable dunaire et des microfibres végétales. » CSCE 2013 Général Conférence –général 2013 de la SCGC. 29 Mai au 1 Juin 2013.
- [2] Kettab Ratiba «Contribution à la valorisation du sable de dunes », Mémoire de Magister, Ecole nationale polytechnique .
- [3] L. Azzouz, M.Bouhicha et S. Kenal, "Etude physico-mécanique du béton de sable de dunes chargé de granulats de briques" 1^{er} Congrès National de génie civil, Laghouat 2002.
- [4] NFEN933-1- [16] NF EN933-2, Mai 1996 –Partie 2: détermination de la granularité –Tamis de contrôle,
- [5] Krobba Ben Harzallah « Contribution à la formulation d'un mortier de réparation à base de sable de dune » mémoire de magistère, centre universitaire Ammar Tlélidji de Laghouat 2005.
- [6] Bechaa Benabed, et al «Propriétés physico-mécanique et durabilité des mortiers à base du sable de dunes». 6 au 8 Juin 2012.
- [7] M .A. Amjade « Elasticity and Shrinkage of Cement: Sand Mortar Produced in Riyadh » JKAU: Eng. Sci, vol. 11 No. 2 pp. 91-105 (1419 A.H/1999 A.D).
- [8] K.E .Hassan, et al « Effete of hot –dry curing environment on the intrinsic properties of repair materials. » cement and Concrete Composites 22 (2000) 453 -458. 29 August 2000.
- [9] L.R. Betterman, et al « Fiber- Matrix Intraction in Microfiber-Reinforced Mortar » 8 june 1994.
- [10] Atsuhiko Machida and Kyuichi Maryama « Desing code development for fibre-reinforced polymer structures and repairs » Prog. Struct. Engng Mater. 2002; 4: 149-160.
- [11] Khirani Abdelrahmane et Rai Laid « Etude de influence du facteur d'échelle sur les performances des poutre en béton armé réparées par un mortier à base d'un mélange de sables dunaire et alluvionnaire » mémoire de master 2014 , université de Laghouat .
- [12] Ammi Hamou Hamza et Talli Mohamed « Amélioration de la capacite portante de poutres en béton armé endommagees et reparées par des mortier cimentaire legers » mémoire de master 2015 , université de Laghouat

- [13] CHAUVIN J.J. (1987), Les sables, guide pratique d'utilisation routière, I.S.T.E.D, Paris, France, P.74
- [14] KETTAB Ratiba «Contribution à la valorisation du sable de dunes », Mémoire de Magister, ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE.
- [15] BEN DHIA M.H. (1998), Quelques particularités de l'utilisation du sable de dune en construction routière, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 213, Jan-Fev. pp.33-42
- [16] U.R.E.G. Boumerdes ; Domec, 1980, et Chemroukh, 2000
- [17] DOMEK M. (1980), Construction des chaussées au Sahara, Rapport technique du laboratoire Central des Travaux Publics, Alger, Sep. 1980
- [18] Guide technique LCPC/SETRA : choix et application des produits de réparation et de protection du béton.
- [19] ALAA A .BASHANDY, « Flexural strengthening of reinforced concrete beams using valid strengthening techniques. »civil Engineering Department, Faculty of Engineering Science, Sinai University,Egypt,Archives of civil Engineering,Lix,3,2013.
- [20] Giovanni Loreto et al. « RC beams –strengthened with fabric –reinforced-cementitious-matrix (FRCM) composite . » ,20 july2015.
- [21] Augusto Gomes and Julio Appleton, « Strengthening Design of concrete beams by addition of steel plates. », Department of civil Engineering, IST, Technical University of Lisbon, Lisbon, Portugal.
- [22] M.S.Mohamed Ali, et al, « Shear peeling of steel plates bonded to tension faces of RC beams. », Journal of structural engineering/ December 2001/1453.
- [23] S.U.Khan, et al «Strengthening of RC beams in flexure using ferrocement . » Just ,Transaction of civil engineering,Vol.37,No.C⁺,pp353-365.14January 2013.
- [24] NFP18-555, Décembre 1990: Granulats – Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau.
- [25] G. DREUX, J. FESTA, "Nouveau guide du béton et de ses constituants", 8e édition, Edition Eyrolles, Paris 1989, 410p.
- [26] NFP18-598, Octobre 1991: Granulats - Détermination de la propreté des sables: Equivalent de sable. Indice de classement: P 18-597.
- [27] NF EN196 – 6, Août 1990: Méthodes d'essais des ciments: Détermination de la finesse. Indice de classement: P 15-476
- [28] Benchaa Banabed« Etude physico-mécanique et durabilité du mortier de sable dunaire de la région de Laghouat »mémoire de magistère, centre universitaire Amar Tlidji de Laghouat 2005.

- [29] Mme Zineb Damene « Comportement Physico-Mecanique Et Resistance Aux Sulfates De Mortiers A Base De Ciments Algeriens » mémoire de magistère, centre universitaire Amar Tlidji de Laghouat 2005.
- [30] NF. EN. 196-3 : « Méthodes d'essai des ciments : détermination de la consistance, prise », Paris, 1990.
- [31] Analyse du laboratoire de la cimenterie de M'sila, juillet 2004.
- [32] LANCHON.R, DUPAIN.R, SAINT.J, ARROMAN, « Granulats, Sols, Ciments et béton », caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire, édition castella.
- [33] MERGHOUB.M, « Etude physico-mécanique et durabilité du mortier de ciment au calcaire », Mémoire de magister en génie civil, université de laghouat.
- [34] BAEL.91, « Des règle de calcul du béton armé », BAEL 91 révisées 99 (article A.7.2) mars 1992, fevrier(2000).
- [35] NF P 18-452 : Béton, mesure du temps d'écoulement des bétons et mortiers aux maniabilimètres, Paris 1994.
- [36] NF-EN 196-1, Août 1995: Méthodes d'essais des ciments – Partie 1: détermination des résistances mécaniques. Indice de classement: P 15-471. Statut: Norme homologuée.
- [37] NF P 15- 433, Février 1994: Méthodes d'essais des ciments: détermination du retrait et du gonflement Indice de classement: P 15-433
- [38] W.prince ,et al « Interaction between ettringite and a polynaphthalene susulfonate superplasticizer in a cementitious paste » cement and Concrete Composites 32 (2002) 79 - 85. 23Julay 2001.
- [39] Byung-Gi Kim ,et al «The adsorption behavior of PNS superplastizer and its relation to fluidity of cement paste » cement and Concrete Composites 22 (2000) 453 -458.10 March 2000.
- [40] W.Prince , et al «Ettringite formation :A crucial step in cement superplasticizer compatibility » cement and Concrete Composites 33 (2003) 635 -641. 21October 2002.
- [41] KOLLER E. « traitement des pollutions industrielles », Ed, Dunod, avril 2004.
- [42] sous la direction jacques Baron et Raymond Sauterey « Le béton hydraulique connaissance et pratique » presses de l'école nationale des ponts et chaussées 8avril 1995
- [43] N. BOUHAMOU, N. B. BELARIBI, H.M. BOUKLI et A. MEBROUKI, "Contribution à l'étude de l'influence de la qualité et de la nature du sable sur le comportement mécanique des

