

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Matériaux en génie civil

Thème

FORMULATION DE BETON ET ESTIMATION DE LA RESISTANCE PAR

LES ESSAIS NON DESTRUCTIFS

Présenté par :

M^{elle}. YAHIAOUI HOUDA

M^{elle}. KACIMI IMANE

Devant les membres de jury :

Dr: ABDESSEMED.M

U. Saad Dahleb-Blida-1

Président

Dr: BEN YAHIA.A

U. Saad Dahleb-Blida-1

Examineur

Pr: KENAI. S

U. Saad Dahleb-Blida-1

Promoteur

Dr: BENSACI. H

U. Saad Dahleb-Blida- 1

Co -Promoteur

Blida, Octobre 2021

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier en premier, DIEU Miséricordieux qui nous a donné la force et la volonté d'achever ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude de nos remerciements à monsieur S. KENAI, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida, directeur de ce mémoire pour son encadrement précieux tout au long de réalisation de ce mémoire, pour la qualité de ses conseils qui nous a permis de mener à bien ce travail et pour nous avoir fait bénéficier de son avoir.

Nous tenons à remercier sincèrement monsieur H. BENSACI pour son soutien et son aide.

Nous saisissons cette occasion pour exprimer toute ma gratitude au président et aux membres de jury, je les remercie pour m'avoir fait l'honneur de juger et d'analyser mon travail.

Nous tenons à remercier madame H. Kestali la directrice de laboratoire et toute l'équipe de laboratoire centrale des travaux publique de Blida.

Nos remerciements vont à nos parents et pour leurs soutiens et leurs encouragements au cours de ces longues années. Ainsi, un grand merci à nos familles et tous nos amis. Enfin, nos sentiments vont à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

الخرسانة هي المادة الأكثر استخدامًا في العالم. المكونات متوفرة بتكلفة منخفضة. من أجل ضمان جودة الخرسانة في الموقع ، يتم إجراء اختبارات مراقبة الجودة عن طريق تكسير العينات. بالإضافة إلى ذلك ، يتم إجراء اختبارات NDT غير المدمرة (المطرقة والموجات فوق الصوتية) أيضًا في حالة الشك أو في حالة عدم الامتثال. بالنظر إلى تباين المعلمات التي تؤثر على خاصية الخرسانة هذه ؛ يجب معايرة نتائج الاختبارات غير المدمرة مثل نوع وأبعاد الركام ، وجرعة الأسمنت ، واستخدام الخرسانة ، مع نتائج الاختبارات الميكانيكية على العينات الأسطوانية المصبوبة في الموقع. تتوفر المخططات والارتباطات لتقدير قوة الانضغاط. ومع ذلك ، تم تطوير هذه الارتباطات للخرسانة من فئات المقاومة بشكل عام أعلى من تلك التي لوحظت في المواقع الجزائرية ولمواد مختلفة وظروف المعالجة.

في هذه الدراسة ، تم اقتراح الارتباطات لمشاريع البناء الجارية باستخدام المواد المحلية لتقليل الخطأ في تقدير مقاومة الانضغاط في الموقع.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة ، مقاومة الانضغاط ، عينة الاختبار ، مقياس الصلابة ، الموجات فوق الصوتية ، الارتباطات.

RESUME

Le béton est le matériaux le plus utilisé dans le monde. Les constituants sont disponibles e à faibles coût.

Afin d'assurer une bonne qualité de béton sur site, des essais de contrôle de qualité par écrasement d'éprouvettes sont réalisés. En plus, des essais non destructifs NDT (scléromètre et l'ultrason) sont aussi réalisés en cas de doutes ou en cas de non-conformité. Etant donné la variabilité des paramètres influençant cette propriété du béton ; comme le type et les dimensions des agrégats, le dosage en ciment, la mise en œuvre du béton les résultats des essais non destructifs doivent être calibrés avec les résultats issus des essais mécaniques sur des éprouvettes cylindriques coulées sur chantier. Des abaques et des corrélations pour l'estimation de la résistance à la compression sont disponibles. Cependant, ces corrélations ont été élaborées pour des bétons de classes de résistance généralement plus élevés que ceux observés dans les chantiers algériens et pour des matériaux et conditions de mise en œuvre différents.

Dans cette étude, des corrélations sont proposées pour des projet en cours de constructions à base de matériaux locaux pour réduire l'erreur dans l'estimation de la résistance à la compression sur site.

Mots clés : Béton, résistance à la compression, éprouvette, scléromètre, ultrason, corrélations.

ABSTRACT

Concrete is the most widely used material in the world. The components are available at low cost.

In order to ensure good quality concrete on site, quality control tests by crushing specimens are carried out. In addition, NDT non-destructive tests (hammer and ultrasound) are also carried out in case of doubt or in case of non-compliance. Given the variability of the parameters influencing this property of concrete; such as the type and dimensions of the aggregates, the cement dosage, the use of concrete the results of non-destructive tests must be calibrated with the results of mechanical tests on cylindrical test pieces cast on site. Charts and correlations for estimating compressive strength are available. However, these correlations were developed for concretes of resistance classes generally higher than those observed in Algerian sites and for different materials and processing conditions.

In this study, correlations are proposed for on-going construction projects using local materials to reduce the error in estimating the compressive strength on site.

Keywords: Concrete, compressive strength, test specimen, sclerometer, ultrasound, correlations.

Sommaire

Remerciements

Résumé

Sommaire

List des figures

List des tableaux

Introduction générale 1

Chapitre I : Revue Bibliographique

I.1 Généralités :	2
I.2 Formulation du béton :	2
I.3 Méthode de formulation du béton :	2
I.3.1 Formulation par la méthode de Dreux gorisse :	2
I.3.2 Formulation par la méthode de Bolomey :	6
I.3.3 Formulation par la méthode de Faury :	6
I.3.4 Formulation par la méthode de Vallette :	7
I.4 Qualité de béton :	7
I.5 Facteurs d'évaluation de la qualité de béton :	7
I.5.1 Ouvrabilité :	7
1.5.1.1 Affaissement au cône d'Abrams :	7
I.5.2 Résistance à la compression du béton :	9
I.5.2.1 Qualité du ciment :	10
I.5.2.2 Qualité de l'eau de gâchage :	10
I.5.2.3 Qualité des granulats :	10
I.5.2.4 Granularité :	10
I.5.2.5 Utilisation des adjuvants :	11
I.5.2.6 Dosage en eau le rapport (E/C) :	11
I.5.3 Durabilité du béton :	12
I.5.3.1 Enrobage des armatures :	12
I.5.3.2 Reprise de bétonnage :	12
I.5.3.3 Compacité du béton :	12
I.5.4 Mise en œuvre :	12
I.5.4.1 Malaxage du béton :	12
I.5.4.2 Transport du béton :	13
I.5.4.3 Vibration du béton	13
I.5.4.4 Cure du béton :	13
I.5.4.5 Le vieillissement du béton :	13
I.6 Essais destructifs :	13
I.6.1 Éprouvette d'information :	13
I.6.2 Carottage :	14
I.7 Essais non destructifs :	14
I.7.1 Différents essais non destructifs :	14

I.7.1.1	Inspection visuelle :	14
I.7.1.2	Mesure de la résistance à la pénétration :	14
I.7.1.3	Essai d'arrachement (pull-out /off test) :	15
I.7.1.4	Méthode radioactive :	15
I.7.1.5	Méthode radar :	15
I.7.1.6	Essai sclérométrique : (NF EN 12504-2) :	16
I.7.1.7	Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement :	18
I.7.1.8	Essais ultrasonique : (la norme NF EN 12504-4) :	18
I.7.1.9	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique :	21
I.8	Méthode combinée des essais non destructifs :	22
I.9	Conclusion :	22

CHAPITRE II : Etude expérimentale

II.1	Introduction :	23
II.2	Présentation des chantiers choisis :	23
II.2.1	Projet N°1 :	23
II.2.2	Projet N°2 :	24
II.3	Caractérisation des matériaux utilisés :	25
II.3.1	Projet N°1 :	25
II.3.2	Projet N°2 :	27
II.4	Matériel utilisé :	28
II.5	Déroulement des essais :	30
II.5.1	Formulation de béton :	30
II.5.2	Essais de vérification la qualité des matériaux :	31
II.5.2.1	Essai de la teneur en eau :	31
II.5.2.2	Essai de détermination de la propreté superficielle :	32
II.5.2.3	Essai d'équivalent de sable :	33
II.5.2.4	Essai d'analyse granulométrique par tamisage :	35
II.5.2.5	Essai de détermination la masse volumique réelle :	38
II.5.2.6	Essais de détermination les caractéristiques mécaniques et physique des granulats :	40
II.5.2.6.1	Essai Los Angeles :	40
II.5.2.6.2	Essai Micro-Deval :	42
II.5.3	Essais de convenueance :	43
II.5.3.1	Essai de cône d'Abram :	43
II.5.3.2	Essai de prélèvement :	44
II.5.4	Environnement de conservation :	45
II.5.5	Répartition du nombre d'éprouvettes :	46
II.5.6	Procédure des essais :	46
II.5.6.1	Préparation des éprouvettes :	46
II.5.6.2	Essai ultrasonique :	47
II.5.6.3	Essai sclérométrique :	48
II.6	Ecrasement des éprouvettes :	49
II.7	Résumé des variables étudiées :	50

CHAPITRE III : Résultats et discussions

III.1	Introduction :	51
III.2	Résultats de l'étude expérimentale :	51
III.3	Analyse des résultats de la vitesse ultrasonique :	55
III.3.1	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique de Formulation de projet 1 :	55
III.3.2	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique de formulation de projet 2 :	56
III.4	Analyse des résultats de l'indice de rebondissement :	58
III.4.1	Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement de formulation de projet 1 :	58
III.4.2	Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement de formulation de projet 2 :	59
III.5	Comparaison entre les corrélations élaborées pour les deux projets :	60

Conclusion générale

63

Références bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Evaluation approximative de $C = f(C \setminus E, A)$	4
Figure 1. 2: Essai d'affaissement au cône d'Abrams	8
Figure 1. 3: Mesure de l'affaissement.	8
Figure 1. 4: Influence du dosage en ciment sur les résistances mécaniques du béton.....	10
Figure 1. 5: Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton	11
Figure 1. 6: Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion	19
Figure 1. 7: configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique....	20
Figure 2. 1: Vues d'ensemble de projet N°1.....	24
Figure 2. 2: Vues d'ensemble de projet N°2.....	25
Figure 2. 3: L'installation des matériaux utilisés.	26
Figure 2. 4: Appareil du scléromètre utilisé.	29
Figure 2. 5: Appareil de l'ultrason utilisé.	29
Figure 2. 6: Presse hydraulique utilisée.	29
Figure 2. 7: Les agrégats étudiés	31
Figure 2. 8: L'étuve de séchage des agrégats.	32
Figure 2. 9: Les quantités des sables étudiés.	34
Figure 2. 10: Les outils d'essai et la machine d'agitation.	34
Figure 2. 11: Courbes granulométriques du projet N°1.	36
Figure 2. 12: Courbes granulométriques du projet N°2.	38
Figure 2. 13: La masse de pycnomètre + l'eau.	39
Figure 2. 14: La masse M2 de sable 0/1.	39
Figure 2. 15: La machine d'essai los Angeles.	41
Figure 2. 16: Etat du granulat en fin d'essai (500 tours).	41
Figure 2. 17: Récupération du granulat dans le tamis 1,6mm.	41
Figure 2. 18: La machine d'essai Micro-Deval.	42
Figure 2. 19: Quantité des boules utilisées dans l'essai.	42
Figure 2. 20: Récupération et séparation du matériau.	43
Figure 2. 21: Les étapes de l'essai de cône d'Abram.	44
Figure 2. 22: Mesure de l'affaissement de béton.	44
Figure 2. 23: Les étapes des prélèvements de béton.	45
Figure 2. 24: Le bassin de conservation des éprouvettes.	46
Figure 2. 25: Surfaçage des éprouvettes.	47
Figure 2. 26: Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage.	47
Figure 2. 27: Vaseline utilisée dans l'étude.	48
Figure 2. 28: Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores.	48

Figure 2. 29: Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.	49
Figure 2. 30: Essai d'écrasement à la compression.	49
Figure 3. 1: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique a 7 jours pour le projet 1.	55
Figure 3. 2: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique a 28 jours pour le projet 1.	56
Figure 3. 3: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 7 jours pour le projet 2.	57
Figure 3. 4: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 28 jours pour le projet 2.	57
Figure 3. 5: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement a 7 jours pour le projet 1.	58
Figure 3. 6: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement a 28 jours pour le projet 1.	59
Figure 3. 7: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement à 7 jours pour le projet 2.	59
Figure 3. 8: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement à 28 jours pour le projet 2.	60
Figure 3. 9: Comparaison entre les deux courbes de corrélation développées $R_c = f(I_c)$ dans les deux projets.	61
Figure 3. 10: Comparaison entre les deux courbes de corrélation développées $R_c = f(V_c)$ dans les deux projets.	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Évaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône	3
Tableau 1. 2: coefficient granulaire G.	3
Tableau 1. 3: Correction en pourcentage le dosage de l'eau en fonction de la dimension des plus gros granulats Dmax (correction si Dmax \neq 25 mm)	5
Tableau 1. 4: Valeur du terme correcteur K	5
Tableau 1. 5: Valeur du coefficient de compacité γ_c	6
Tableau 1. 6: Classe d'affaissement du béton (NF EN 206).	8
Tableau 1. 7: Classe l'étalement du béton (NF EN 206).	9
Tableau 1. 8: Différents modèles de scléromètre	16
Tableau 1. 9: Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression et R (MPa) et l'indice de rebondissement I.	18
Tableau 1. 10: Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion	19
Tableau 1. 11: Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression et R (MPa) et la vitesse ultrasonique V.	22
Tableau 2. 1: Caractéristiques physique et mécanique du ciment CPJ – CEM II /B 42,5 .	25
Tableau 2. 2: Caractéristiques du SOLUFLOW3090.....	26
Tableau 2. 3: Caractéristiques physique et mécanique du ciment utilisé	27
Tableau 2. 4: Les caractéristiques des sables utilisés.	27
Tableau 2. 5: Les caractéristiques des sables utilisés.	28
Tableau 2. 6: Les caractéristiques d'adjuvant utilisé.	28
Tableau 2. 7: Les formulations préconisées pour le projet N°1.	30
Tableau 2. 8: Les formulations préconisées pour le projet N°2.	31
Tableau 2. 9: les quantités et résultats d'essai de la teneur en eau.	32
Tableau 2. 10: Résultats des mesures de propreté superficielle des granulats pour la formulation 1.	33
Tableau 2. 11: Résultats des mesures de propreté superficielle des granulats pour la formulation 2.	33
Tableau 2. 12: Résultats des mesures l'essai d'équivalent de sable Pour la formulation N°1.	35
Tableau 2. 13: Résultats des mesures l'essai d'équivalent de sable pour la formulation N°2.	35
Tableau 2. 14: Pourcentages des classes des graviers analysés.	36
Tableau 2. 15: L'analyse granulométrique du sable 0/4.	37
Tableau 2. 16: L'analyse granulométrique du sable 0/1.	37
Tableau 2. 17: L'analyse granulométrique du gravillon 8/15.	37
Tableau 2. 18: L'analyse granulométrique du gravillon 15/25.	38
Tableau 2. 19: les résultats de l'essai de la masse volumique absolue pour la formulation N°1	40

Tableau 2. 20: les résultats de l'essai de la masse volumique absolue et apparente pour la formulation N°2.	40
Tableau 2. 21: Résultats l'essai los Angeles de formulation N°2.	42
Tableau 2. 22: Répartition du nombre des éprouvettes confectionnées.	46
Tableau 3. 1: Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N°1. ..	51
Tableau 3. 2: Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N°1. ..	52
Tableau 3. 3: Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N°2. ..	53
Tableau 3. 4: Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N°2. ..	54

Introduction Générale :

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le monde. Il est disponible et économique. Sa durabilité et sa qualité sont tributaires d'un programme de contrôle régulier. La qualité du béton à l'état frais est évaluée par l'ouvrabilité. A l'état durci, la qualité est évaluée par la résistance à la compression à 28 jours sur des éprouvettes cubiques ou cylindriques.

L'ouvrabilité et la résistance à la compression sont influencés par plusieurs facteurs dont les plus importants sont : la qualité des constituants, leur dosage, le rapport E/C, et la mise en œuvre. Des erreurs peuvent surgir dans la composition des matériaux ou la méthode de mise en œuvre donnant ainsi une faible résistance. L'évaluation de l'étendue de la faible résistance se réalise généralement par le recours à des essais non destructifs (ND).

Les essais non destructifs les plus utilisés pour l'évaluation de la résistance à la compression sont le scléromètre et l'essai à l'ultrason. Des abaques de corrélations entre essais ND et essais d'écrasement sont utilisés pour cette évaluation. Les corrélations utilisées sont celles développées par les fabricants du matériel des essais ND ou d'autres corrélations disponibles dans la littérature. La précision de l'estimation est faible car ces corrélations ont été développées sur d'autres matériaux et sous d'autres conditions et il est indispensable de développer des corrélations spécifiques pour chaque projet.

L'objectif principal de cette étude est de proposer des corrélations entre essais ND (Scléromètre et ultrason) et la résistance à la compression à l'âge de 7 jours et 28 jours dans plusieurs projets des régions de Blida qui sont contrôlés par le laboratoire LCTP agence de Blida en 2021.

Ce mémoire est divisé en trois chapitres. Le premier chapitre concerne les facteurs influençant la qualité du béton ainsi que la description des essais destructifs et non destructifs. Dans le deuxième chapitre, on s'intéresse à la partie expérimentale expliquant la nature des matériaux utilisés ainsi que le déroulement des essais effectués. La présentation et l'analyse des résultats obtenus sont abordées dans le troisième chapitre.

Enfin, une conclusion générale, des recommandations et des perspectives pour des futurs travaux sont proposées.

Chapitre I : Revue Bibliographique

I.1 Généralités :

Dans ce chapitre, on présente une revue bibliographique sur la formulation du béton, les facteurs qui influencent sa qualité et en particulier la résistance à la compression. Une synthèse des essais destructifs et non destructifs est aussi donnée.