Références bibliographiques

mortiers", 1er Congrès International sur la technologie et la durabilité du béton, U.S.T.H.B, Alger 24-25 et 26 Mai 2004.

4.1 Évolution de la résistance à la compression :

Tableau 4.1 : Variation de la résistance à la compression en fonction de la cure (mode I air)

L'Age (jours)	Résistance à la compression(MPa)			
	MSDA4	MSDA4*	MSDA4P*	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	12,61	18,71	25,01	18,32
14	16,24	27,50	30,21	20,11
28	18,06	29,97	38,25	27,07

Tableau 4.2 : Variation de la résistance à la compression en fonction de la cure (mode II l'eau)

L'Age (jours)	Résistance à la compression (MPa)			
	MSDA4	MSDA4*	MSDA4P*	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	14,41	16,73	22,78	16,26
14	18,40	24,55	27,86	22,31
28	20,58	28,32	38,20	27,65

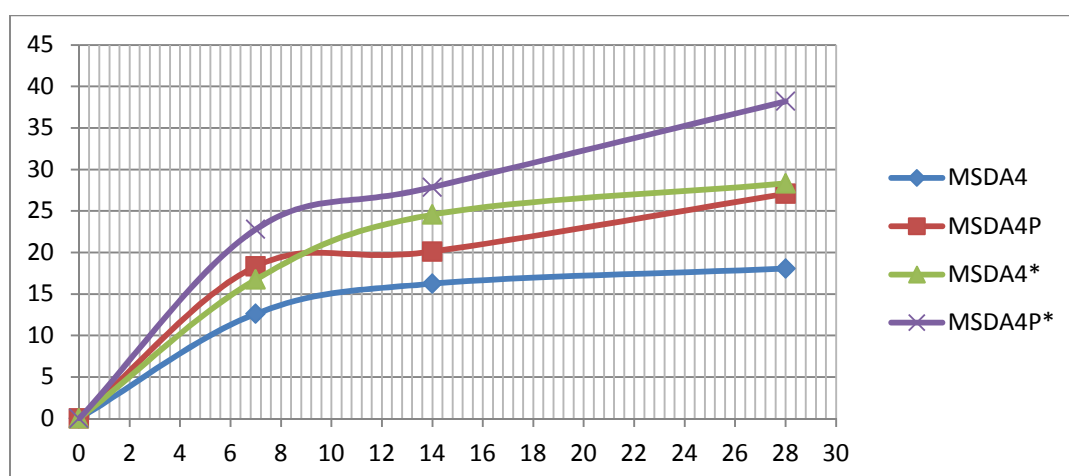


Figure 4.1 : Résistance à la compression en fonction de la cure (mode II eau)

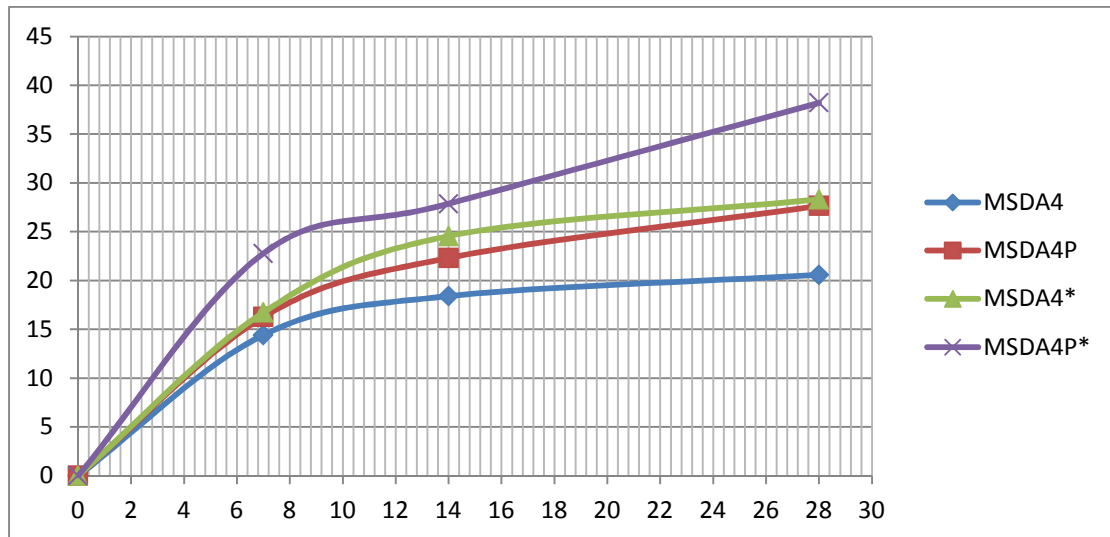


Figure 4.2 : Résistance à la compression en fonction de la cure (mode I)

- On constate d'après ces résultats que, quel que soit le type du mortier, la résistance à la compression évolue positivement avec l'âge.
- Le mélange de MSDA4 et MSDA4P à l'air libre a donné une résistance supérieure à la résistance du mélange de MSDA4 et MSDA4P conservé à l'eau, donc on conclut que le milieu de conservation à l'eau est défavorable dans le mélange MSDA4 et MSDA4P.
- On remarque pour le mélange MSDA4 et MSDA4P et le mélange dans l'autre étude MSDA4* et MSDA4P* dans les deux milieux de conservation démarré à la même vitesse à 7 jours,
- La variation de résistance de compression est augmentée dans les deux mélanges à l'autre étude MSDA4* et MSDA4P* dans les deux milieux de conservation après 7 jours, les taux entre les mélanges à 28j est 41,30% à l'eau et 38,15% à l'air pour MSDA4P/MSDA4p* et 65,94% à l'eau et 37,60% à l'air pour MSDA4/MSDA4*.

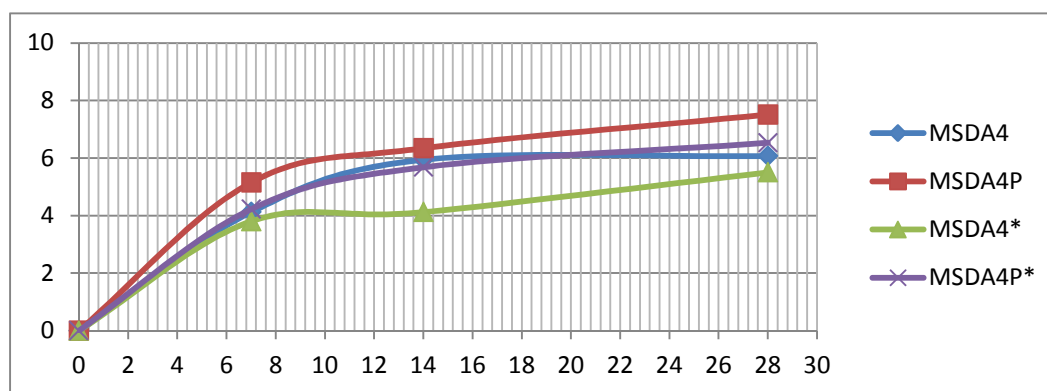
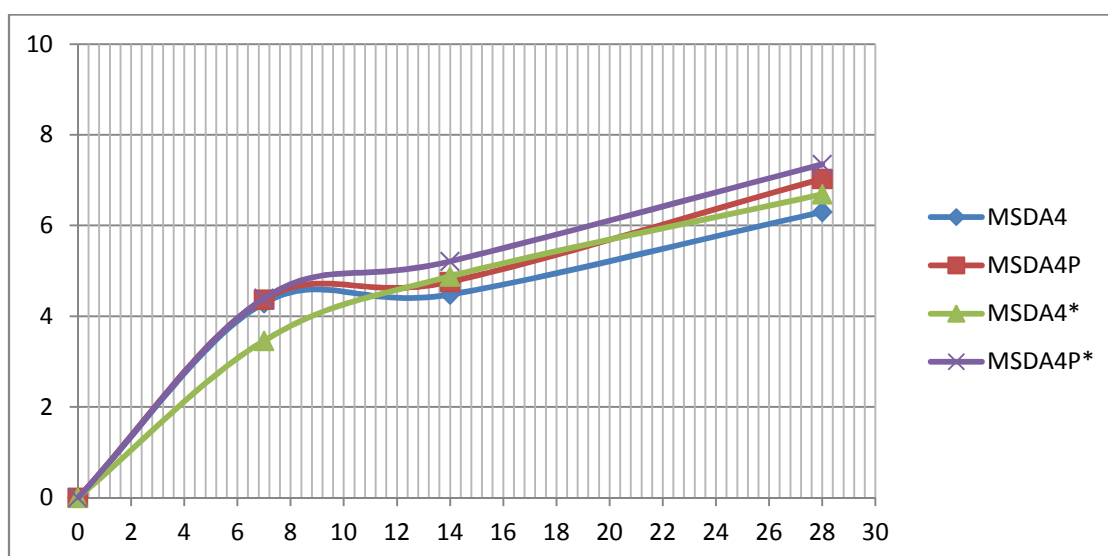
4.2 Évolution de la résistance à la traction par flexion :

Tableau 4.3 Résistance à la traction par flexion en fonction de la cure (mode II)

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)			
	MSDA4	MSDA4*	MSDA4P*	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	4.12	3,80	4,22	5.15
14	5.94	4,12	5,68	6.34
28	6.07	5,50	6,53	7.51

Tableau 4.4 Résistance à la traction par flexion en fonction de la cure (mode I)

L'Age (jours)	Résistance à la traction par flexion (MPa)			
	MSDA4	MSDA4*	MSDA4P*	MSDA4P
0	0	0	0	0
7	4.29	3,46	4,40	4.37
14	4.48	4,88	5,21	4.76
28	6.3	6,69	7,35	7.03

**Figure 4.3** Résistance à la traction par flexion en fonction de la cure (mode II)**Figure 4.4** Résistance à la traction par flexion en fonction de la cure (mode I)

a. Mortiers conservés dans l'eau

D'après la **figure4.3**, On voit que les résistances à la flexion augmentent en fonction de l'âge quel que soit le type du mortier. Ceci est dû au développement de l'hydratation de ciment en fonction du temps. On remarque que les trois mortiers présentent une similaire évolution de la résistance à la flexion. A 28 jours la résistance pour les mortiers MSAD4 et MSDA4P et MSDA4* et MSDA4P* est de l'ordre de 6,07 MPa et 7,51MPa et 5,50MPa et 6,53MPa respectivement.

b. Mortiers conservés à l'air libre

Les résultats de la résistance à la flexion pour les mortiers conservés à l'air libre en fonction du temps sont donnés par les courbes de la **figure 4.4** D'après ces résultats on remarque que, la résistance à la flexion augmente avec l'âge pour tous les mortiers. Les valeurs de résistance à 28 jours

La résistance a la taxions par flexion est donnée bonne résultat dans les deux mélange les MSDA4 et MSDA4P pour les deux milieu de conservation supérieure dans les mélange a l'autre étude MSDA4* et MSDA4P*

4.3 Variation du retrait

Les mesures de retrait sont déterminées sur des éprouvettes conservées à l'air libre à l'intérieur du laboratoire. La variation du retrait en fonction du temps est présentée comme suivant :