I.2 Formulation du béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un ciment avec ou sans ajouts minéraux et un faible dosage d'adjuvants et parfois d'ajouts minéraux pour modifier ou améliorer ses caractéristiques.

La formulation d'un béton consiste à déterminer un mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en fines (ciment, addition) et en eau afin d'obtenir les qualités recherchées pour la construction de l'ouvrage. De nombreuses méthodes ont été élaborées en fonction de l'évaluation des connaissances relatives aux constituants et de leur rôle, des technologies et de l'expérience acquise sur les chantiers. Un point commun à toutes les études de composition consiste à rechercher conjointement deux qualités essentielles : l'ouvrabilité et la résistance [1].

I.3 Méthode de formulation du béton :

I.3.1 Formulation par la méthode de Dreux gorisse :

La méthode de Dreux gorisse permet de déterminer en fonction des critères de maniabilité et de résistance définis par le cahier des charges, la nature et les quantités des matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau **E**, ciment **C**, sable **S**, gravillon et gravier **G** en kg/m³). [2] cette méthode elle est rapide d'utilisation puisqu'elle demande que connaître les courbes granulométriques des granulats utilisés.

- La résistance souhaitée :

$$\sigma'_{28} = \sigma'_n + 15\% \quad (1)$$

σ'_{28} : la résistance moyenne en compression à 28 jours [MPa],

σ'_n : Résistance nominale en compression à 28jours.

- La consistance : Elle est en fonction des moyens de vibration sur chantier et définie par l'affaissement au cône d'Abrams (Tableau1.1)

Tableau 1. 1: Évaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône [3]

Plasticité	Serrage	Affaissement [cm]
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9
Béton mou	Piquage	10 à 13
Béton liquide	Léger piquage	≥14

- Le dosage en ciment et en eau :

L'évaluation de rapport C/E (ciment/eau) en fonction de la résistance moyenne désirée, selon Dreux-Gorisse on utilise la formule

$$\sigma'_{28} = G \sigma'_c (C/E - 0.5) \quad (2)$$

Avec :

σ'_{28} : Résistance visée a 28 jours en MPa

G : Coefficient granulaire (Tableau) σ'_c :

Classe vrais du ciment en MPa C :

Dosage du ciment en Kg\ m³

E : Dosage en eau en Kg\m³ de béton

Tableau 1. 2: coefficient granulaire G. [3]

Qualité des granulats	Granulats fins ($D_{max} < 16\text{mm}$)	Granulats moyens ($25 < D_{max} < 40\text{mm}$)	Gros granulats ($D_{max} > 63\text{mm}$)
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,55	0,60
Passable	0,35	0,40	0,45

La valeur du rapport C/E doit respecter les conditions de consistance, et peut être identifiée à partir de la figure 1.1. Après l'estimation de la quantité d'eau E est ensuite déduite du rapport C/E et de la quantité de ciment C identifiée à partir de la figure 1. Cette quantité est ensuite corrigée en fonction de la taille des plus gros granulats D_{max} à l'aide du tableau 3 afin de prendre en compte l'influence de la surface spécifique des granulats.[3]

- La courbe granulométrique de référence :

Dans cette étape la courbe de référence est tracée sur une feuille d'analyse granulométrique, le droit de référence OAB de Dreux représente la courbe idéale au minimum des vides. Le point de brisure *A*, a les coordonnées suivantes :

- en abscisse (à partir de la dimension des plus gros granulats D_{max}) :
 - si $D_{max} \leq 20$ mm, l'abscisse est $D_{max} / 2$;
 - si $D_{max} > 20$ mm, l'abscisse est située au milieu du *segment gravier* limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D_{max} ;
- $$Y = 50 - \sqrt{1,25D} + K + K_s + K_p \quad (3)$$

Deux cas nécessitent une correction supplémentaire du terme correcteur *K* :

- si le module de finesse est différent de 2,5 (la valeur de 2,5 correspond à une valeur optimale), une correction supplémentaire peut être effectuée en ajoutant la valeur $K_s = 6MF_G - 15$ (MF_G étant le module de finesse du sable) ;
- si la qualité du béton est précisée pompile, il convient de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité courante ; le terme correcteur *K* sera majoré par un terme $K_p = +5$ à $+10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

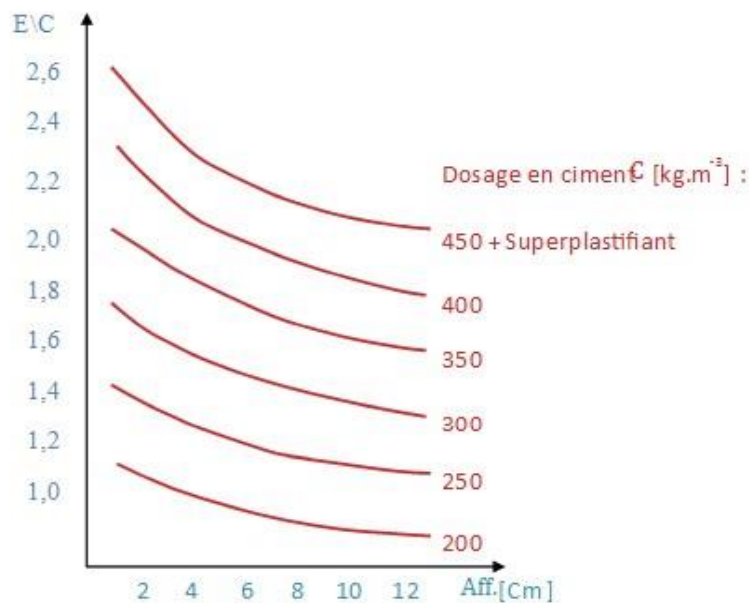


Figure 1. 1: Evaluation approximative de $C = f(C \setminus E, A)$

Tableau 1. 3: Correction en pourcentage le dosage de l'eau en fonction de la dimension des plus gros granulats D_{max} (correction si $D_{max} \neq 25$ mm), [3]

Diamètre max de granulats (D en mm)	5	10	16	20	25	31,5	40	50	63	100
Correction sur E (%)	+15	+9	+4	+2	0	-2	-4	-6	-8	-12

Tableau 1. 4: Valeur du terme correcteur K [3]

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

□ Estimation du coefficient de compacité :

Le coefficient de compacité γ estimé à l'aide du tableau 1.5 permet de déduire la quantité des différents autres composants de la formulation. La compacité γ est définie comme le rapport entre le volume de solide et le volume total du béton :

$$\gamma = V_s / V_{\text{béton}} \tag{4}$$

Le volume de solide V_s est la somme du volume de ciment V_c et le volume de granulats V_g :

$$V_s = V_c + V_g \tag{5}$$

Tableau 1. 5: Valeur du coefficient de compacité γ , [3]

Consistance serrage	Coefficient de compacité γ
---------------------	-----------------------------------

		D _{max} =5	D _{max} =10	D _{max} =12,5	D _{max} =20	D _{max} =31,5	D _{max} =50	D _{max} =80
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 normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	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 normale	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 normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,780	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Le volume absolu de l'ensemble des granulats est [3]

$$V=1000\gamma-V_c \quad (6)$$

V_c: le volume absolu de ciment, γ

: coefficient de compacité.

I.3.2 Formulation par la méthode de Bolomey :

À l'aide d'une équation appropriée, une courbe granulométrique de référence est tracée pour réaliser une composition granulaire totale avec les granulats dispose (ciment compris) dont la courbe granulométrique soit aussi proche que possible de la courbe de référence théorique.

La formule de base est la suivante : $P=A+(100-A)\sqrt{d/D}$

P : est le pourcentage des grains passant à la passoire de diamètre d

D : est le diamètre du plus gros granulat

A : coefficient varie entre 8 et 16 en fonction du dosage en ciment, sa valeur étant d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort. Cette méthode aboutit, théoriquement tout au moins, à une granularité continue. [2]

I.3.3 Formulation par la méthode de Faury :

Cette méthode est venue en 1941 compléter la méthode de Bolomey. La méthode de Faury donne des bétons comportant moins de sable et plus de gravier. Ces bétons sont plus raides et conviendront à des travaux pour lesquels une très bonne maniabilité n'est pas

indispensable. Les bétons Faury auront souvent une résistance mécanique supérieure aux bétons Bolomey correspondants. [4]

I.3.4 Formulation par la méthode de Vallette :

R. Valette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale mais qui nécessite cependant un certain nombre de calculs préparatoires. Cette méthode est souvent désignée par « dosage des bétons à compacité maximale » ou « dosage des bétons à minimum de sable » ou « dosage des bétons à granularité discontinue », [2]

I.4 Qualité de béton :

La qualité du béton est soumise aux exigences générales applicables aux constituants du béton, aux caractéristiques rhéologique du béton frais, aux caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton durci.

I.5 Facteurs d'évaluation de la qualité de béton :

La qualité du béton soumise aux exigences générales applicables aux constituants du béton, aux caractéristiques rhéologique du béton frais, aux caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton durci.

I.5.1 Ouvrabilité :

La maniabilité d'un béton est considérée comme un critère essentiel pour caractériser les performances des bétons. En effet, ce paramètre conditionne la confection et la mise en place du béton, et par conséquent il est en relation étroite avec les propriétés du béton à l'état frais et durci (consistance, viscosité, porosité, résistances...) [5].

1.5.1.1 Affaissement au cône d'Abrams :

Cet essai consiste à mesurer la hauteur d'affaissement d'un volume tronconique de béton frais où ce dernier est compacté dans un moule ayant la forme d'un tronc de cône. Lorsque le cône est soulevé verticalement, l'affaissement du béton permet de mesurer sa consistance. [2]. Les classes d'affaissement sont données dans le tableau 1.5.

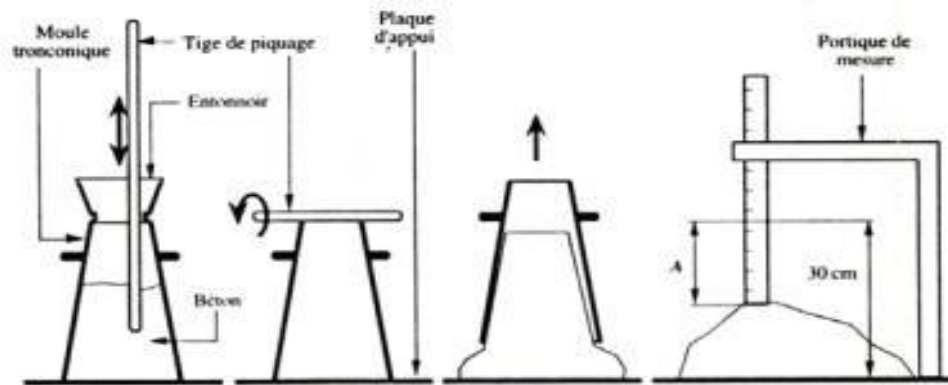


Figure 1. 2: Essai d'affaissement au cône d'Abrams [2]



Figure 1. 3: Mesure de l'affaissement. [2]

Tableau 1. 6: Classe d'affaissement du béton (NF EN 206). [2]

Classe	Affaissement en mm	Propriété du béton frais
S1	10-40	Ferme, très secs et peu maniable
S2	50-90	Plastique, à humidité moyenne et à maniabilité moyenne
S3	100-150	Très plastique, très humide et à maniabilité élevée
S4	160-210	Fluide, très humide et à maniabilité élevée
S5	≥ 220	Très fluide, très humide et à maniabilité élevée

1.5.1.2 Étalement à table à secousses :

Cet essai est une mesure testant plus particulièrement l'aptitude du béton à s'étaler par écoulement, en effet il donne des valeurs faibles pour les bétons présentant une bonne cohésion et donne en revanche des valeurs plus élevées lorsque le béton a tendance à la ségrégation. [6]

Tableau 1. 7: Classe l'étalement du béton (NF EN 206). [6]

Classe	Étalement en [mm]	Propriété du béton
F1	≤ 340	Ferme
F2	350 - 410	Plastique
F3	420-480	Mou
F4	490-550	Très mou
F5	560-620	Fluide
F6	630-700	Très fluide

1.5.1.3 Facteurs influençant l'ouvrabilité :

Les facteurs qui influencent d'une manière significative sur l'ouvrabilité sont :

● **Rapport E/C** : Le rapport E/C élevé favorise l'absorption de fluide et la perméabilité du matériau et ainsi la pénétration d'agents potentiellement agressifs vers le cœur du matériau. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité du béton et entraîne la diminution de la concentration en solides. Au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent [7].

● **le ciment** : Le ciment est le composant qui peut conditionner l'ouvrabilité par sa quantité de pâte à qualité donnée [8].

● **l'élévation de la température ambiante** : Le béton est sensible aux paramètres que sont la température, l'hygrométrie, la vitesse du vent, qui agissent sur : la rhéologie du béton et son évolution, la vitesse de prise, la cinétique de durcissement, l'évaporation et la dessiccation du béton. L'augmentation de la température du béton est une cause de perte de maniabilité et chaque constituant y participe différemment en fonction de son dosage et de sa chaleur massique [9].

1.5.2 Résistance à la compression du béton :

La résistance du béton en compression uni-axiale projette généralement une image globale de la qualité d'un béton, puisqu'elle est directement liée à la structure de la pâte de ciment hydratée. De plus, la résistance du béton en compression est l'élément clé lors de la conception

des structures en béton et lors de l'établissement des spécifications de conformité [2]. Les facteurs influençant la résistance sont discutées ci-après :

I.5.2.1 Qualité du ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissement progressivement avec le temps. Le ciment intervient par son dosage (Figure 1.4), sa composition chimique, sa finesse et sa classe de résistance. Cette dernière est la résistance à la compression simple mesurée à 28 jours d'âge sur des éprouvettes en mortier normalisé [10].

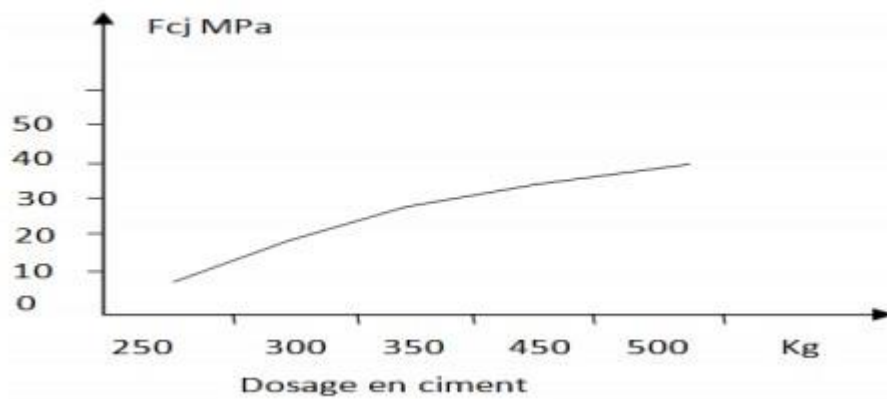


Figure 1. 4: Influence du dosage en ciment sur les résistances mécaniques du béton.

I.5.2.2 Qualité de l'eau de gâchage :

Le rôle de l'eau dans le béton est double, il améliore l'efficacité du malaxage et participe à l'hydratation du ciment [11].

I.5.2.3 Qualité des granulats :

Les granulats sont les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui agglomérés par un liant constituent le squelette du béton. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm, dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Les granulats participent à la résistance caractéristique et à la durabilité du béton. Ils interviennent essentiellement par leur granulométrie, forme, propreté, porosité et dureté [10].

I.5.2.4 Granularité :

Une bonne granulométrie contient autant que possible de gros grains et au même temps le moins possible de vides entre les grains. Une telle granulométrie permet d'avoir une bonne compacité

et par conséquent une meilleure résistance. L'excès d'éléments fins demande un surplus d'eau de mouillage, ce qui peut influencer négativement sur la résistance [10].

I.5.2.5 Utilisation des adjuvants :

Un adjuvant peut-être défini comme un produit chimique qui est ajouté au béton selon un dosage n'excédant pas 5 % [12] de la masse totale du ciment, soit au cours du malaxage, soit au cours d'un malaxage complémentaire avant la mise en œuvre du béton, et ceci dans le but de le modifier ou d'améliorer certaines de ses propriétés. Il existe plusieurs catégories d'adjuvants, notamment les entraîneurs d'air qui facilitent la formation des bulles d'air pour améliorer la résistance au gel-dégel, les super plastifiants/haute réduction d'eau pour réduire fortement la teneur en eau du béton et les accélérateurs de durcissement pour accélérer le développement de la résistance au jeune âge du béton [12].

I.5.2.6 Dosage en eau le rapport (E/C) :

La perte des résistances mécaniques à la compression est relativement forte avec l'augmentation du rapport E/C (Figure 1.5). Le rapport E/C exerce une grande influence sur la porosité de la pâte de ciment hydraté car il gouverne directement l'espacement initial entre les grains de ciment en suspension dans l'eau de gâchage [4]. Plus le E/C est faible, plus la porosité accessible à l'eau diminue et la résistance à la compression augmente [13].

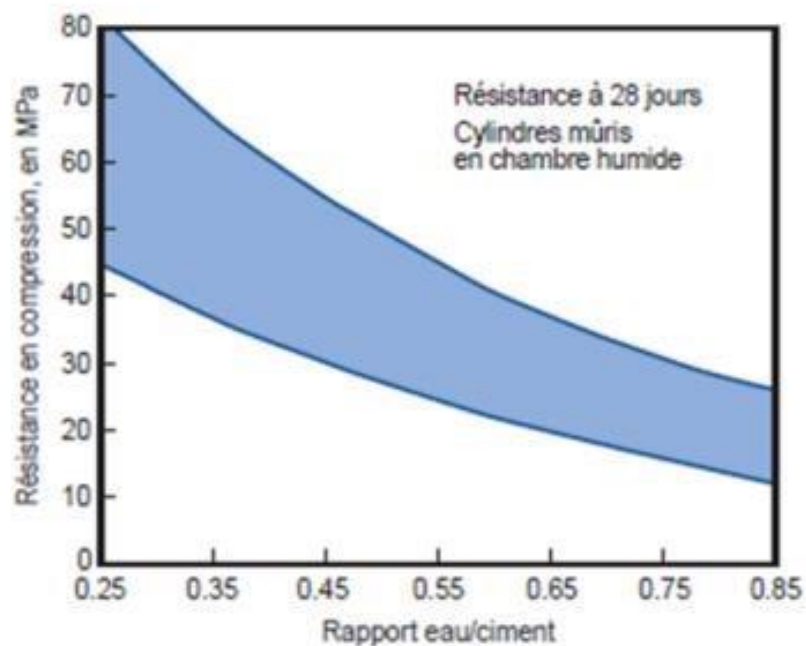


Figure 1. 5: Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [8]

I.5.3 Durabilité du béton :

Un béton durable est un béton qui résiste très longtemps aux sollicitations physico-chimiques liées aux conditions d'emploi, aussi bien qu'à l'environnement. Il faut noter qu'une bonne résistance à 28 jours ne produira pas automatiquement une bonne durabilité, c'est pour cela que tous les deux (résistance, durabilité) sont considérées explicitement dans la phase d'étude comme aspects séparés, l'une ne peut garantir l'autre [14]. Les facteurs qui influencent directement sur la durabilité du béton sont : l'enrobage des armatures, la reprise de bétonnage et la compacité du béton.