Tableau4.5 Évolution du retrait ($\mu\text{m}/\text{m}$) en fonction du temps pour les différents mortiers

L'Age (jours)	Perte de poids en %		Retrait ($\mu\text{m}/\text{m}$)	
	MSDA4	MSDA4P	MSDA4	MSDA4P
0	0	0	0	0
2	0,860	0,656	62,5	228,33
3	1,563	1,053	106,25	225
4	2,007	1,533	156,25	293
5	2,327	1,861	168,75	314,58
8	2,602	2,152	327,08	483
14	3,146	2,48	497,91	533,33
28	3,671	2,712	941,60	893,75
56	4.228	2.869	961.37	909.28

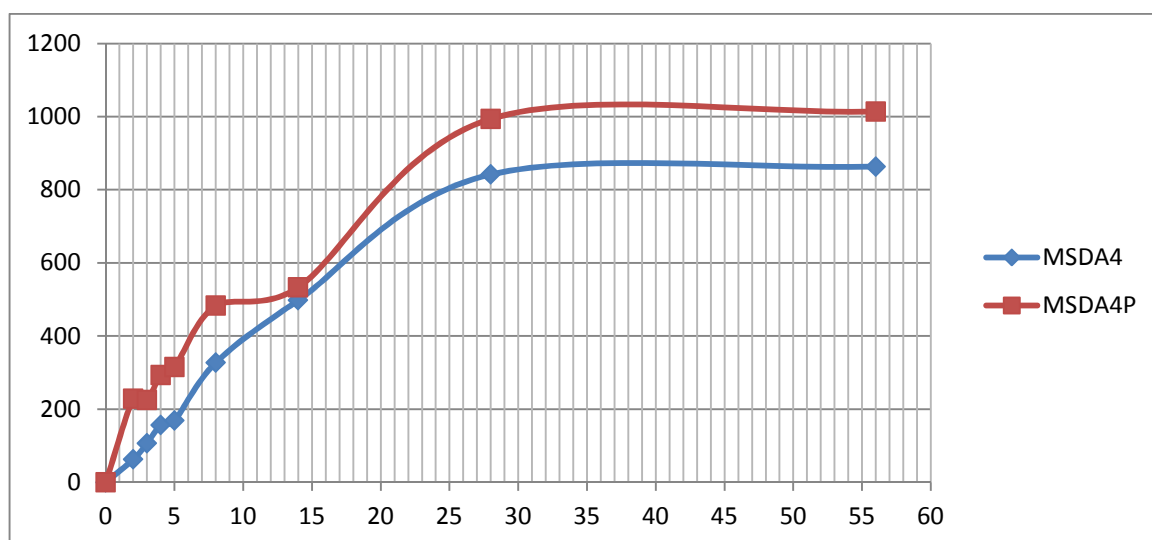


Figure 5 Variation du retrait en fonction du temps pour les différents mortiers

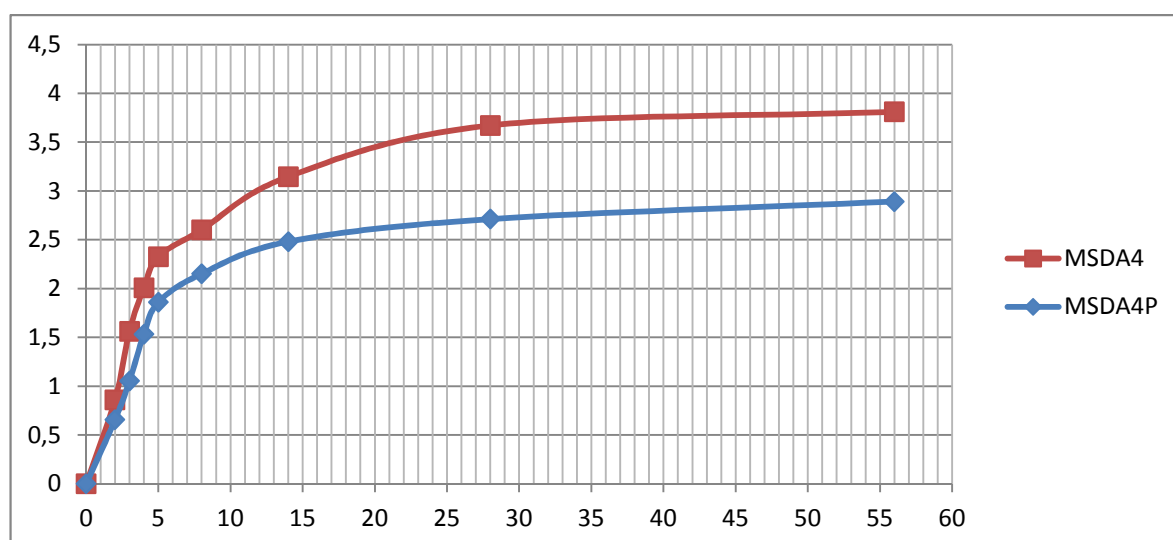


Figure 6 Variation du poids en fonction du temps pour les différents mortiers

Le retrait de cette mélange est donnée un résultat inverse le retrait de MSDA4 est supérieure a la mélange de MSDA4P, alors la adjuvant n'est pas travaille dans cette sens normalement l'adjuvant démunie le retrait et le perte de poids.

5.3. Instrumentation des jauges :

Pour mesurer les déformation dans l'acier et le béton on a utilisé les jauge appropriées

5.3.1 Instrumentation des jauge dans l'acier:

On début coulé les file dans les jauge par fer à souder

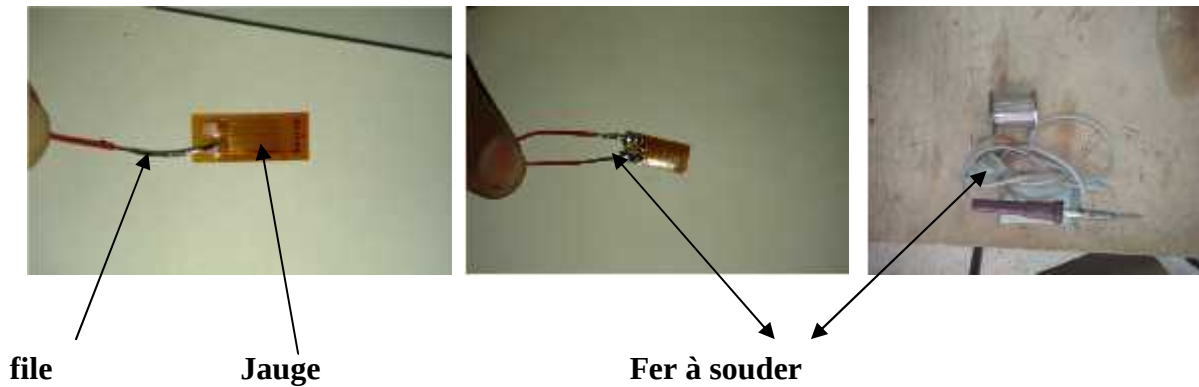


Figure 5.4 : préparation des jauges en acier

Deuxième étape on test les jauge par le multimètre a condition le facteur référence est $120 \pm 0.3\%$ ($+1.2 \pm 0.2$)

VISHAY MICRO-MEASUREMENTS & BR-45 General Purpose STRAIN GAGES			
120.0 $\pm 0.3\%$	(+1.2 ± 0.2)		
1	2.085 $\pm 0.5\%$	(+0.1 ± 0.2)	
2			
3			
4			
0	-2.24E+2	-9.85E+1	
1	+4.71E+0	+5.67E+0	
2	-2.62E-2	-7.26E-2	
3	+3.66E-5	+2.31E-4	
4	0.00 E+0	0.00 E+0	
3262	5	191217	
CEA-06-375UW-120			



Multimètre

Figure 5.5 : fiche technique des jauge et multimètre

Avant place les jauge il faut préparer le surface des aciers ou milieu de la poutre et sanctification cette zone par l'acétone.



Surface réparé



Acéton

Figure 5.6 : la surface réparé et la solution de l'acétone

Aprêt séchage la zone réparé il faut nettoyyés la jauge et le surface par les solution de **conditioner** et **N=Utralizer** ,donc apprêt cette des étape collé la jauge et recouvrement la jauge par colla et on testé pour vérification par le multimètre

**N=UTRLIZER****CONDITIONER****Figure 5.7 :** la solution de nettoyage (conditioner et N=Utralizer)



Cola et loctite



Placement des jauge

Figure 5.8 : la cola et Placement des jauge

5.3.2 Instrumentation des jauges de béton :

On réparé la surface de placement des jauge par le **acétone** dans la surface de béton et apprêt **séchage** placet un **couche mince** de **cola** et placé les jauge apprêt réparé et on test par **multimètre**



Figure 5.9 : fiche technique des jauge de béton



Figure 5.10 : la surface de béton réparé et la solution de l'acétone et placement par la cola



Figure 5.11 : Les poutre réparé apprêt placement des jauge

Classification des ciments courants.

Désignation	Type de ciments	Teneur en clinker	Teneur en % de l'un des constituants suivants: laitier, pouzzolanes, cendre, calcaires, schistes, fumées de silice.	Teneur en constituants secondaires
CPA-CEM I	Ciment portland	95 à 100%		0 à 5%
CPJ-CEM II/A	Ciment portland composé	80 à 94%	- de 6 à 20% de l'un quelconque des constituants, sauf dans les cas où le constituant est des fumées de silice auquel cas la proportion est limitée à 10%.	0 à 5%
CPJ-CEM II/B		65 à 79%	- de 21 à 35% avec les mêmes restrictions que ci-dessus.	0 à 5%
CHF-CEM III/A	Ciment de haut fourneau	35 à 64%	36 à 65 de laitier de haut fourneau	0 à 5%
CHF-CEM III/B		20 à 34%	66 à 80% de laitier de haut fourneau	0 à 5%
CHK-CEM III/C		5 à 19%	81 à 95% de laitier de haut fourneau	0 à 5%
CPZ-CEM IV/A	Ciment pouzzolanique	65 à 90%	-10 à 35% de pouzzolanes, cendressiliceuses ou fumées de silice, ces dernières étant limitées à 10%.	0 à 5%
CPZ-CEM IV/B		45 à 64%	-36 à 55% comme ci-dessus.	0 à 5%
CLC-CEM V/A	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64%	- 18 à 30% de laitier de hautfourneau et 18 à 30% de cendres siliceuses ou de pouzzolanes.	0 à 5%
CLC-CEM V/B		20 à 39%	- 31 à 50% de chacun des 2 constituants comme ci-dessus.	0 à 5%



Photo n°12 : bétonnier (béton)



Photo n°13: Malaxeur (mortier)

Photo n°14 : maniabilimètre





Photo n°15 : Table vibrante



Photo n°16 : éprouvette 4x4x16(conservation à l'air libre)



Photo n°17 :Ciment CPJ 42.5 Aine Alkbira



Photo n°18 :Essai de compression sur Les demi-prismes



Photon°20 : Flexion de poutre plane (PT1)