I.5.3.1 Enrobage des armatures :

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche. Il doit être suffisant pour garantir la bonne protection de l'acier contre la corrosion, la bonne transmission des efforts d'adhérence béton armatures et une résistance au feu convenable du béton [15]. Donc, l'enrobage insuffisant représente la plus grosse majorité des défauts de durabilité.

I.5.3.2 Reprise de bétonnage :

Les reprises de bétonnage peuvent avoir des effets catastrophiques au niveau de la durabilité et de l'esthétique si leur traitement n'a pas été envisagé préalablement. Dans les ouvrages rigides et de grandes dimensions il faut adopter des mesures permettant d'éviter tout retrait irrégulier. [16].

I.5.3.3 Compacité du béton :

La mauvaise qualité du béton mis en œuvre en matière de compacité (le rapport E/C et le dosage en ciment) reste l'une des causes principales de défauts de durabilité.

I.5.4 Mise en œuvre :**I.5.4.1 Malaxage du béton :**

Le malaxage conditionne la qualité du béton et son homogénéité. Pour assurer la réussite de cette opération, il faut choisir un matériel adapté et déterminer un temps de malaxage suffisant, le choix d'un appareil (bétonnière ou malaxeur) dépend de sa capacité de production et de son aptitude à malaxer différents types de mélanges (secs, pleins, plastiques) pour donner des bétons réguliers [18].

I.5.4.2 Transport du béton :

Pendant l'opération de transport, deux phénomènes peuvent remettre en cause la qualité obtenue en fabrication comme la ségrégation et le raidissement. Il faut donc protéger ce béton contre les agents atmosphériques et limiter la durée de mise en place [10].

I.5.4.3 Vibration du béton

Le but de la vibration est de minimiser la porosité du béton durci. En diminuant les frottements internes entre les constituants, la vibration donne au béton sa compacité maximale, donc une meilleure résistance. Elle permet aussi, la mise en place du béton avec des teneurs en eau de gâchage plus faible [10].

I.5.4.4 Cure du béton :

La cure du béton est la protection mise en œuvre pour éviter une dessiccation de surface du béton, pour lui assurer une maturation satisfaisante et donc favoriser son bon durcissement. La cure est essentielle pour garantir la durabilité du béton car l'absence de cure est souvent une cause de fissuration de la surface du béton [17].

I.5.4.5 Le vieillissement du béton :

Comme tous les matériaux, le béton subit un vieillissement naturel, l'entretien des ouvrages en béton et donc une opération qui doit être prévue [10].

I.6 Essais destructifs :**I.6.1 Éprouvette d'information :**

La méthode la plus couramment utilisée pour évaluer la résistance au jeune âge du béton dans les structures consiste à réaliser des éprouvettes d'information conservées dans des conditions « voisines » de celles de l'ouvrage et à les écraser en laboratoire pour déterminer leur résistance en compression. Compte tenu des différences de condition de mûrissement avec l'ouvrage concernant le rapport volume de béton sur surface d'échange avec l'extérieur, il existe systématiquement un écart sensible entre l'historique de température au sein des éprouvettes et au sein de l'ouvrage.

Les valeurs obtenues dépendent fortement de différents facteurs qui conditionnent la température au sein des éprouvettes. Ces facteurs sont principalement [19] :

- La taille des éprouvettes (et plus précisément le rapport surface sur volume) ;
- La nature du moule (acier, carton ou plastique) ;

- Les conditions de conservation (température ambiante et coefficient d'échange thermique avec l'extérieur).

I.6.2 Carottage :

Le carottage est une technique de prélèvement d'échantillons qui consiste à forer à l'aide d'un carottier pour obtenir une carotte cylindrique [20]. La carotte est ensuite soumise à une charge de compression pour obtenir la résistance à la compression du béton.

I.7 Essais non destructifs :

Les avantages de essais non destructifs (ND) est le caractère non destructif, rapidité et faible coût. On peut obtenir des informations dans des domaines inaccessibles aux méthodes classiques [21]. Le principal désavantage des essais ND réside dans le fait qu'au stade actuel, ils ne peuvent pas fournir au constructeur des données suffisamment précises pour remplacer totalement les essais destructifs, au moins dans les principaux domaines d'application.

Les essais non destructifs sont très difficiles à interpréter. Ceci est dû aux problèmes de précision des techniques d'application, d'étalonnage des appareils et de l'hétérogénéité du matériau [22].

I.7.1 Différents essais non destructifs :

I.7.1.1 Inspection visuelle :

Le contrôle visuel est probablement le plus important de tous les contrôles non destructifs. Il peut souvent fournir des informations précieuses à l'œil bien entraîné. Il est particulièrement important lorsque l'ingénieur soit capable de différencier les divers signes de détresse qui peuvent être rencontrés. Ceux-ci incluent, par exemple, les fissures, les éclatements, l'effritement, la désintégration, changement de couleur, altération, coloration, défauts de surface et manque d'uniformité [23].

I.7.1.2 Mesure de la résistance à la pénétration :

Cet essai a l'avantage de fournir un moyen rapide de contrôler la qualité et la maturation du béton coulé sur place. Il fournit aussi un moyen d'évaluer le développement de la résistance par la cure. Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur

le béton et les éléments de charpente, et qu'il ne nécessite qu'un rebouchage mineur des trous sur les faces qui ont subi l'essai [24].

La sonde Windsor s'appuie sur le principe que la pénétration de la sonde reflète la résistance à la compression du béton sous la surface. En plus, dans certaines limites, il a été possible de développer des corrélations entre les propriétés de résistance et la pénétration de la sonde [23].

I.7.1.3 Essai d'arrachement (pull-out /off test) :

L'essai d'arrachement est un essai qui se situe dans la zone de transition entre un essai destructif et un essai non destructif. L'essai est destructif dans le sens où un volume relativement important de béton est endommagé mais non destructif car l'endommagé peut être réparé.

Cet essai consiste à fixer une plaque sur le béton à l'aide de résine époxy et, après durcissement a eu lieu, en mesurant la force nécessaire pour retirer la plaque. Ce test marque le béton mais donne une mesure de la résistance à la traction près de la surface qui peut être convertie en résistance à la compression à condition qu'il existe une corrélation entre la résistance à la compression et résistance à la traction du mélange de béton étudié [23].

I.7.1.4 Méthode radioactive :

Des méthodes d'essais radioactives sur le béton peuvent être utilisées pour détecter l'emplacement des armatures, pour mesurer la densité du béton et peut-être pour déceler la présence de nids de gravier dans des éléments porteurs. L'équipement est assez simple et les coûts d'utilisation peu élevés quoique le coût de l'équipement de base peut être élevé. Le béton dont l'épaisseur ne dépasse pas 18 45 cm peut être examiné sans difficultés [24].

I.7.1.5 Méthode radar :

Elle mesure le temps de propagation des ondes électromagnétiques ou de leur atténuation dans le béton. Elle est utilisée pour l'auscultation des structures et chaussées. Elle est facile à utiliser, elle peut auscultation rapidement des grandes surfaces et elle peut mettre en évidence des zones dégradées. Elle est sensible à l'humidité, la profondeur de pénétration est limitée et le traitement des données nécessite un personnel qualifié [25].

I.7.1.6 Essai sclérométrique : (NF EN 12504-2)

L'essai sclérométrique et l'essai à l'ultrason font l'objet principal de notre étude que nous allons présenter en détail dans les deux sections suivantes. Le principe de base de l'essai de scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface contre auquel la masse heurte. Il y a peu de relation théorique apparente entre la résistance du béton et l'indice de rebondissement du marteau. Cependant, avec des limites, des corrélations empiriques ont été établies entre les propriétés de résistance et l'indice de rebondissement [23]. Il existe plusieurs types de scléromètre sur le marché qui se différencient par la valeur de l'énergie d'impact, type de recul et leur destination à l'essai, le tableau suivant montre les différents types de scléromètre existants (Tableau 1.7).

Tableau 1. 8: Différents modèles de scléromètre [21]

Modèle	Type de calcul	Energie D'impact (Kgf.m)	Domaine d'utilisation
L	Linéaire	0.075	<ul style="list-style-type: none"> •Eléments minces en béton ($e < 10$ cm). •Bétons à base des granulats légers.
M	Linéaire	3.000	Eléments massifs
N	Linéaire	0.225	Bétons usuels
NA	Linéaire	0.225	Contrôle de la qualité du béton sous l'eau
NR	Linéaire	0.225	Identique au modèle N mais avec un dispositif d'enregistrement des mesures
PT	Linéaire	0.090	Contrôle de la qualité des matériaux de très faible résistance ($R_c < 5$ MPa)

Le scléromètre le plus adapté au béton ordinaire est de modèle N, avec une masse approximative de 1,8 kg. Cet appareil est composé principalement de la tige de percussion de la masse du marteau et du ressort principal. La distance de rebondissement est mesurée sur une échelle graduée à la distance de rebondissement est enregistrée comme un « indice de rebondissement » en fonction de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal correspondant à la position du curseur [21].

La vérification du bon fonctionnement de l'appareil est généralement effectuée sur une enclume en acier d'une dureté minimale de 52 HRC et d'une masse de 16 ± 1 kg et d'un diamètre d'environ 150 mm. Les mesures sont effectuées sur 3 points différents d'un

élément. Chaque point fera l'objet de neuf mesures. C'est la valeur médiane qui constituera les résultats pour ce point. L'espacement entre les points de mesure sera d'environ 0,20 m [26].

Il existe plusieurs facteurs qui affectent la mesure de l'indice de rebondissement et par conséquent influent sur sa corrélation avec la résistance à la compression correspondante. Ces facteurs sont les suivantes :

- **Lissage de la surface de test** : Le marteau doit être utilisé sur une surface lisse. Si la surface est rugueuse, par exemple une surface à la truelle, elle doit être poncée en douceur avec une pierre de carborundum (pierre à polir) [23].

- **Taille, forme et rigidité de l'échantillon** : Si le béton ne fait pas partie d'une grande masse de tout mouvement provoqué par l'impact du marteau se traduira par une diminution du nombre de rebond. Dans de tels cas, le membre doit être rigoureusement tenue ou soutenue par une lourde masse [23].

- **L'âge de l'échantillon** : Le taux de gain de la dureté de surface du béton est rapide jusqu'à l'âge de 7 jours. Il a été confirmé pour la même résistance à la compression, les valeurs de rebonds élevés sont obtenues sur un béton de 7 jours que sur un béton de 28 jours [27].

- **Surface et les conditions d'humidité à l'intérieur du béton** : Le degré de saturation du béton et la présence de l'humidité de surface ont un effet déterminant. Il a été démontré que bien muri, un spécimen séché à l'air, et lorsqu'il est trempé dans l'eau et testé l'état de surface sèche saturée, montre une lecture de rebond 5 points de moins que lors de l'essai à sec [27].

- **Type d'agrégats grossiers** : Même si le même type d'agrégat est utilisé dans le mélange de béton, les courbes de corrélation peuvent être différentes si la source de l'agrégat est différente [23].

- **Type de ciment** :

Le type de ciment Portland ordinaire affecte peu l'indice de rebondissement. Par contre, le béton à base de ciment alumineux peut avoir des lecteurs de rebonds 100% plus élevés que ceux obtenus en utilisant une courbe de corrélation basée sur le béton à base de ciment portland ordinaire. En outre, le béton de ciment de super-sulfaté peut avoir une résistance de

50% inférieur à celui obtenu à partir des courbes de corrélation ciment de béton portland ordinaire [27].

- **La carbonatation de la surface du béton** : Dans le béton plus la profondeur de carbonatation peut être de plusieurs millimètres d'épaisseur et dans l'extrême cas jusqu'à 20 mm d'épaisseur. Dans ces cas, les indices de rebonds peuvent être jusqu'à plus de 50% que ceux obtenus sur une surface de béton non gazeuse [23, 24].

I.7.1.7 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement :

L'évaluation de la résistance à la compression est habituellement basée sur des corrélations empiriques établies entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement correspondant développés par les fabricants ou par des chercheurs. ces corrélation ne sont pas appropriés à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation. Le tableau 1.9 montre quelques exemples de corrélations.

Tableau 1. 9: Corrélation proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression et R (MPa) et l'indice de rebondissement I.

Auteurs	Fonction de corrélation	Plage de résistance (MPa)	Eprouvettes	Référence
Pascal et al.(2000)	$R=0,000135 I^{3,4424}$	30-150	Cube 150mm	[28]
Qasrawi (2000)	$R=1,353I - 17,393$	6-42	Cube 150 mm	[28]
Proceq-DigiSchmidt	$R_7=1,4553I_7 - 22,817$ $R_{14-56}=1,398I_{14-56} - 22,817$	25,1-33,1	Cube 200 mm	[28]
Soshiroda et al.(2006)	$R_{28}=1,623I_{28} - 20,547$	12,45-96,2	Cube 150 mm	[28]
Boukhelkhal 2011	$R=0,013 I^{2,112}$	25,2-55	Cube 150 mm	[28]

I.7.1.8 Essais ultrasonique : (la norme NF EN 12504-4)

Cette méthode est basée sur la mesure de la vitesse du son dans le béton, ce qui nous permet de déterminer la qualité du béton en fonction de cette vitesse comme il a été décrit dans le

tableau 1.9. Le principe de l'essai sur la mesure du temps de parcours de l'impulsion produite par un transducteur électro-acoustique maintenu au contact d'une surface du béton soumis à l'essai [29].

Tableau 1. 10: Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion

Vitesse de propagation des impulsions (m/S)	Qualité du béton
Supérieure à 4500	Excellente
3500-4500	Bonne
3000-3500	Moyenne
Inférieure à 3000	Douteuse

L'appareil comprend un générateur d'impulsions électriques, une paire de transducteurs, un amplificateur et un dispositif électronique de mesure de temps permettant de mesurer la durée écoulée entre la départ d'une impulsion générée par le transducteur-émetteur et son arrivée au transducteur-récepteur (Figure 1.6). Un barreau de calibration est fourni pour permettre d'obtenir une ligne de référence du mesurage de la vitesse. Il convient que la fréquence propre des transducteurs, se située dans une plage comprise entre 20 et 150 kHz [29, 30].

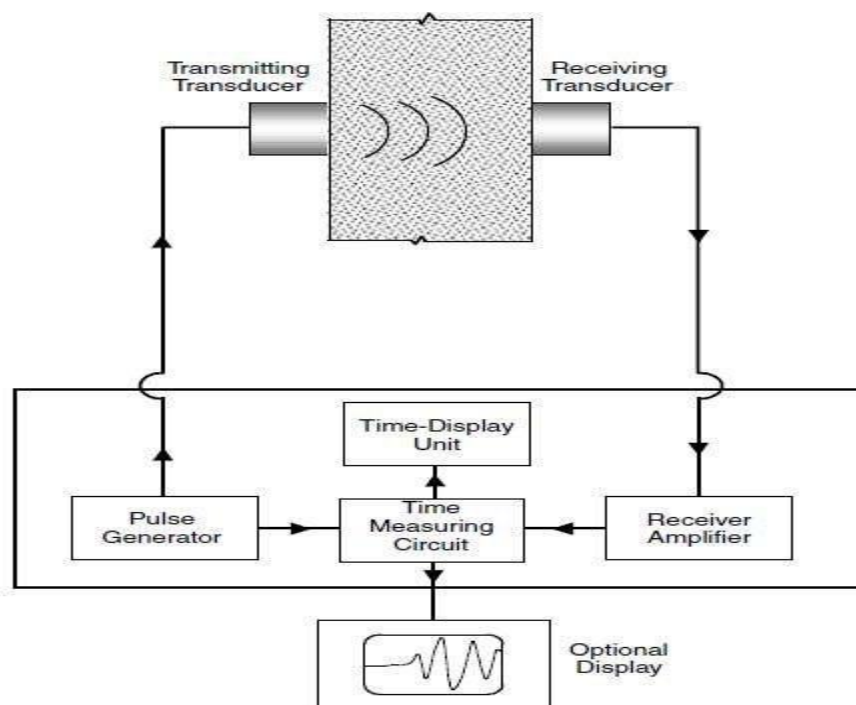


Figure 1. 6: Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion [30]

Un bon accouplement acoustique doit être assuré entre la surface du béton et la face du transducteur, en utilisant un produit de couplage tel que la vaseline, le savon liquide ou la graisse pour éliminer complètement les poches d'air. Si la surface du béton est très rugueuse et irrégulière, il convient de la polir et de l'égaliser par ponçage ou à l'aide d'une résine époxy à prise rapide. Il est également important que les lectures soient répétées par le déplacement et le ré-application des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, avec une attention spéciale à l'élimination de n'importe quelle autre source de vibration, même de manière légère, pendant l'essai [29, 31, 32]. Les trois dispositions possibles dans lesquelles les transducteurs peuvent être arrangés sont données par la figure 1.7.

- faces opposées (transmission directe) ;
- faces adjacentes (transmission semi directe) ;
- la même face (transmission indirecte).