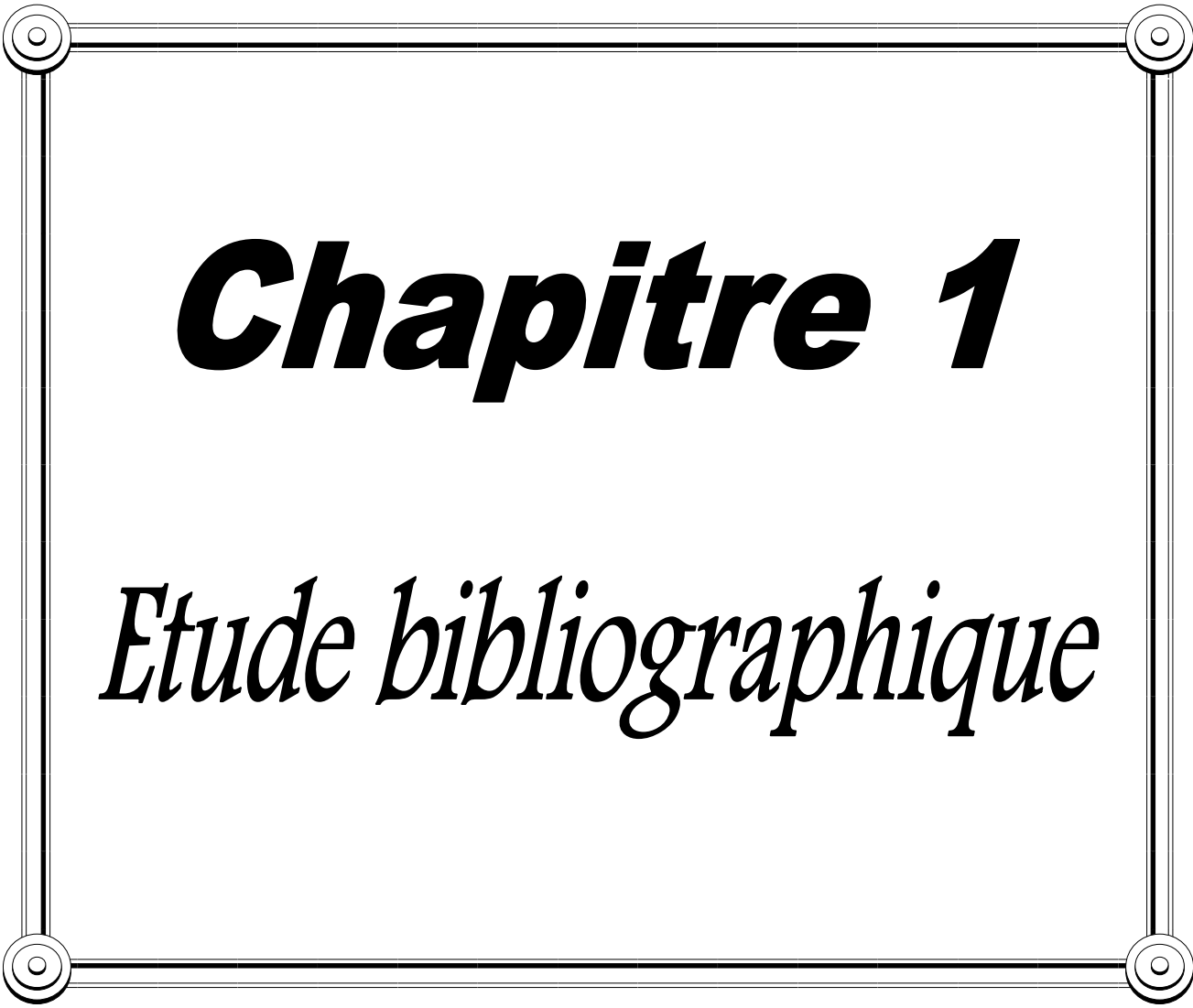
Photon°21 : de fissures de Flexion de poutre réparée au mortier adjuventé (séré B)