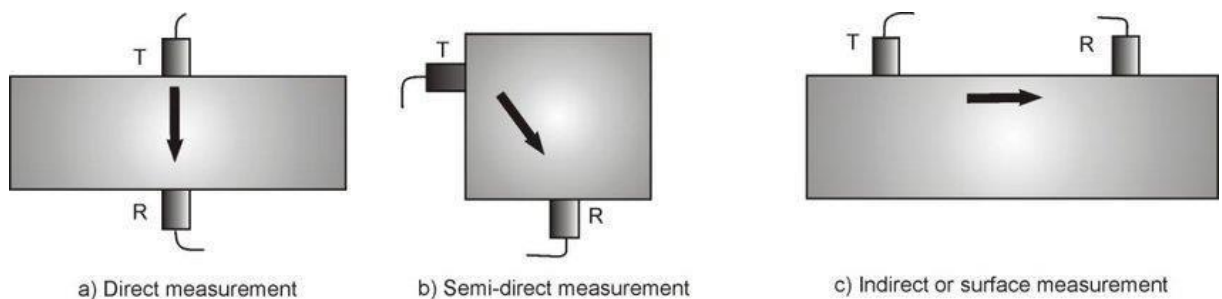


Figure 1. 7: configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique [30]

Des résultats fiables sont obtenus par la méthode directe. La méthode indirecte est la moins satisfaisante, puisque l'amplitude du signal reçu peut être moins de 3 % de celle pour une transmission directe comparable [31].

Les facteurs influençant et la vitesse ultrasonique sont :

Type de ciment : Le type de ciment n'a pas d'effet significatif sur la vitesse d'impulsion. L'utilisation de ciments à durcissement rapide permet d'obtenir une résistance plus élevée pour un niveau de vitesse d'impulsion donné [30].

Rapport : Eau-Ciment (E/C) : Lorsque le rapport Eau/ciment augmente, les résistances à la compression et à la flexion et la vitesse d'impulsion correspondante diminuent en supposant qu'il n'y ait pas d'autres changements dans la composition du béton [30].

Utilisation d'adjuvant : L'entraînement d'air ne semble pas influencer la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression du béton. D'autres mélanges influenceront la vitesse d'impulsion dans approximativement la de la même manière qu'ils influenceraient le taux d'hydratation. Par exemple, l'ajout de chlorure de calcium réduira le temps de prise du béton et augmentera la vitesse à laquelle la vitesse d'impulsion augmente [30].

Age de béton : L'effet de l'âge du béton sur la vitesse d'impulsion est similaire à l'effet sur le développement de la résistance de béton.

Contact du transducteur : Un mauvais contact avec le transducteur ou une pression incohérente appliquée aux transducteurs peut donner une mauvaise lecture de la vitesse d'impulsion peut en résulter [30].

Température du béton : Les variations de température entre 5° et 30°C ont un effet insignifiant sur la vitesse ultrasonique [30].

Humidité et état de cure du béton : La vitesse d'impulsion pour le béton saturé est plus élevée que pour le béton séché à l'air. L'humidité a généralement moins influence sur la vitesse dans le béton à haute résistance que sur le béton à faible résistance en raison de la différence dans la porosité.

Longueur du parcours : Théoriquement la longueur du chemin parcouru par l'onde et la fréquence de l'onde (qui est la même que la fréquence du transducteur) ne doit pas affecter le temps de propagation ; par conséquent, ils ne devraient pas affecter la vitesse d'impulsion. Cependant, dans la pratique, des longueurs de trajet plus petites ont tendance à donner des résultats plus variables et légèrement vitesse d'impulsion plus élevée en raison de la nature inhomogène du béton [30].

Taille et forme d'un spécimen : Dans la plupart des cas, la vitesse d'impulsion ne dépend pas de la taille et de la forme d'un échantillon.

I.7.1.9 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique :

La résistance à la compression du béton croît en même temps que la vitesse ultrasonique avec une relation non linéaire c.à.d. qu'à la grande vitesse, les résistances augmentent plus vite qu'à la faible vitesse. Plusieurs modèles de corrélation ont été proposées dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le tableau 1.11.

Tableau 1. 11: Corrélation proposées par différent auteurs entre la résistance à la Compression et R (MPa) et la vitesse ultrasonique V.

Auteurs	Fonction de corrélation	Plage de résistance (MPa)	Eprouvettes	Référence
Almeida (1993)	$R= 0,0133 V^{5,543}$	40,1-120,3	Cube 150mm	[28]
Pascal et al.(2000)	$R=10^{-28} V^{8,1272}$	30,0-150,0	Cube 150 mm	[28]
Qasrawi (2000)	$R=36,72V - 129,077$	6,0-42,0	Cube 150 mm	[28]
Ulucn et al. (2008)	$R=0,0015 \exp (2,112V)$ $R=0,0031 \exp (2,071V)$	20,09-73,87	Cube 150 mm	[28]

I.8 Méthode combinée des essais non destructifs :

Les variations dans les propriétés du béton ont une incidence sur les résultats des tests (en particulier dans des directions opposées), l'utilisation d'une seule méthode ne serait pas suffisant pour étudier et évaluer propriété requise. Par conséquent, l'utilisation de plus d'une méthode donne des résultats plus fiables. Par exemple, l'augmentation de la teneur en humidité du béton augmente la vitesse de l'impulsion ultrasonique, mais réduit l'indice de rebondissement. Ainsi, en utilisant les deux méthodes ensemble permettra de réduire les erreurs produites en utilisant une seule méthode pour évaluer le béton [33].

I.9 Conclusion :

Une synthèse bibliographique sur les facteurs influençant la quantité du béton à l'état frais et durci ont été discutés. Une synthèse des essais non destructifs les plus fréquents (le scléromètre et l'ultrason) pour l'estimation de la résistance à la compression du béton a aussi été réalisé.

Chapitre II : Etude expérimentale

II.1 Introduction :

Ce chapitre représente les principales caractéristiques des matériaux utilisés. Les essais destructifs et non destructifs effectués sur des spécimens des plusieurs projets, examinés à des âges différents au niveau de Laboratoire centrale des travaux public de Blida.

II.2 Présentation des chantiers choisis :

II.2.1 Projet N°1 :

C'est un ouvrage d'art de construction d'un pont dans la route nationale 69, implanté à Oued El Alleug Wilaya de Blida, confié à l'entreprise de réalisation Cosider sur le doublement, l'entreprise SAPTA sur l'ouvrage d'art et le laboratoire centrale des travaux public (LCTP) pour les contrôles de béton.

Le projet est composé des pieux dans le programme 316 pieux, 158 derrière culée vers Blida et 158 pieux derrière culée vers Tipaza, plus des semelles, des murs soutènements et des poutres. Le béton de coulage retenu pour le calcul est un béton B25/35, et produit au niveau de centrale à béton de l'entreprise SAPTA à Médéa au moyen d'une bétonnière à base des matériaux locaux et transporté par des camions malaxeurs. La mise en place du béton sur chantier est effectuée par une pompe à béton pour les semelles et une grue et un tube plongeur pour les pieux, le coffrage utilisé est un coffrage en acier. Une vue générale du chantier et équipement utilisé est donnée par la figure 2.1.



Figure 2.1 (a) : Vue générale du projet N°1.



Figure 2. 1(b) : Vue du projet N°1 et du camion malaxeur.

II.2.2 Projet N°2 :

C'est un projet de construction d'un ouvrage d'art dans la route de 2eme rocade stade Douira et la route nationale RN 36, confié à l'entreprise de réalisation SAPTA et laboratoire centrale des travaux public (LCTP) pour les contrôles de béton. Le projet est composé de 65 pieux, des semelles, des murs soutènements et des poutres. Le béton de coulage retenu pour le calcul est un béton B25/30 produit au niveau de centrale à béton à Birtouta au moyen d'une bétonnière a base des matériaux locaux et transporté par des camions malaxeurs. La mise en place du béton sur chantier est effectuée par une pompe à béton pour les semelles et une grue et un tube plongeur pour les pieux, le coffrage utilisé est un coffrage en acier. Des vues du chantier et du bétonnage ne cours sont données dans les figures 2.2 (a) et 2.2 (b).



Figure 2.2 (a) : Vue générale du projet N°2 et du bétonnage en cours.



Figure 2. 2(b) : Vue du bétonnage en cours du projet N°2.

II.3 Caractérisation des matériaux utilisés :

II.3.1 Projet N°1 :

- **Ciment** : le ciment est de type CEM II /B 42,5 provenant de la cimenterie LAFARGE de M'sila. Ce ciment est un ciment portland ordinaire dont la résistance minimale à la compression à 28 jours est de 42,5 MPa. Les caractéristiques physiques et mécaniques sont données dans le tableau 2.1

Tableau 2. 1: Caractéristiques physique et mécanique du ciment – CEM II /B 42,5

Masse volumique apparente (ρ_{app}) (kg /m ³)		990
Masse volumique absolue (ρ_{abs}) (kg/m ³)		3045
Finesse SSB (cm ² /g)		4300
Temps de début de prise (heure, minute)		2h30
Temps de fin de prise (heure, minute)		3h30
Résistance à la compression (MPa)	2 Jours	≥ 10
	28 Jours	$\geq 42,5$

- **Sable** : les sables utilisé pour cette étude sont deux types, le premier est fin de Boussaada et le deuxième est concassé lavé provenant d'Algro Bordj Bounaama.
- **Gravier** : les graviers utilisés sont deux types, le premier de classe 8/15 mm et l'autre est de 15/25 tous les deux proviennent de Rechaiga à Tissemsilt.

La figure 3 montre les matériaux utilisés stockés à la centrale à béton.



Figure 2. 3: L'installation des matériaux utilisés.

- **Eau de gâchage :** l'eau utilisée pour la confection de ce béton est celle du robinet considéré comme potable, exempte de toute impureté.
- **Adjuvant :** l'adjuvant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau de nouvelle génération. Il est conçu à base de poly carboxylates et commercialisé sous le nom de SOLUFLOW 3090 produit par MBS (Mawads Building Solutions). En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de créer une forte réduction d'eau et une augmentation de l'ouvrabilité du béton et il permet aussi de réaliser des bétons avec un long maintien d'ouvrabilité, des bétons de haute qualité, des bétons avec de long maintien de rhéologie, même par temps chaud. Sa plage normale d'utilisation est fixée de 0,3 à 3,8 % du poids du ciment. Dans nos formulations on a utilisé un dosage de 3,6 litre. Les caractéristiques de cet adjuvant sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 2: Caractéristiques du SOLUFLOW3090.

Forme	Liquide
Couleur	Marron
pH	5.5 ± 1,5
Densité	1,050 g/cm ³ ± 0,02
Teneur en chlorure	< 0.1 %

II.3.2 Projet N°2 :

● **Ciment** : le ciment utilisé dans cette étude est un ciment composé type CPJ 42,5, fabriqué par la cimenterie de Meftah en Algérie. Sa résistance minimale en compression à 28 jours est de 42.5 MPa. Les caractéristique physiques et mécaniques de ce ciment sont présentées dans le tableau 2.3.

Tableau 2. 3: Caractéristiques physique et mécanique du ciment utilisé

Masse volumique apparente(970
Masse volumique absolue		3025
Finesse SSB		4300
Temps de début de prise (heure, minute)		2h35
Temps de fin de prise (heure, minute)		3h35
Résistance à la compression (MPa)	7jours	26,6
	28jours	42,40

● **Le Sable** : Le sable utilisée est un mélange de deux sables : le premier provenant de Boussaada et deuxième provenant de Cosider Bouzegza. Les caractéristiques de ces sables sont représentées dans le tableau 2.4.

Tableau 2. 4: Les caractéristiques des sables utilisés.

sable	Cosider bouzegza	Boussaada
Classe granulaire	0/4mm	0/1mm
Masse volumique apparente(kg/m^3)	1,54	1,39
Masse volumique absolue(kg/m^3)	2,69	2,61
Moule de finesse	3,58	1,84
SE%	61	0
Densité (T/m^3)	2,69	2,61
Poids (kg/m^3)	798	170

● **Gravier** : Deux type de gravier ont été utilisé ; le premier est de classe granulaire 8/15 mm et l'autre est de 15/25 tous les deux proviennent de Cosider Bouzegza. Les caractérisations des graviers sont illustrées dans le tableau 2.5.

Tableau 2. 5: Les caractéristiques des sables utilisés.

Classe granulaire (mm)	8/15	15/25
Masse volumique apparente(kg/m^3)	1,36	1,37
Masse volumique absolue(kg/m^3)	2,67	2,67
Densité(T/m^3)	2,67	2,67
Poids(kg/m^3)	560	406

● **Eau de gâchage** : L'eau utilisée pour la confection des éprouvettes de béton est celle du robinet considéré comme potable, exempte de toute impureté.

● **Adjuvant (Super plastifiant)** : L'adjuvant utilisé est un super plastifiant haut réducteur d'eau de nouvelle génération. Il est conçu à base de poly carboxylates et sous le nom de POLY FLOW SR 5400. En plus de sa fonction principale de super plastifiant, il permet à consistance égale, une forte réduction de la teneur en eau d'un béton et à dosage en eau constant, il permet une augmentation de la consistance. Les caractéristiques de cet adjuvant sont présentées dans le tableau 2.6.

Tableau 2. 6: Les caractéristiques d'adjuvant utilisé.

Désignations	Couleur	Densité	PH	Teneur en ions CL	Teneur Na2 O éq	Extrait Sec
Résultats	marron	1,07 ±0,02	5±1	≤ 0,1%	≤ 2,5 %	30± 1 %

II.4 Matériel utilisé :

Afin d'assurer le bon déroulement de la partie expérimentale de notre modeste étude, le laboratoire central des travaux publics de Blida a mis à notre disposition le matériel nécessaire pour travailler. Le béton à examiner a été confectionné dans des moules métalliques de forme cylindrique de 16 cm de diamètre et 32 de hauteur. Les essais non destructifs ont été effectués à l'aide d'un scléromètre et d'un ultrason dont les modèles sont les suivants :

- Le scléromètre est de type N (Figure 2.4)
- L'ultrason compte des transducteurs de 50 mm de diamètre et sa fréquence est de 54 kHz (Figure 2.5).

Quant aux essais destructifs par écrasement des éprouvettes ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique de classe A et une charge maximale de 2000 kN (Figure 2.6).



Figure 2. 4: Appareil du scléromètre utilisé.



Figure 2. 5: Appareil de l'ultrason utilisé.



Figure 2. 6: Presse hydraulique utilisée.

II.5 Déroulement des essais :

L'étude expérimentale a été réalisée au laboratoire central des travaux publics à Blida sur trois étapes. La première consistait à la caractérisation des matériaux utilisés. Ensuite, on s'est intéressée à la vérification et l'identification des agrégats donnés par la formulation au niveau de laboratoire, puis à la confection des éprouvettes sur site. Enfin les essais non destructifs et destructifs ont été effectués sur les spécimens confectionnés à 7 et 28 jours.

II.5.1 Formulation de béton :

Les bétons prélevés sur les deux sites choisis pour cette étude, présentent réellement plusieurs sortes de formulation. L'étude de la composition de béton ordinaire consiste à définir le mélange optimal des différents granulats, dont on dispose ainsi que le dosage en ciment et en eau pour obtenir un béton qui répond aux spécifications recherchés. La méthode que nous avons utilisée pour la composition de béton dans le projet 1 est la méthode de Fury tandis que la méthode de Dreux-Gorisse a été utilisé pour le projet 2. Les formulations adaptées sont données sous forme des dosages pondéraux dans les tableaux 2.7 et 2.8.

Tableau 2. 7: La formulations préconisées pour le projet N°1.

	Ciment	Sable		Gravier		Eau	Adjuvant
		S1	S2	G1	G2		
La provenance	ACC M'sila	Boussaada	Algro	Rechaiga	Rechaiga	Potable	MBS
Le Type	CJP 42,5	0/1	0/4	8/15	15/25	--	Super plastifiant
Le Dosage (kg/m³)	400	96	779	501	524	190 L	3,6L
Classe de résistance	Le Rapport E/C		Gravier/Sable(G/S)		Affaissement		
C25/30	0,48		1,17		S4		

Tableau 2. 8: La formulations préconisées pour le projet N°2.

	Ciment	Sable		Gravier		Eau	Adjuvant
		S1	S2	G1	G2		
La provenance	Mefrah	Boussaada	Cosider Bouzegza	Cosider Bouzegza	Cosider Bouzegza	Potable	Poly Flow SR 5400
Le Type	CJP 42,5	0/1	0/4	8/15	15/25	--	Super plastifiant
Le Dosage (kg/m ³)	350	170	798	560	406	158 L	3,5L
Classe de résistance		Le Rapport E/C		Gravier/Sable(G/S)		Affaissement	
C25/30		0,45		1,1		S4	

II.5.2 Essais de vérification la qualité des matériaux :

II.5.2.1 Essai de la teneur en eau :

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. Dans cette essai nous avons préparé un récipient propre, sec et taré, et placer un échantillon humide de sable 0/1, de 0/3 et un gravier de 8/15, de 15/25. On les place à l'étuve à 105°C après 24 heures on mesure le poids (Figures 2.7 et 2.8). Les résultats sont présentés dans le tableau 2.3.



Figure 2. 7: Les agrégats étudiés



Figure 2. 8: L'étuve de séchage des agrégats.

Les résultats sont présentés dans le tableau 2.9.

Tableau 2. 9: les quantités et résultats d'essai de la teneur en eau.

	15/25	8/15	0/3	0/1
La tare (T)g	2072,1	815,9	2077,9	1997,6
T+Mu (g)	11673,1	7063,0	10787,9	9558,5
T+Ms	11649,2	7050,3	10654,7	9339,3
Ms/Mu	0,9	0,9	0,9	0,9

II.5.2.2 Essai de détermination de la propreté superficielle :

La propreté superficielle des gravillons est définie comme étant le pourcentage pondéral des particules de dimensions inférieures à 0,5 mm adhérentes à la surface ou mélangées à un granulat de dimension supérieur à 2 mm. Les éléments fins contenus dans le granulat à tester sont séparés par lavage sur un tamis d'ouverture 0,5 mm, leur pourcentage est déterminé par pesées après séchage du refus [34]. L'essai a été réalisé au niveau de laboratoire LCTP Blida sur les classes granulaires 3/8, 8/15 selon la norme NFP 18-591, où nous avons pris une quantité de 0, 2D (kg) pour les granulats.