Photon°22 L'adhérence dans la poutre réparée

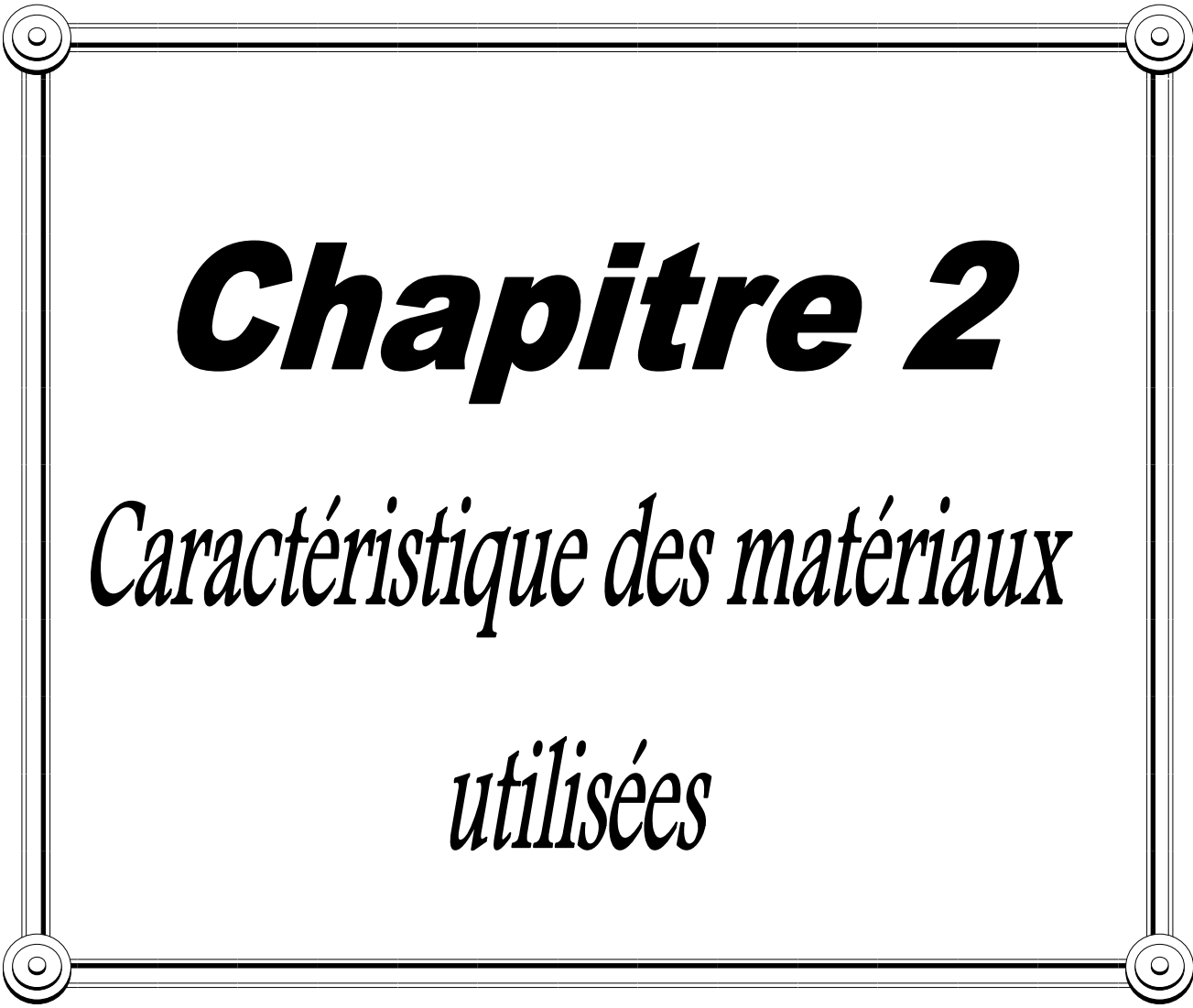


Introduction générale



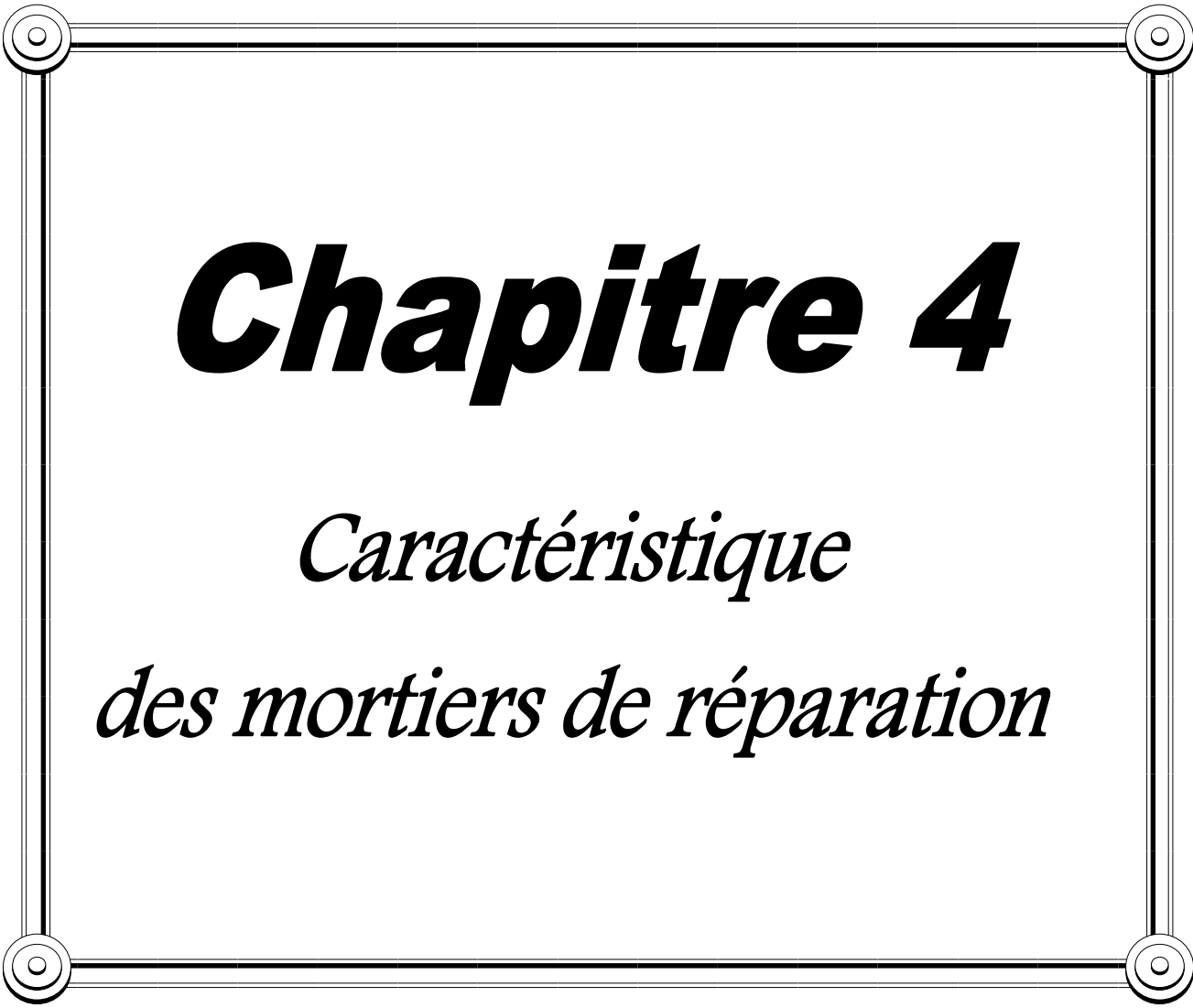
Chapitre 1

Etude bibliographique



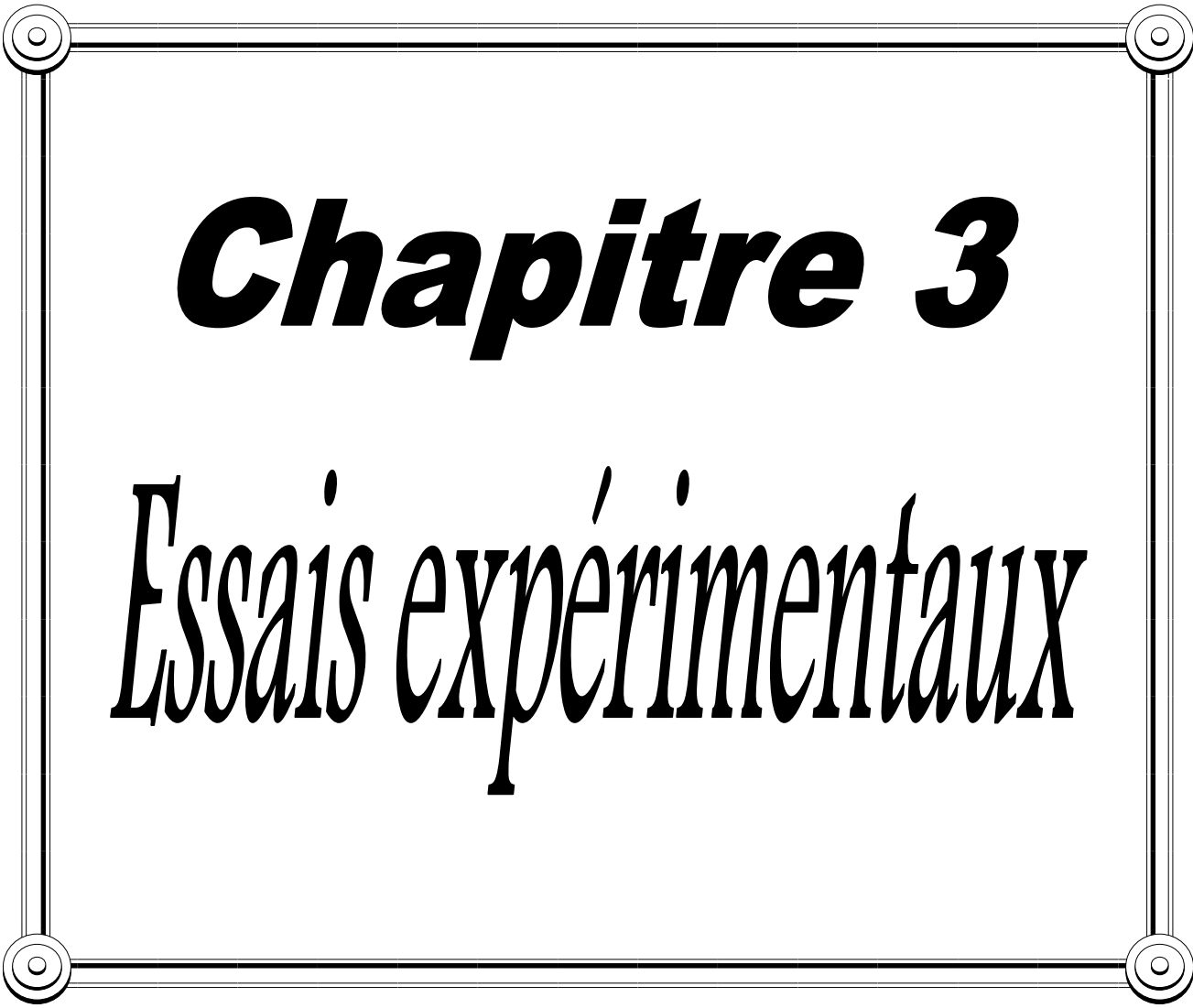
Chapitre 2

*Caractéristique des matériaux
utilisées*