- Préparé deux masses à partir de M (M1h et Mh)
- Ensuite, nous avons séché la masse M1h à l'étuve à 105°C jusqu'à une masse constante
- Pesé M1s et calculer Ms par la formule: $Ms=(M1s/M1h) *Mh$

- Tamisé sous eau l'échantillon Mh sur le tamis 1,6mm (ou 0,5 mm)
- Récupéré le refus et séché le à l'étuve a 105°C, après, tamisé à nouveau sur même tamis
- Pesé ce refus (m'). La propreté superficielle est obtenue par le rapport : $m = M_s - m'$ $P = (m/M_s) * 100$ avec; m : la masse sèche des éléments inférieurs à 0.5 mm($m=M_s-m'$) m': la masse sèche des éléments supérieurs à 0.5 mm Ms: la masse sèche de l'échantillon soumis à l'essai.

Les résultats sont indiqués dans les tableau 2.10 et 2.11.

Tableau 2. 10: Résultats des mesures de propreté superficielle des granulats pour la formulation 1.

Classe de l'agrégat	Propreté superficielle	Spécifications
8/15 (3kg de masse initiale)	0,83	< 3%
15 /25 (5kg de masse initiale)	0,004	

Tableau 2. 11: Résultats des mesures de propreté superficielle des granulats pour la formulation 2.

classe granulaire	f(%)	Vss
8/15 Cosider bouzegza	0,30	1,5
15/25 Cosider bouzegza	0,5	

Les résultats des essais de la propreté superficielle des granulats sont très satisfaisants et acceptable vis-à-vis de la spécification.

II.5.2.3 Essai d'équivalent de sable :

Cet essai est utilisé pour évaluer la propreté des sables entrant dans la composition des bétons. L'essai consiste à séparer les particules fines contenues dans les sables. L'essai d'équivalent de sable rend compte globalement de la quantité des éléments fins contenus dans les granulats, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments plus fins (argile par exemple). Les éléments sableux, élément grenus et non flocculables sédimentent dans le fond de l'éprouvette. Les éléments fins, éléments formant le flocculat, restent en suspension dans la solution. Plus l'équivalent de sable est élevé, moins le matériau contient des éléments fins nuisibles. Cet essai permet donc de mettre en évidence la proportion relative de poussière fine ou des éléments argileux dans les sables [34].

Dans cette essai nous avons préparé deux échantillons de sable 0/1 et 0/3 de masse $120 \pm 1g$ selon la norme française NF P 18-598 Edition 10-1991 (Figure 2.9).



Figure 2. 9: Les quantités des sables étudiés.

Nous avons commencé l'exécution de l'essai en remplissant l'éprouvette cylindrique, avec une solution lavant jusqu'au trait repère inférieur et verser la prise d'essai ($m=120g$) soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette, on laisse-le reposer dix minutes puis boucher l'éprouvette et on le fixer sur la machine d'agitation (90 cycles en $30s \pm 1s$).



Figure 2. 10: Les outils d'essai et la machine d'agitation.

Ensuite, nous avons rincé les parois de l'éprouvette avec une solution lavante en descendant le tube laveur en l'enfonçant jusqu'au fond de l'éprouvette. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait du repère supérieur, on relève le tube et on le laisse se reposer. Puis, on mesure à l'aide du réglet la hauteur h_1 du niveau supérieur du floculat pour chaque éprouvette. La hauteur h_2 du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette est ensuite mesurée. Le piston taré dans l'éprouvette est descendu doucement jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment. Enfin, on bloque le manchon et on mesure la hauteur du sédiment h_2 . Les résultats de l'essai indiqués dans les tableaux 2.12 et 2.13.

Tableau 2. 12: Equivalent de sable pour la formulation N°1

Type de sable	Eprouvette N°	Hauteur total h1(cm)	Hauteur h'2 (cm)	Hauteur du sédiment h2=43h'2	Es (%) = h2/h1	Es moyen (%)
Sable 0/3	1	9,9	35,2	7,8	78,8	79,4%
	2	10	35	8	8	
Sable 0/1	1	30,4	35,8	7,2	25,65	25,35%
	2	30	35,5	8	25	

Tableau 2. 13: Essai d'équivalent de sable pour la formulation N°2

Type de sable	Provenance	ES%
0/4	Cosider bouzegza	61
0/1	Boussaada	/

II.5.2.4 Essai d'analyse granulométrique par tamisage :

Les granulats sont classés en fonction de leur granulométrie déterminée par analyse granulométrique sur des tamis de contrôle à mailles dans une série normalisée. Ils sont désignés par d et D qui représentent respectivement la plus petite et la plus grande des dimensions des grains constituant le granulat. Ils sont appelés fillers, sables, sablons, gravillons, cailloux, ou graves selon leur classe granulaire d/D ou 0/D lorsque d est inférieur à 1 mm [2].

L'essai a été conduit au niveau de laboratoire d'après la norme NF EF 933-1 (Mai 2012).

L'essai consiste à classer les différentes familles des grains d'un échantillon de sable 0/1 (1000g), 0/3 (600g) et de gravier 8/15 (3000g), 15/25 (5000g), à l'aide d'une série de tamis emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas, le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Les résultats de essais de granulométrie pour la formulation 1 sont données par le Tableau 2.14 et la Figure 2.11.

Tableau 2. 14: Pourcentages des classes des graviers analysés.

Fractions	8/15	15/25	Spécifications
Refus à D	1,47 %	0 %	1 à 15 %
Tamisé à d	21,02 %	42,85 %	1 à 15 %
Tamisé à (D+d)/2	72 %	94,97 %	33 à 66 %

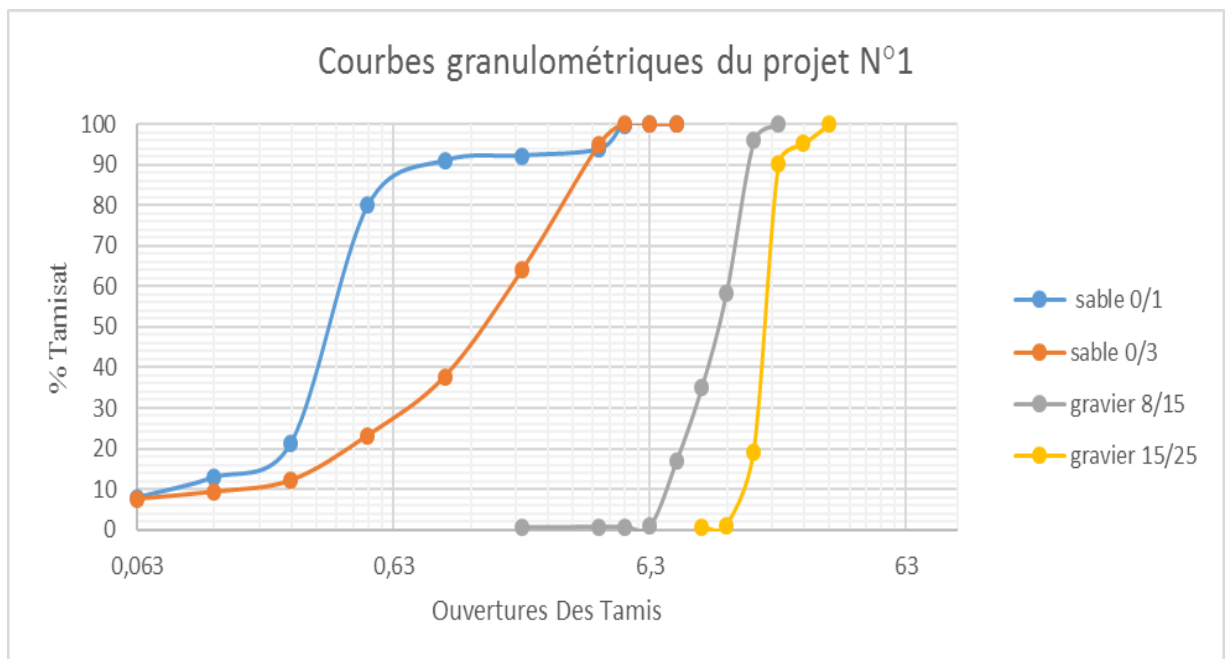


Figure 2. 11: Courbes granulométriques du projet N°1.

D’après la courbe granulométrique, nous pouvons remarquer que cette courbe est continue et qu’il n’y a pas d’un manque d’une classe granulaire. Les échantillons sont donc compatibles et la nature des échantillons est du sable fin et grossier et du gravier, on peut déduire aussi d’après le tableau 2.16 que les vraies classes des graviers analysés sont 5/16 et 12,5/20. Pour la formulation N°2, les résultats des essais de l’analyse granulométrique sont données dans les tableaux 2.15 à 2.18 et la figure 2.12.

Tableau 2. 15: L’analyse granulométrique du sable 0/4.

Ouverture des tamis (mm)	Masse de Refus Ri (g)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)
6,3	0	0,0	100,0
5	3	0,3	99,8
4	72	6,3	93,8
2	394	39,1	60,9

1	268	61,4	38,6
0,5	181	76,5	23,5
0,25	103	85,1	14,9
0,125	57	89,8	10,2
0,063	28	92,2	7,8

Tableau 2. 16: L'analyse granulométrique du sable 0/1.

Ouverture des tamis (mm)	Masse de Refus Ri (g)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)
4	0	0,0	100,0
2	0	0,0	100,0
1	20	1,7	98,3
0,5	334	29,5	70,5
0,25	429	65,3	34,8
0,125	268	87,6	12,4
0,063	72	93,6	6,4

Tableau 2. 17: L'analyse granulométrique du gravillon 8/15.

Ouverture des tamis (mm)	Masse de Refus Ri (g)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)
16	124	4,1	95,9
12,5	1128	41,7	58,3
10	1062	77,1	22,9
8	497	93,7	6,3
6,3	163	99,1	0,9
5	26	100,0	0,0

Tableau 2. 18: L'analyse granulométrique du gravillon 15/25.

Ouverture des tamis (mm)	Masse de Refus Ri (g)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)	Pourcentage de refus (Ri/M1 x100)
31,5	0,0	0,0	100,0
25	0	0,0	100,0
20	1569	31,4	68,6
16	2427	79,9	20,1

12,5	971	99,3	0,7
10	33	100,0	0,0
8	0,0	100,0	0,0

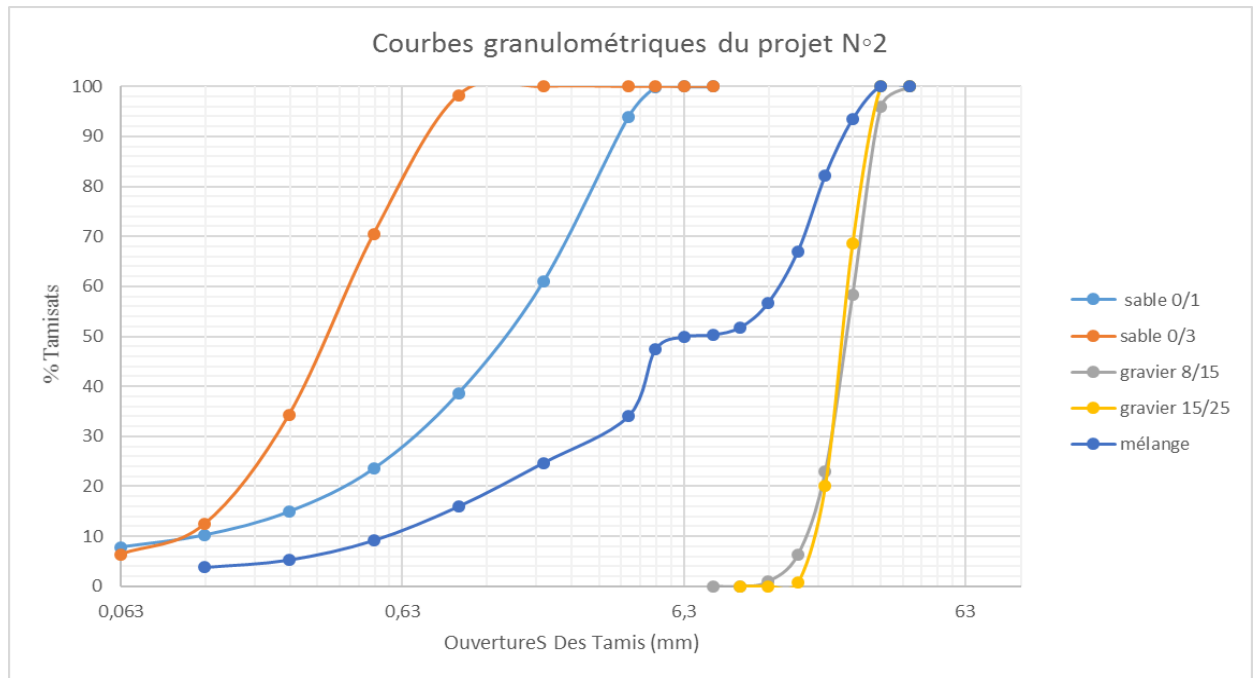


Figure 2. 12: Courbes granulométriques du projet N°2.

II.5.2.5 Essai de détermination la masse volumique réelle :

La masse volumique absolue pabs d'un matériau est le rapport de la masse par l'unité de volume absolue. L'essai a été réalisé selon la norme NF EN 1097-6 (4 janvier 2014) Réf : E.M-G/6. Nous avons commencé l'essai par la pesée du pycnomètre vide et ensuite rempli d'eau jusqu'au repère (M3). Après, on a pesé 500g (M4) de sable (0/1, 0/3) et de gravier (8/15, 15/25), on introduit le matériau dans le pycnomètre, on complète le remplissage du pycnomètre avec de l'eau et on pèse l'ensemble soit (M2). La masse volumique absolue est donnée par la formule :

$$p_{abs} = \rho_w \times M4 / (M4 - (M2 - M3))$$

, Sachant que :

M3 : le poids de pycnomètre + l'eau

M2 : le poids de pycnomètre + l'eau + masse d'échantillon

M4 : la masse de la prise d'essai séché à l'étuve dans l'air (g)

La masse volumique de l'eau : $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$, avec une température d'eau 24°C.

Les figures 2.13 et 2.14 montrent le déroulement de l'essai. Les résultats sont données dans les tableaux 2.19 et 2.20.



Figure 2. 13: La masse de pycnomètre + l'eau.



Figure 2. 14: La masse M2 de sable 0/1.

Tableau 2. 19: Masse volumique absolue pour la formulation N°1

Type d'échantillon	La masse de pycnomètre vide	M2	M3	M4	ρ_{abs}
Gravier 15/25	2590	3795,4	3475,1	500	2,78
8/15	2590	3794,8	3475,1	500	2,77

Sable 0/3	2590	3791,2	3475,1	500	2,71
0/1	2590	3790,8	3475,1	500	2,71

Tableau 2. 20: Masse volumique absolue et apparente pour la formulation N°2.

Classe granulaire	Masse vol. absolue (t/m^3)	Masse vol. apparente (t/ m^3)
0/4 Cosider bouzegza	2,69	1,54
0/1 Boussaada	2,61	1,39
8/15 Cosider bouzegza	2,67	1,36
15/25 Cosider bouzegza	2,67	1,37

Les résultats des essais de la masse volumique absolue sont très satisfaisants et acceptable vis-à-vis de la spécification.

II.5.2.6 Essais de détermination les caractéristiques mécaniques et physique des granulats :

II.5.2.6.1 Essai Los Angeles :

Cette essai permet de mesurer les résistances combinées aux chocs et à la détérioration progressive par frottement réciproques des éléments d'un granulat. Nous avons fait ce mode opératoire selon la norme NF EN 1097-2 (Juin 2010). Au début, nous avons tamisé l'échantillon de gravier 8/15 avec une masse initial $M_1=5000g$ dans les tamis 14 et 10mm, et mis dans la machine avec 11 boules, réglée à 500 tour en 15 minutes (Figure 2.15). Après l'essai, on emporte les granulats et on les ramasse dans le bac placé sous l'appareil (Figure 2.16). On passe le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm puis on lave le refus à 1,6 mm dans un autre bac (Figure 2.17). Dès que le refus est séché à l'étuve alors on détermine les poids de la pesée m qui donnée, $m = 3760,3g$ (la masse sèche après l'essai) et on calcule le coefficient Los Angeles par la formule : $LA = (M_1 - m) / M_1 \times 100 = (5000 - 3760,3) / 5000 \times 100 = 24,8 \%$.

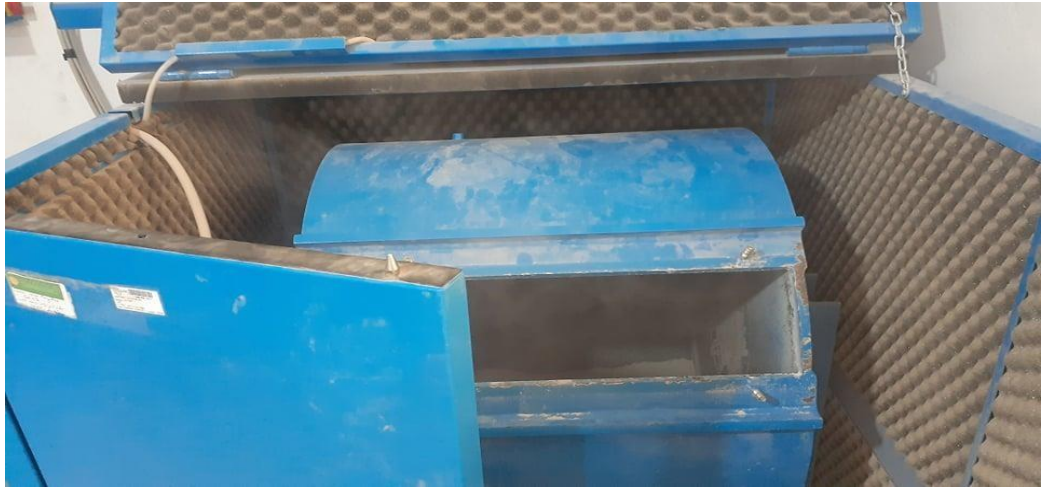


Figure 2. 15: La machine d’essai los Angeles.



Figure 2. 16: Etat du granulat en fin d’essai (500 tours).



Figure 2. 17: Récupération du granulat dans le tamis 1,6mm.

Tableau 2. 21: Résultats l’essai los Angeles de formulation N°2.

Classe granulaire	LA	VSS	Catégorie EN	code
10/14	22	30	<i>LA30</i>	<i>AA</i>

II.5.2.6.2 Essai Micro-Deval :

Cet essai a été réalisé dans but de déterminer la résistance à l'usure par le frottement réciproque des éléments d'un granulat, selon la norme NF EN 1097-1 (Aout 2011) (Figure 2.18).



Figure 2. 18: La machine d'essai Micro-Deval.

Nous avons pris 500 g de gravier 8/15 tamisé dans les tamis de 10 et 14 mm et mis dans la machine avec une charge des boules 5 kg plus 2 L d'eau, la durée d'essai deux heures dans 12000 tours (Figure 2.19).



Figure 2. 19: Quantité des boules utilisées dans l'essai.

Enfin, nous séparons l'échantillon et les billes (Figure 2.20) et on le lave dans un tamis 1,6 et et le sécher ensuite dans un four pendant 5 heures au minimum, puis on pèse la quantité obtenue. Les résultats étaient les suivants : $M=500\text{g}$, $m=419,5$;

$$\text{MDE} = (M-m) / 5 = (500-419,5) / 5 = 16,1 \%$$



Figure 2. 20: Récupération et séparation du matériau.

Les résultats des essais mécaniques et physique des granulats sont très satisfaisants et acceptable vis-à-vis de la spécification qui donne la limite à ne pas dépasser de 40%.

II.5.3 Essais de convenance :

II.5.3.1 Essai de cône d'Abram :

Cet essai consiste à mesurer la hauteur d'affaissement d'un volume tronconique de béton frais où ce dernier est compacté dans un moule ayant la forme d'un tronc de cône (un diamètre intérieur à sa base de 200 mm, un diamètre intérieur à son sommet de 100 mm et une hauteur de 300 mm). Lorsque le cône est soulevé verticalement, l'affaissement du béton permet de mesurer sa consistance [2]. L'essai a été conduit selon la norme NF EF 12350-2 au niveau de la centrale à béton SAPTA à Médéa. On commence avec l'humidification du moule et le plateau de base, puis on place le moule et on la fixe sur la plaque. Ensuite, le cône est rempli avec du béton frais en trois couches et chaque couche est piquée par 25 coups à l'aide de la tige d'acier lisse de diamètre 16 mm et à extrémité arrondie. Enfin, le cône est arasé avec une tige et levé immédiatement, verticalement et doucement en le tournant un peu pour le démouler puis on peut mesurer l'affaissement du béton frais (Figures 2.21 et 2.22).

À partir l'analyse de cône d'Abram faite nous avons obtenus que l'affaissement (190 mm) de classe S4 donc le béton est fluide, très humide et à maniabilité élevée selon la classe d'affaissement de béton (NF EF 12350-2).



Figure 2. 21: Les étapes de l'essai de cône d'Abram.



Figure 2. 22: Mesure de l'affaissement de béton.

II.5.3.2 Essai de prélèvement :

Nous avons fait les premiers prélèvements dans la centrale à béton pour confirmer les résultats de l'essai des écrasements donné par la formulation préconisée. Les premières étapes étaient d'humidifier les moules, puis de les remplir en deux couches et de battre le moule à l'aide d'un marteau pour éliminer les bulles d'air. Après 24 heures de durcissement de béton, les moules sont démoulées et conservés dans l'eau jusqu'à l'âge de l'essai à 7 et 28 jours (Figures 2.23).



Figure 2. 23: Les étapes des prélèvements de béton.

II.5.4 Environnement de conservation :

Toutes les éprouvettes ont été couvertes et stockées dans l'environnement de chantier. Après 24 heures de la confection, les éprouvettes en question ont été démoulées et conservées dans l'eau en laboratoire à $20\text{ °C} \pm 2$ (Figure 2.24).



Figure 2. 24: Le bassin de conservation des éprouvettes.

II.5.5 Répartition du nombre d'éprouvettes :

Les prélèvements du béton dans un seul chantier sont de trente éprouvettes réparties à l'âge 7 jours et 28 jours (dans chaque coulage nous avons prélevés 6 éprouvettes), et donc le nombre total d'éprouvettes est de 60 (Tableau 2.22).

Tableau 2. 22: Répartition du nombre des éprouvettes confectionnées.

Mode de conservation	Age (jours)	Nombre d'éprouvette confectionnées	
		Projet N°1	Projet N°2
Eau en Laboratoire	07	15	15
	28	15	15

II.5.6 Procédure des essais :

Les essais sur éprouvette ont été effectués à l'âge de 7 et 28 jours au niveau de laboratoire.

II.5.6.1 Préparation des éprouvettes :

Au début de chaque essai, les éprouvettes ont été pesées à l'aide d'une balance de 5g de précision et ensuite on a effectué un ponçage des deux faces à l'aide d'une rectifieuse spéciale (Figure 2.25) afin de les préparer aux essais non destructifs.



Figure 2. 25: Surfaçage des éprouvettes.

II.5.6.2 Essai ultrasonique :

Avant de procéder aux essais à l'ultrason, on a pris le soin de vérifier le bon fonctionnement par étalonnage de l'appareil en utilisant le barreau de calibrage (Figure 2.26).



Figure 2. 26: Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage.

Pour chaque éprouvette, les essais à ultrason ont été effectués en deux sens selon la méthode par transmission direct de telle façon que le sens de mesure du temps de transit dans les deux côtés lisse et opposés d'éprouvette. On a placé les deux transducteurs en interposant entre eux une couche mince de la vaseline (Figure 2.27), puis l'enregistrement du temps de transit

en micro seconde est réalisé (Figure 2.28). Les résultats des essais à l'ultrason correspondant à chaque éprouvette cylindrique est la valeur médiane de deux mesures effectuées selon les deux sens, et par conséquent la vitesse des ultrasons calculée est exprimée à 0,01 km/s près, selon la norme NF EN 12504-4.



Figure 2. 27: Vaseline utilisée dans l'étude.

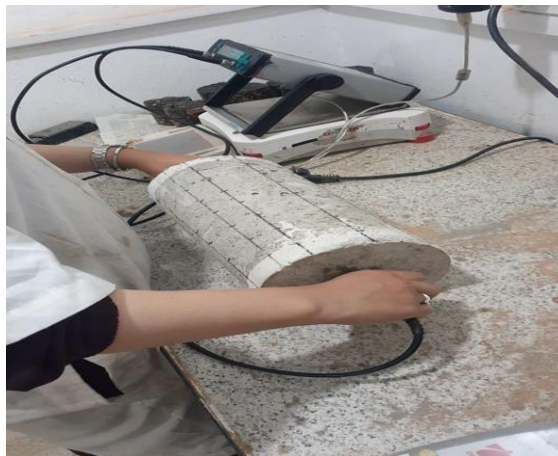


Figure 2. 28: Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores.

II.5.6.3 Essai sclérométrique :

Pour les essais au scléromètre on a d'abord essuyé toutes les traces de la vaseline appliqué auparavant. Ensuite un quadrillage est marqué sur les éprouvettes et l'éprouvette est mise entre les plateaux de la presse avec lesquelles les deux côtés lisse et opposés d'éprouvette ont été en contact.

Après avoir réglé la vitesse de chargement à 0,5 MPa/s, on a maintenu l'éprouvette entre les plateaux par compression sous une charge initiale de l'ordre de 15% de la charge finale c'est-à-dire de 30 à 90 kN.

Les essais au scléromètre ont été effectués à la position horizontale de l'appareil sur trois faces de l'éprouvette (Figure 2.29). On a pris 9 mesures espacées de plus de 4 cm et la valeur médiane est calculée comme indice de rebondissement.



Figure 2. 29: Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.

II.6 Ecrasement des éprouvettes :

Finalement on a effectué et réalisé les essais destructifs par écrasement d'éprouvette sous une charge appliquée jusqu'à la rupture (Figure 2.30). Le résultat de l'essai correspondant à chaque éprouvette est la valeur de la charge finale de rupture selon la norme européenne NF EN12390-3.



Figure 2. 30: Essai d'écrasement à la compression.

II.7 Résumé des variables étudiées :

Dans la partie expérimentale, les prélèvements de béton ont été effectués sur site dans chaque coulage et les essais destructifs et non destructifs ont été réalisés à deux formulations différents.

Les spécimens conservés dans l'eau et examinés à différents âges au niveau de laboratoire. L'organigramme suivant (Figure 2.31) résume le programme expérimental réalisé.

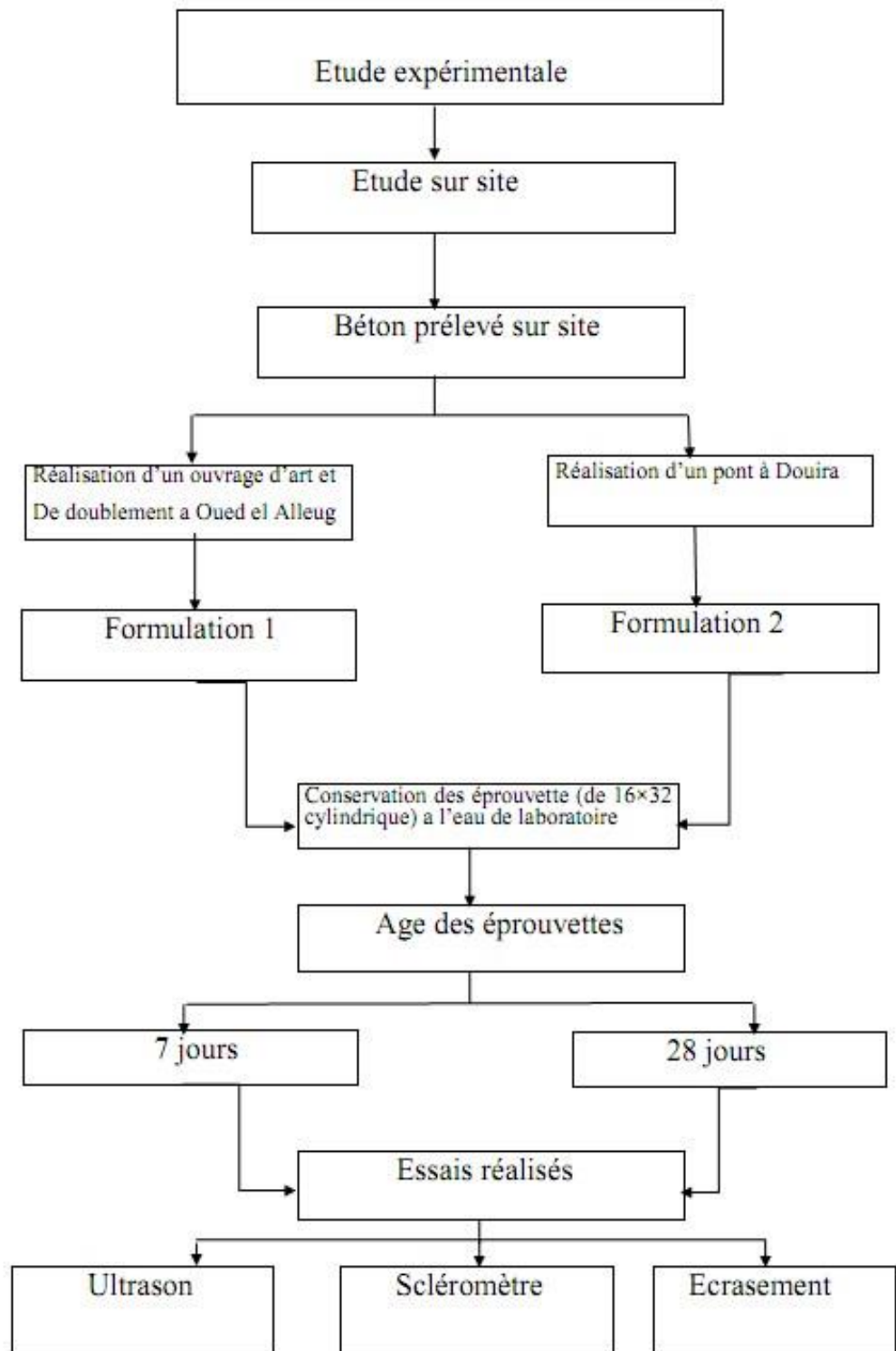


Figure 2. 31: résumé le programme expérimental réalisé

Chapitre III : Résultats et discussions

III.1 Introduction :

L'étude expérimental s'intéresse principalement à l'établissement des corrélations simples et convenables entre les essais destructifs et non destructifs (scléromètre et ultrason) effectués sur des spécimens du béton à base des matériaux locaux qui sont confectionnés sur chantier conservé à l'eau et testés à 7 et 28 jours, Cette approche représente un objectif particulièrement attirant pour le contrôleur de la qualité de béton.

III.2 Résultats de l'étude expérimentale :

L'étude est basée sur les essais non destructifs qui sont effectués sur des spécimens cylindriques (32×16). Le béton faisant l'objet de cette étude est prélevé sur deux chantiers avec un dosage de constituants différents. Les résultats obtenus lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents bétons prélevés sur les deux chantiers, sont présentés dans les tableaux de 3.1 jusqu'à 3.4.

Tableau 3. 1: Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N°1.

Désignation			Spécimen cylindrique de 16×32 conservé dans l'eau			
Prélèv.	L'élément coulé	Epr.	Le poids (kg)	Vu (km /s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
1	Pieu N2 Ms5' coté Blida. (Mur soutènement 5)	1	15,291	3,015	22	26,3
		2	15,364	3,035	21	26,77
		3	15,309	3,171	22	28,32
2	Pieu N1 Ms7' coté Blida Pieu N6 Ms7' coté Blida.	1	15,466	3,164	24	34,1
		2	15,460	3,21	23	32,47
		3	15,434	3,138	23	32,66
3	Pieu N2 Ms7' coté Blida Pieu N5 Ms7'	1	15,481	3,309	24	33,18
		2	15,496	3,334	23	32,5
		3	15,456	3,295	24	31,52
4	1 ^{er} voile Ms4' coté Blida.	1	15,332	3,415	25	33,28
		2	15,352	3,315	25	34,98
		3	15,364	3,467	24	31,63
5	Pieu N4 Ms4' coté Blida.	1	15,628	3,342	24	32,24
		2	15,632	3,407	23	32,1
		3	15,612	3,312	24	31,62

Tableau 3.2 : Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N°1.

Désignation			Spécimen cylindrique de 16×32 conservé dans l'eau			
Prélèv.	L'élément coulé	Epr.	Le poids	Vu (km /s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
1	Pieu N2 Ms5' coté Blida. (Mur soutènement 5)	1	15,495	3,052	24	26,41
		2	15,367	3,081	23	26,32
		3	15,597	3,167	23	28,33
2	Pieu N1 Ms7' coté Blida Pieu N6 Ms7' coté Blida.	1	15,296	3,512	28	37,35
		2	15,422	3,585	29	39,24
		3	15,423	3,452	28	37,72
3	Pieu N2 Ms7' coté Blida Pieu N5 Ms7'	1	15,149	3,453	30	42,91
		2	15,169	3,517	29	41,51
		3	15,210	3,508	29	40,20
4	1 ^{er} voile Ms4' coté Blida.	1	15,367	3,427	25	28,21
		2	15,350	3,399	28	34,78
		3	15,376	3,495	26	29,46
5	Pieu N4 Ms4' coté Blida.	1	15,625	3,360	27	36,39
		2	15,630	3,427	25	34,84
		3	15,633	3,320	26	31,61

Tableau 3. :

2 Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N°2.

Désignation			Spécimen cylindrique de 16×32 conservé dans l'eau			
Prélèv.	L'élément coulé	Epr.	Le poids	Vu (km /s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
1	Pieu N°05 Culee N°01 Coté Douira	1	15.760	3.307	24	31.4
		2	15.790	2.902	23	28.4
		3	15.694	3.384	26	32.6
2	Pieu N° 04 Culee N° 01 coté Douira	1	15.722	2.940	22	31.2
		2	15.704	2.909	20	29.3
		3	15.801	3.146	24	31.2
3	Protection Grte voile + Dalle PK 0+401 au PK 0+416	1	14.429	2.606	17	23.5
		2	14.489	2.999	18	25.2
		3	14.406	2.629	17	26.1
4	Radier pour Dalot de Bretelle N 4	1	15.995	3.409	22	32.4
		2	15.846	2.759	22	28.6
		3	15.749	2.902	23	31.9
5	Semelle culée N 2 Coté Baba Hassan Alger	1	15.670	3.516	28	33.3
		2	15.802	3.487	24	33.1
		3	15.683	2.864	21	31.4

Tableau 3. :

3 Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N°2

Désignation			Spécimen cylindrique de 16×32 conservé dans l'eau			
Prélèv.	L'élément coulé	Epr.	Le poids	Vu (km /s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
1	Pieu N°05 Culee N° 01 Coté Douira	1	15.901	3.645	29	37.7
		2	15.856	2.785	26	32.40
		3	15.945	3.999	32	41.8
2	Pieu N° 04 Culee N° 01 Coté Douira	1	15.722	2.846	25	34.9
		2	15.704	2.999	24	34.8
		3	15.801	3.544	28	35.8
3	Protection Grte voile + Dalle PK 0+401 au PK 0+416	1	15.243	2.963	25	34.2
		2	15.316	3.415	27	35.8
		3	15.270	3.601	29	36.9
4	Radier pour Dalot de Bretelle N 4	1	15.790	3.573	30	39.3
		2	15.841	3.999	32	42.4
		3	15.820	3.630	31	41.3
5	Semelle culée N 2 Coté Baba Hassan Alger	1	15.980	3.666	31	41.8
		2	15.811	3.655	30	39.4
		3	15.769	3.690	29	40.5

III.3 Analyse des résultats de la vitesse ultrasonique :

III.3.1 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique de Formulation de projet 1 :

Les figures 3.1 et 3.2 montrent les courbes de corrélation développées entre les résistances à la compression par écrasement « R » et les vitesses ultrasoniques « V » correspondantes, qui sont effectuées sur des spécimens conservés dans l'eau. Ces corrélations rassemblent les bétons prélevés sur le 1er site et examinés à différents âges.

L'expression proposée pour le projet 1 à 7 jours est donnée par la figure 3.1 en forme exponentielle et elle est présentée par l'équation (3.1) avec un coefficient de corrélation $r=0,62824372$ et $R^2=0,1441$. Ceci montre une faible corrélation.

$$R = 3 \exp(0,7201V) \quad (3.1)$$

L'expression proposée par la figure 3.2 est celle du même projet mais à 28 jours d'âge.