Chapitre 4

*Caractéristique
des mortiers de réparation*



Chapitre 3

Essais expérimentaux



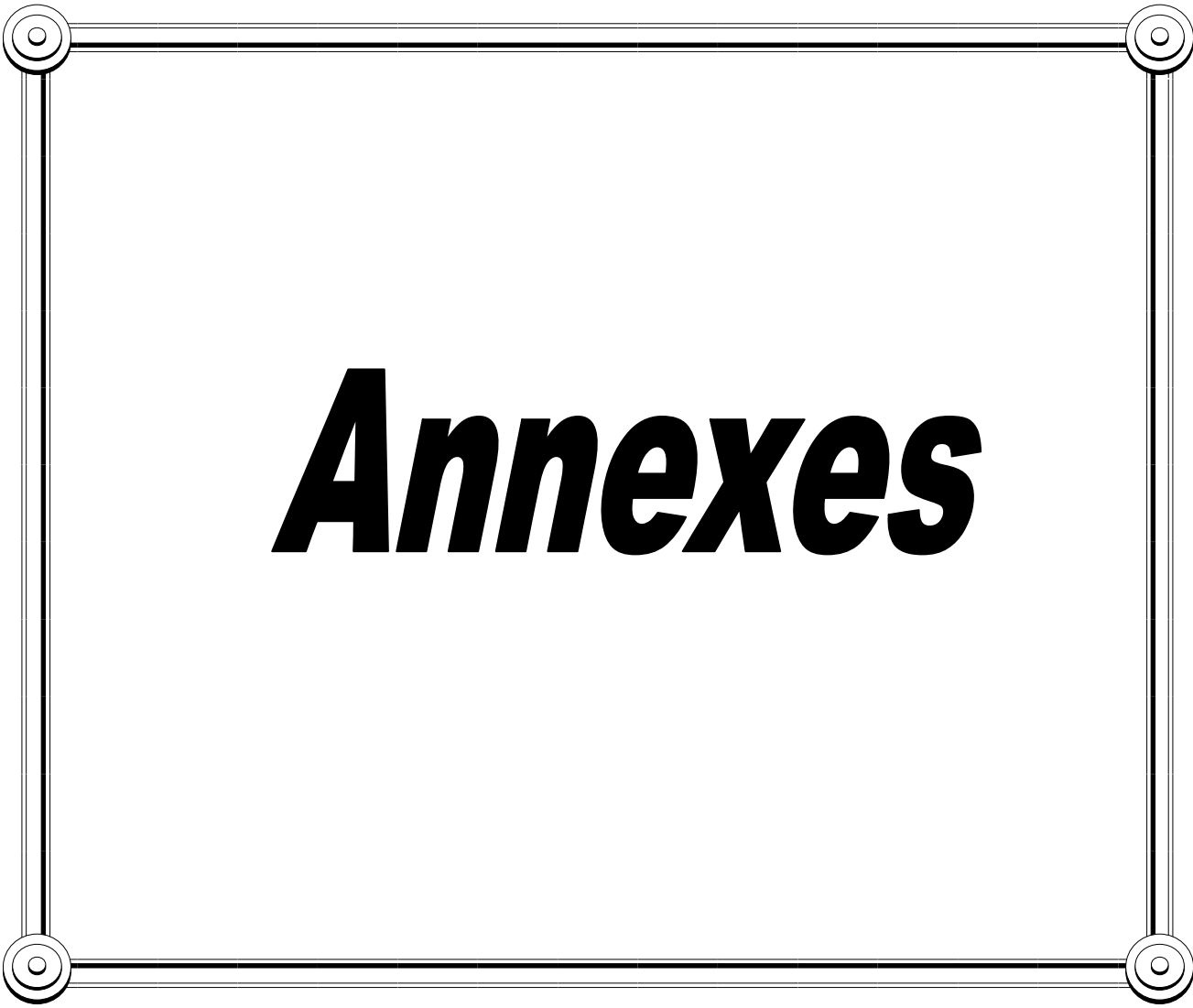
Chapitre 5

*Comportement mécanique
des poutres réparées*



Conclusion générale

***Références
bibliographiques***



Annexes



Table des matières