Elle est par l'équation (3.2) avec un coefficient de corrélation plus grand et par conséquent une meilleure corrélation $r=0,75168566$ et $R^2=0,5916$.

$$R = 2 \exp(0,8365V) \quad (3.2)$$

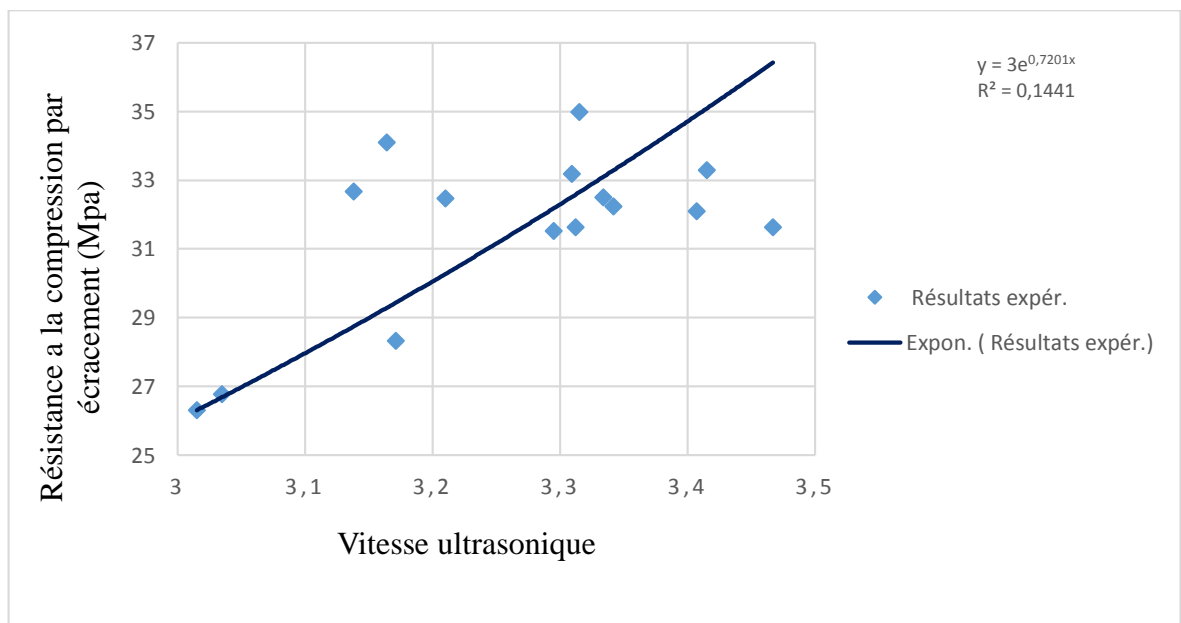


Figure 3. 1: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 7 jours pour le projet 1.

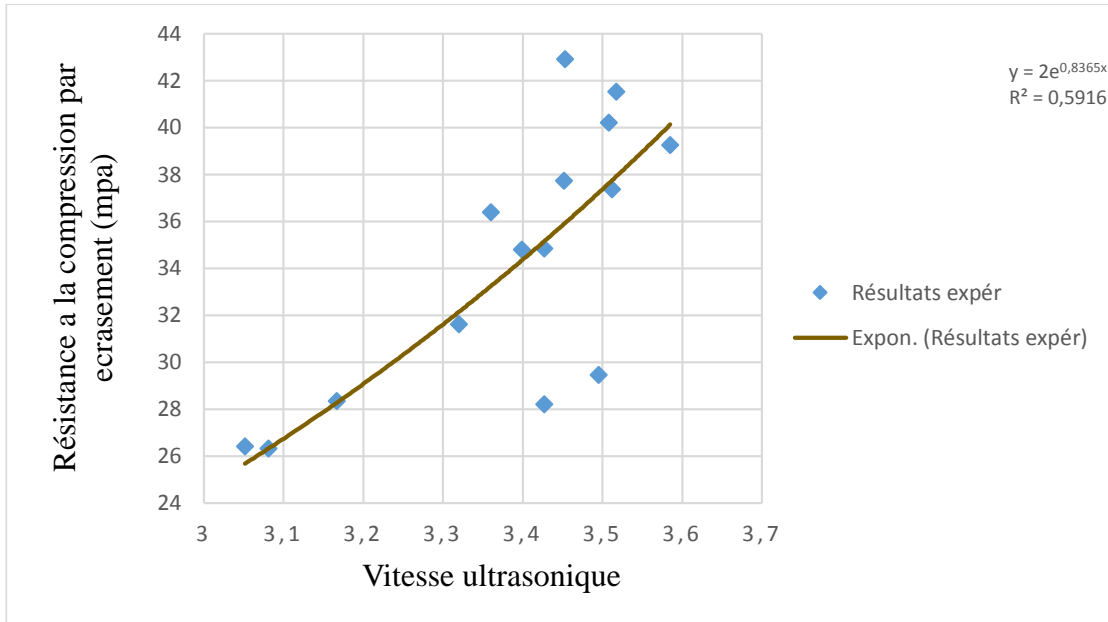


Figure 3. 2: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 28 jours pour le projet 1.

III.3.2 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique de formulation de projet 2 :

La figure 3.3 montre une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement (R) et la vitesse ultrasonique (V) correspondante. L'expression proposée à cette corrélation est une fonction exponentielle avec un coefficient de corrélation $r = 0.76898731$ et $R^2 = 0,567$.

$$R = 13,333 \exp(0,2639V) \quad (3.3)$$

D'après la figure 3.3, on peut conclure qu'il existe une corrélation moyenne ($r = 0.768$) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques.

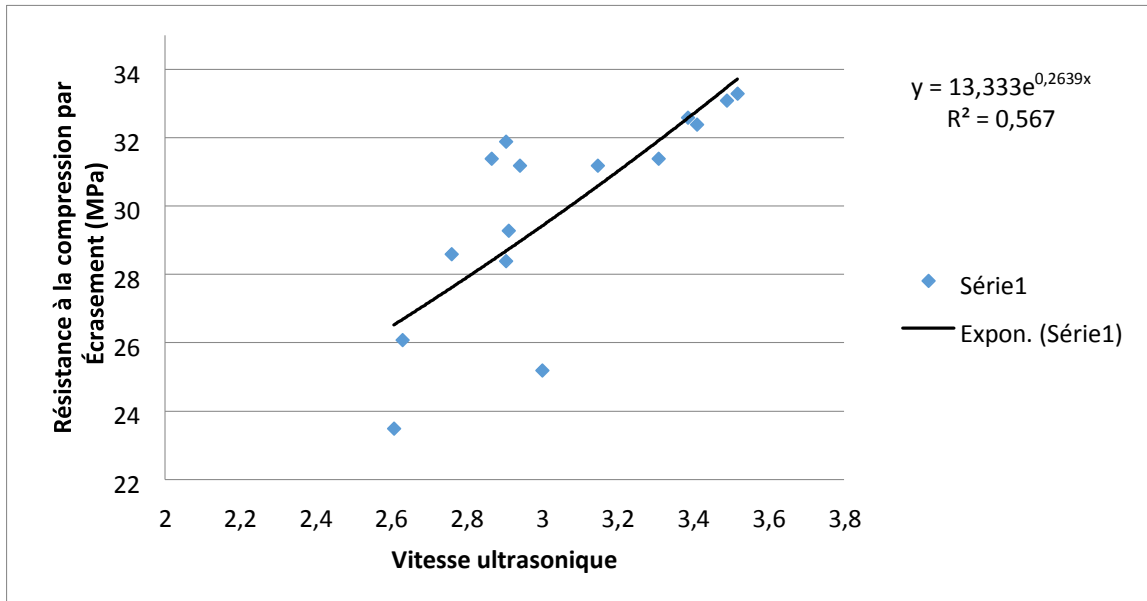


Figure 3. 3: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 7 jours pour le projet 2.

La figure 3.4 montre une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement (R) et la vitesse ultrasonique (V) correspondante. L’expression proposée à cette corrélation est une fonction exponentielle avec un coefficient de corrélation $r=0.88516339$ et $R^2 = 0.7948$.

$$R = 19,114 \exp (0,1967V) \tag{3.4}$$

D’après la figure 3.4, on peut conclure qu’il existe une bonne corrélation ($r=0.885$) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques.

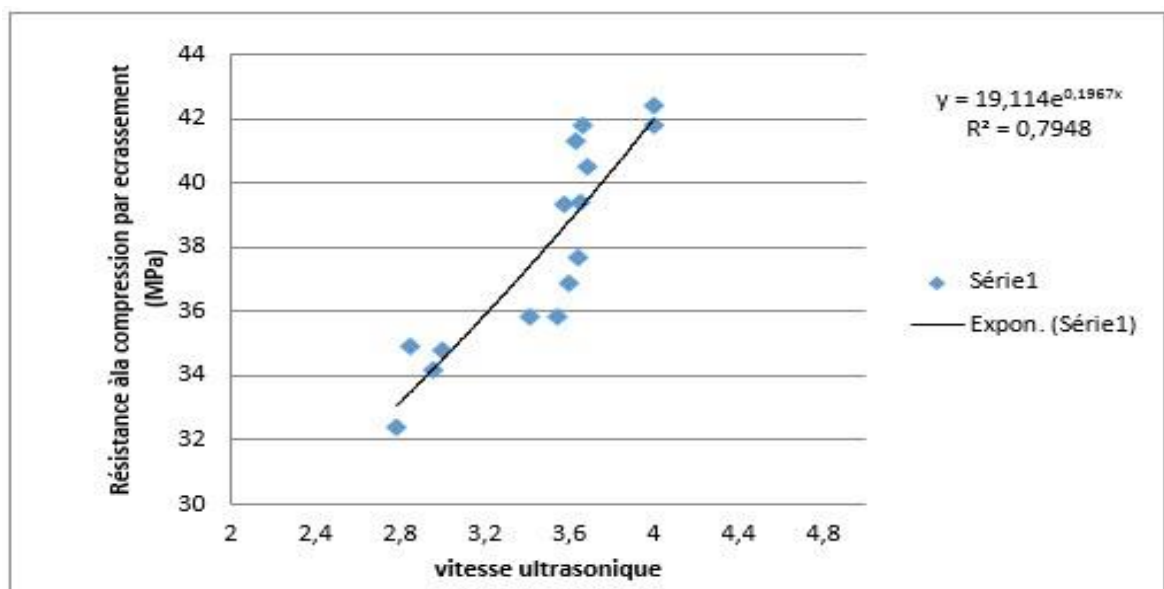


Figure 3. 4: Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à 28 jours pour le projet 2.

III.4 Analyse des résultats de l'indice de rebondissement :

III.4.1 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement de formulation de projet 1 :

Les figures 3.5 et 3.6 montrent des courbes de corrélation développée entre les résistance à la compression par écrasement «R» et les indices de rebondissement «I» correspondantes, qui sont effectuées sur des spécimens conservé dans l'eau. Ces corrélations rassemblant les bétons prélevés sur le 1er site et examinés à différents âges.

L'expression proposée par la figure 3.5 est de forme exponentielle présentée par l'équation (3.5) avec un coefficient de corrélation $r = 0,84066501$ et $R^2 = 0,5846$.

$$R = 4 \exp(0,0881I) \quad (3.5)$$

L'expression proposée par la figure 3.6 est de forme exponentielle présentée par l'équation (3.6) avec un coefficient de corrélation $r = 0,93049872$ et $R^2 = 0,8627$.

$$R = 6 \exp(0,065I) \quad (3.6)$$

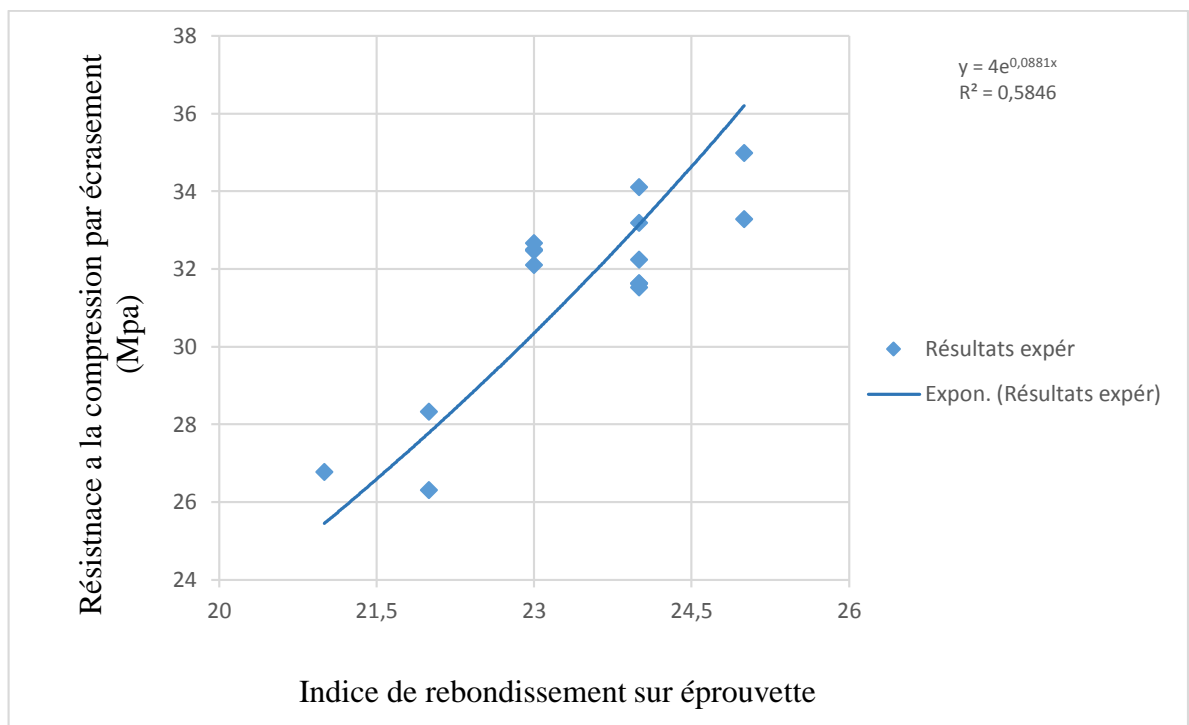


Figure 3. 5: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement a 7 jours pour le projet 1.

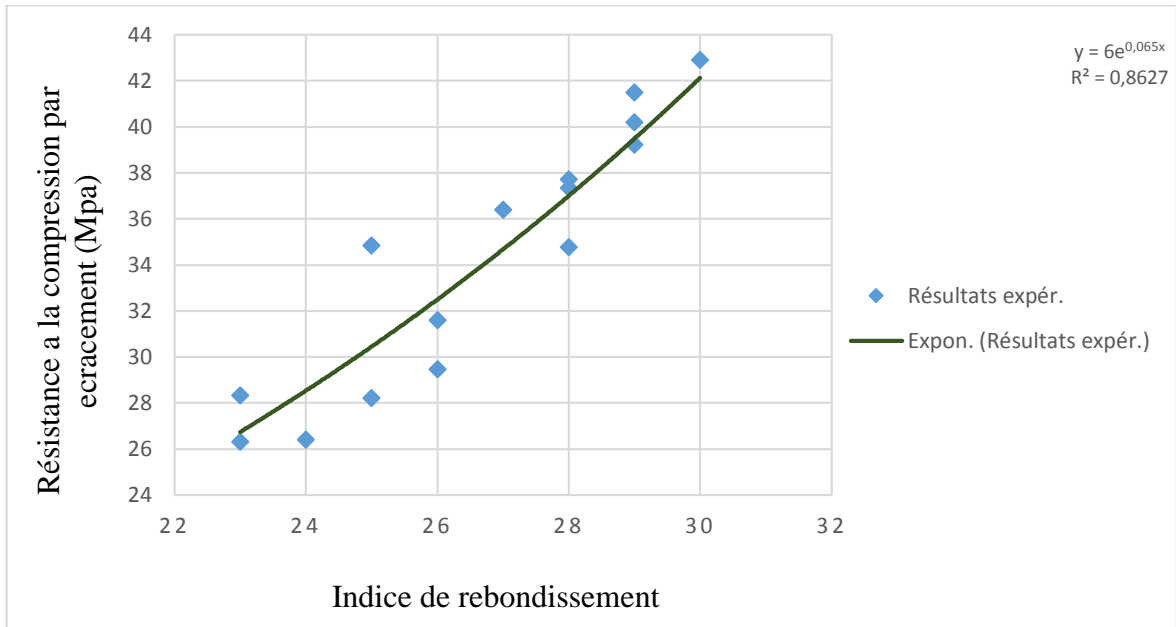


Figure 3. 6: Corrélation entre la résistance à la compression et l’indice de rebondissement a 28 jours pour le projet 1.

III.4.2 Corrélation entre la résistance et l’indice de rebondissement de formulation de projet 2 :

La figure 3.7 montre une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement (R) et l’indice de rebondissement (I) correspondante.

L’expression proposée à cette corrélation est une fonction exponentielle avec un coefficient de corrélation $r = 0.85140174$ et une erreur type $s = 4.308$ MPa.

$$R = 15,769 \exp (0,7174I) \tag{3.9}$$

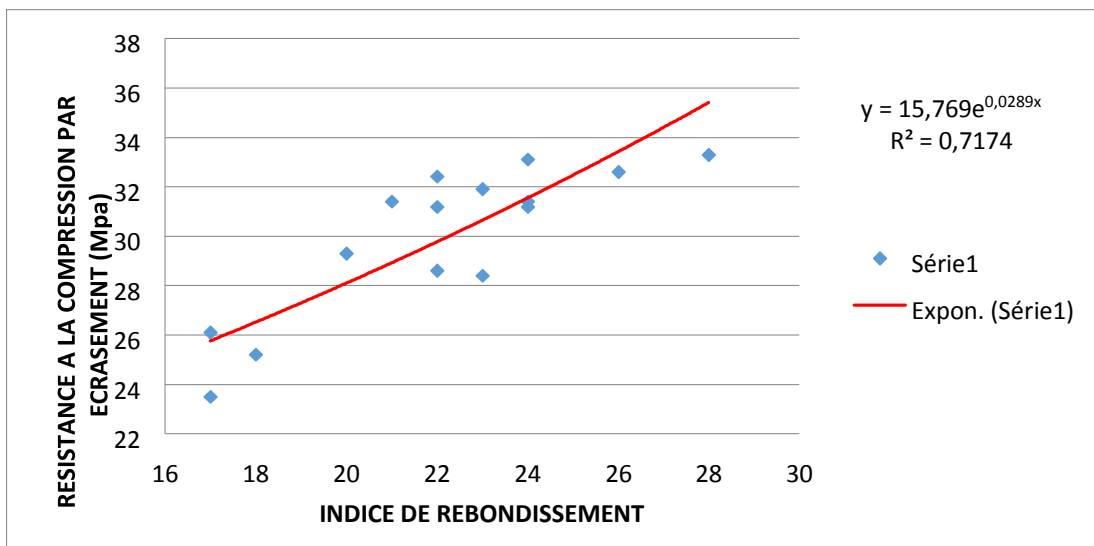


Figure 3. 7: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement à 7 jours pour le projet 2.

D'après cette figure, on peut conclure qu'il existe une moyenne corrélation ($r=0.851$) entre la résistance à la compression par écrasement à 7 jours et les indices de rebondissement correspondants.

La figure 3.8 présente la courbe de corrélation établie les mesures de la résistance à la compression par écrasement (R) à 28 jours et les indices de rebondissement (I) correspondante. L'expression proposée à cette corrélation est une fonction exponentielle avec un coefficient de corrélation $r=0.91507237$ et une erreur type $s=4.755$ MPa.

$$R = 16,098 \exp(0,8341I) \quad (3.10)$$

D'après cette figure, on peut dire qu'il existe une bonne corrélation ($r=0.915$) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondant. On peut dire que les résultats trouvés par le scléromètre convergent bien vers ceux trouvés par écrasement direct.

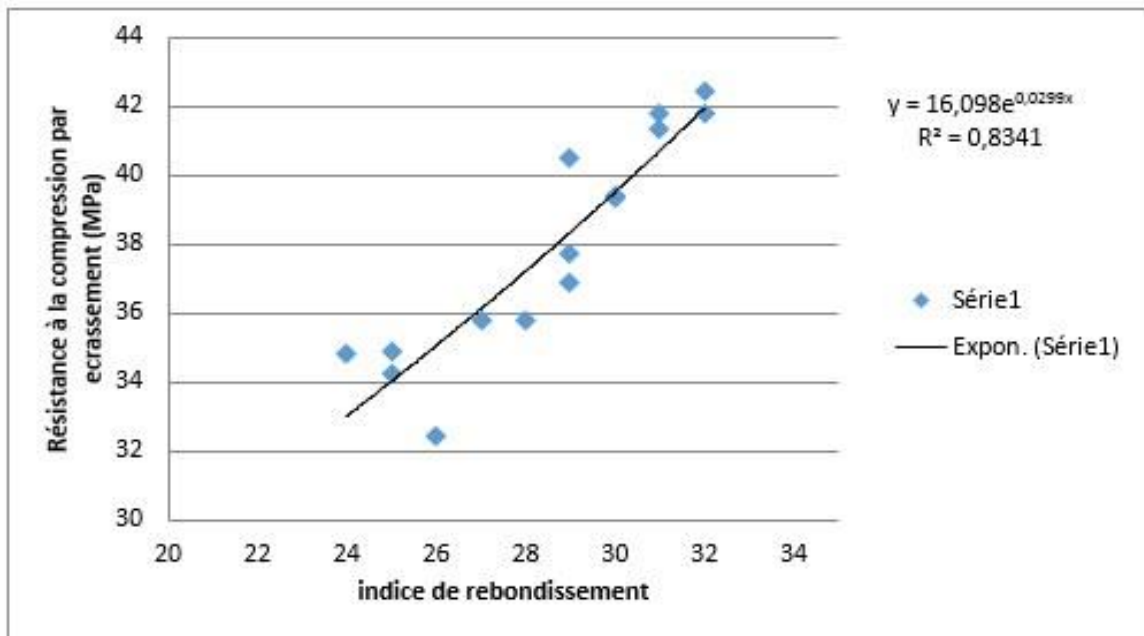


Figure 3. 8: Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement à 28 jours pour le projet 2.

III.5 Comparaison entre les corrélations élaborées pour les deux projets :

Sur la base des résultats des éprouvettes par prélèvement, la figure 3.9 montre une comparaison entre les courbes de corrélation développée entre les résistance à la compression par écrasement «R» et les indices de rebondissement «I» correspondantes, qui sont effectuées sur des spécimens conservé dans

l'eau. Ces corrélations rassemblant les bétons prélevés sur le 1er site et sur le 2ème site et examinés à différents âges.

Par ailleurs la courbe qui présentée l'exponentiel de projet 1 est très voisine à la courbe d'égalité ($Y=X$) par rapport à la courbe d'exponentiel de projet 2. Alors, les corrélations établies à partir des indices de rebondissement effectuées sur les éprouvettes prélevés par le projet 1 offrent aussi une meilleure approche de la résistance potentielle du béton.

La figure 3.10 montre une comparaison entre les courbes de corrélation développée entre les résistance à la compression par écrasement «R» et les vitesse ultrasoniques «V» correspondantes, qui sont effectuées sur des spécimens conservé dans l'eau. Ces corrélations rassemblant les bétons prélevés sur le 1er site et sur le 2ème site et examinés à différents âges.

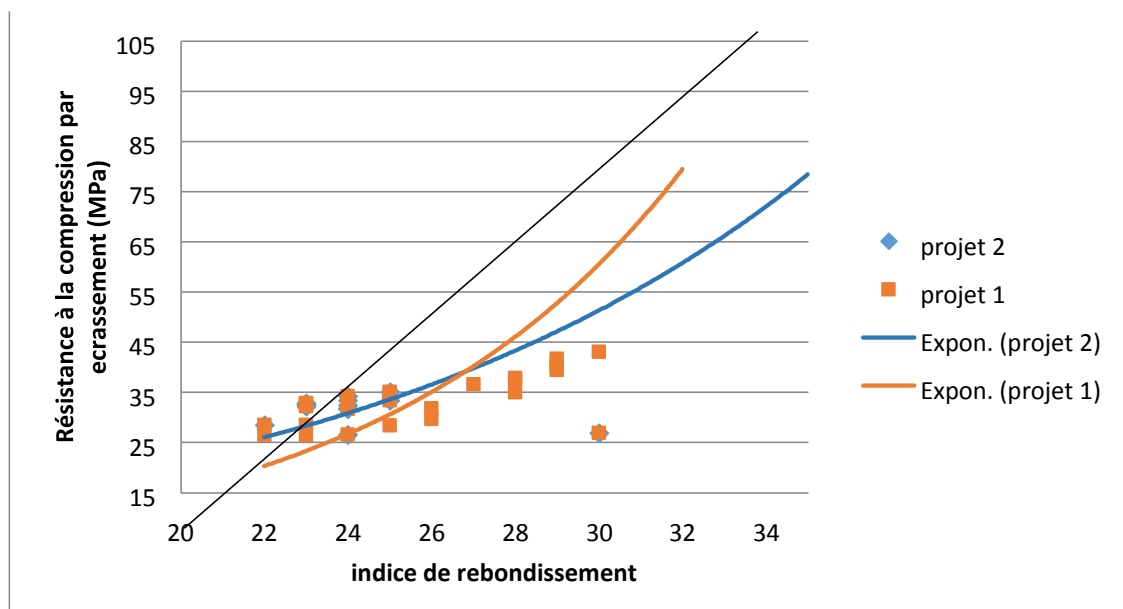


Figure 3. 9: Comparaison entre les deux courbes de corrélation développées $R_c = f(I_c)$ dans les deux projets.

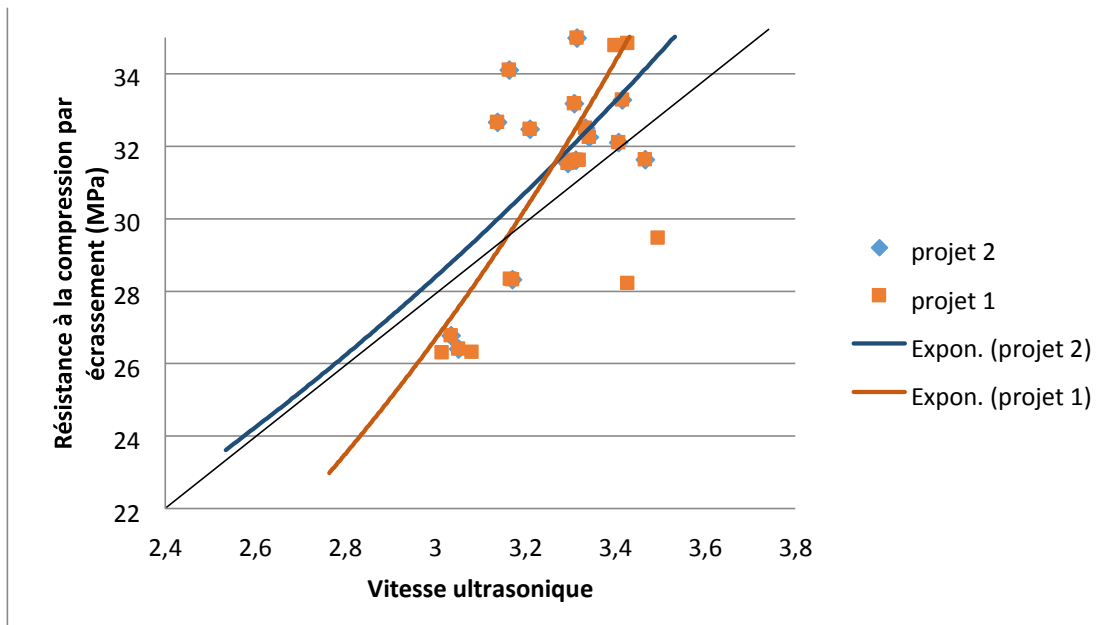


Figure 3. 10: Comparaison entre les deux courbes de corrélation développées $R_c = f(V_c)$ dans les deux projets.

La courbe qui présentée l'exponentiel de projet 2 est très voisine a la courbe d'égalité ($Y=X$) par rapport à la courbe d'exponentiel de projet 1. Donc, les corrélations établies à partir des vitesses ultrasoniques effectuées sur les éprouvettes prélevés par le projet 1 offrent aussi une meilleure approche de la résistance potentielle du béton.

Conclusion générale :

L'objectif de ce travail était d'estimer la résistance à la compression du béton prélevé sur site, et proposer des corrélations simples et convenables reliant la résistance à la compression obtenue avec les essais non destructifs (scléromètre et ultrason) et les essais destructifs sur des bétons à base des matériaux locaux. Cet objectif a partiellement été atteint. Ces corrélations peuvent contribuer à élaborer un contrôle plus fiable de la qualité du béton en utilisant les essais non destructifs.

Les résultats de la partie expérimentale nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'analyse bibliographique a montré que la corrélation entre la résistance à la compression et leurs mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton.
- L'utilisation de corrélation entre les essais non destructifs et les essais destructifs est indispensable pour le contrôleur de la qualité du béton, parce que les méthodes de détermination de la résistance à la compression sont plus rapides.
- Les exigences imposées sur la qualité du béton sont principalement caractérisées par trois paramètres : l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité. Alors, la confection d'un béton de qualité dépend de la nature et du dosage des constituants ainsi que de soins apportés à la mise en œuvre et la mise en place du béton.
- L'élaboration d'une corrélation adéquate entre la résistance à la compression et les mesures non destructives dépend des facteurs influençant les essais effectués : uniformité de la surface d'essai, taille et la forme de spécimen, âge du béton, nature et qualité des granulats, rapport E/C, utilisation des adjuvants, conditions de cure du béton, ..., etc.
- Les corrélations développées entre la résistance à la compression et les mesures non destructives sont adaptées pour les béton confectionnés à partir des matériaux locaux selon les conditions particulières des centrales à béton (caractéristiques des matériaux, composition et mis en œuvre du béton), et elles ne sont pas toujours appropriées à tous les types de béton.
- Les abaques des résultats des essais donnent des bonnes corrélations entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) pour l'ensemble des bétons examinés, étant donné le nombre de variables utilisé sur les bétons étudiés (âge de béton, la formulation et dosages des matériaux).

- L'utilisation de ces courbes de corrélation, permet une meilleure approche de la résistance réelle du béton.

Le travail a été limité à deux projets en cours contrôlés par le laboratoire LCTP. Il est recommandé de continuer le même travail sur d'autres projets et un nombre plus important de projets et avec d'autres laboratoires et aussi avec d'autres classes de résistance de béton.

Références bibliographiques :

- [1] Hachemi, N. et Boussa, A., “Influence des différentes granulométries du sable sur le comportement mécanique du béton”, pp14 , N°.FSI/ (2017).
- [2] Boufedah Badissi , A. “Influence de la granularité sur les caractéristiques des granulats et sur les propriétés des bétons ordinaires”. Thèse de magister P28_ (Constantine Janvier 2011).
- [3] Horsin Molinaro, H et Jourdain, X “Formulation d’un béton ordinaire”. d, 1–14. Culture Sciences de l’Ingénieur a Paris France, pp2-12 (septembre 2018).
- [4] Claude.S “matériaux de construction”. P19-25, Article(2008)
- [5] Rmili, R and all “Paramètres influents sur le maintien de l’ouvrabilité des bétons : modélisation du comportement rhéologique du béton frais”. (Article 2015)
- [6] Amrani , A. et Korti, N “Amélioration de la qualité des BPE a jeune âge”, P9 (juin 2018)
- [7] Ahmed Faycel, “Conception d’un béton destine aux ouvrages hydrotechniques”, P17 (Avril 2015)
- [8] Laldji, S. “Caractéristiques fondamentales du béton” -Cours-ETS- PP2-10 , 2015
- [9] Fiche technique, “Le bétonnage par temps chaud et par temps froid”. Cimbéton PP145150, (2013)
- [10] Ferhat, N_“Influence de la variation des caractéristiques mécaniques sur le comportement des éléments en béton armé”. Pp15-18 Tizi-Ouzou (2012)
- [11] El Asri, Y and all “Aperçu des paramètres influençant la résistance mécanique des bétons de sol” AJCE, vol. 38, P17-19 (2020)
- [12] Zdiri, M et Ben Ouezdou, M “Effets des adjuvants sur les Bétons Compactés au Rouleau pour pavages: cas des matériaux de gisements locaux”p2-4_2017.
- [13] Hassoune, M and all “Influence des paramètres de composition et de cure sur la diffusivité des bétons à base de matériaux locaux”. Nature and Technologie, p2–9. Laboratoire Eau et Ouvrages dans leur environnement BP230, Université de Tlemcen,13000, Algerie (2013).
- [14] Neville, A “Durabilité des structures en béton : au passé, au présnt et au futur”, Matériaux et construction, Vol.34,(2001), pp.114-118.
- [15] AFGC_ Association Française de Génie Civil. “Les Bétons Détermination de l’enrobage des armatures”. 5_2NI p9. Version 1er février 2018.

Références bibliographiques

- [16] Fritzlin, M.C. Objekttyp: Article Zeitschrift: IABSE Kongressbericht Band (Jahr)
“L'influence des reprises de bétonnage”_(28.06.2021).
- [17] Patrick Guiraud “Bétonnage par temps chaud” (Avril 2018).
- [18] Ghomari, F et Bendi-Ouis “Science des matériaux de construction Travaux pratiques”
article Université Aboubekr Belkaid Faculté Des Sciences De L'Ingénieur_p16(2008).
- [19] Sakhraoui. S Mouffok. L_Application de la méthode ultrasonique pour le calcul
prévisionnel de la résistance en compression du béton après traitement thermique).
Algerie equipement N°51 Décembre 2012.
- [20] Mostefai Riad ; Ouddane Abd El Moumene, Seddiki Abd El Hak “Evaluation du
réservoir par carottage, comparaison avec l'imagerie, et étude géo mécanique de
Quartzite
El Hamra de puits HDZ-17 “, Mémoire de Master Professionnel, Université Kasdi Merbah–
Ouargla ,2017/2018.
- [21] Abdelhalim BENOUIS, Nacera KHALDI, et Yacine CHERAIT. Comparaison des
résistances des bétons déterminés par écrasement et par scléromètre : influence de la
composition. 305– 314. Afrique Science 03(3) (2007).
- [22] Benyahia. A « Corrélation entre Essais non Destructifs et Essais Destructifs du Béton
à faible Résistance ». Thèse de Magister. Université de Chlef, Mai 2010.
- [23] A. N. Bin Ibrahim, P. Bin Ismail, M. Forde, “Guidebook on non-destructive testing of
concrete structures”. International atomic energy agency, Vienna, 2002.
- [24] Feidman, R. F. Essais non destructifs du béton. CBD 187 F,2005.
- [25] Wahabi ALI M'ZÉ, « Évaluation non destructive de la contamination du béton par les
chlorures avec la technique radar » Thèse de doctorat, Université Toulouse III - Paul
Sabatier 2018.
- [26] LCPC. Présentation des techniques de diagnostique de l'état d'un béton soumis à un
incendie, Paris, France 2005.
- [27] V.Mohan Malhotra, « Surface hardness method » , Department of Natural
Resources,Canada, Ottawa , Handbook on non-destructive testing , 2004.
- [28] S.Kenai , B.Menadi , M.Benrekia , D.Boukhelkhal. « Corrélation entre les essais
NDT et les essais destructives » Université de Blida, Algérie
- [29] NF EN 12504-4, Essais pour béton dans les structures. Partie4 : Détermination de la
vitesse de propagation du son. AFNOR, 17p,2005.

Références bibliographiques

- [30] T.R.Naik, V.M.Malhotra, J.S.Popovics.The Ultrasonic Pulse Velocity Method. Handbook on Nondestructive testing of Concrete.CRC Press LLC,19p, 2004.
- [31] J.H.Bungrey, S.G.Millard, "Testing of concrete in structure " , Chapman & Hall, 292p, 1996.
- [32] ASTM C597-02, "Standard test method for pulse velocity through concrete", ASTM International, 4p, 2003.
- [33] H.Y.Qasrawi , " Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted " , Cement and Concrete Research , Vol.30 , pp.739-746, 2000.
- [34] Bekioua, A. Benaouida, A.M. Les carrières de granulats carbonatés du djebel Akhal (Mila), géologie et propriétés géomécanique des matériaux. Thèse de doctorat. Université de Jijel (2007).