UNIVERSITÉ Dr YAHIA FARÈS DE MÉDÉA

Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MAGISTER

Spécialité : Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Corrélations entre essais non destructifs et essais destructifs de la résistance à la compression du béton : Essais au laboratoire

Par

BOUKHELKHAL Djamila

Devant le jury composé de:

Pr Abudura Salam	**Professeur**	**Univ. de Médéa**	**Président**
Pr Kenaï Saïd	**Professeur**	**Univ. de Blida**	**Rapporteur**
Dr Debieb Farid	**MCA**	**Univ. de Médéa**	**Co-rapporteur**
Dr Boukendakdji Othmane	**MCA**	**Univ. de Médéa**	**Examinateur**
Dr Menadi Belkacem	**MCA**	**Univ. de Blida**	**Examinateur**

Octobre 2011

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens d'abord à remercie ALLAH le Miséricordieux de m'avoir donné la force et la patience à achever ce mémoire ainsi que mes parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toute la durée de mes études.

J'adresse mes profonds remerciements à mes directeurs de mémoire, Mrs KENAÏ Saïd et DEBIEB Farid qui ont bien voulu diriger ce travail et pour leurs aides et leurs conseils très précieux, qui m'ont été très bénéfiques.

Mes sincères remerciements vont à Mr BOUKENDAKDJI Othmane, maître de conférences à l'Université de Médéa, pour ses conseils et ses orientations pour mieux élaborer ce mémoire ainsi pour m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail.

Mes remerciements vont également à Mrs ABUDURA Salam professeur à l'Universitaire de Médéa et MENADI Belkacem maître de conférence à l'Université de Blida; qui ont bien voulu faire partie du jury et d'apporter leur vive contribution à l'enrichissement de ce travail.

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements à Mrs GHRICI M. et KHODJA A. B. de l'Université de Chlef pour leurs aides tout au long de la période de réalisation de ce mémoire.

Mes remerciements vont aussi aux :

- Mme MOUFFOK L. et Mr SAKHRAOUI S., Ingénieurs chercheurs au niveau du CNERIB d'Alger, pour leurs aides.
- Ingénieurs de la S.E.T.A.M et du CTC centre de Médéa et particulièrement à Mr BENYAMINA I., qui ont mis à ma disposition tous les moyens en documentation pour réaliser cette recherche.
- Mr BOUAZIZ M. N, ancien directeur du Hall de Technologie de l'Université de Médéa pour sa compréhension et son soutien moral surtout.
- Mes collèges de Magister, Mrs AZIZI N. et BENREKIA M., pour l'approvisionnement en matériaux de construction.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملـخـــص

يعتمد تفسير الاختبارات الغير متلفة لتحديد قوة ضغط الخرسانة عموما على منحنيات مصنعي المعدات و منحنيات أخرى مقترحة من طرف بعض الباحثين. إلا انه تؤدي في غالب الأحيان هذه المنحنيات إلى عدم دقة و صحة هذه الاختبارات. الهدف الرئيسي لهذا العمل هو اقتراح علاقات بين اختبار المطرقة، الأمواج فوق الصوتية و قوة ضغط الخرسانة المكونة من مواد محلية و ذات قوى تعكس التطبيقات الحالية لورشات البناء في الجزائر. لهذا الغرض تم في المخبر تصنيع عدد من خليط الخرسانة بتغيير خمس متغيرات مختلفة (نوع الاسمنت، كمية الماء بالنسبة للاسمنت E/C، حجم الحصى، العمر و نوع المعالجة (في الماء و في الهواء الطلق)) و ذلك للحصول على العلاقة الأنسب للتقدير الجيد لقوة الخرسانة في الموقع. تم اقتراح علاقات بين قوة ضغط الخرسانة ومؤشر ارتداد المطرقة أو سرعة الأمواج فوق الصوتية أو الاثنين معا.

كلمات مفاتيح: الخرسانة، قوة الضغط، الاختبارات الغير متلفة، سرعة الأمواج فوق الصوتية، مؤشر ارتداد المطرقة، علاقة أحادية العوامل، علاقة موحدة.

Résumé

L'interprétation des essais non destructifs pour la détermination de la résistance à la compression du béton est généralement basée essentiellement sur des abaques de corrélations des fabricants du matériel et d'autres corrélations disponibles dans la littérature. Ces corrélations donnent lieu souvent à des confusions quand à la validité et la précision de ces essais. L'objectif de cette étude est de proposer des corrélations simples entre les essais au scléromètre et la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie. Différents bétons ont été fabriqués en laboratoire en faisant varier cinq paramètres (type de ciment, E/C, Dmax des granulats, âge et type de cure (dans l'eau et à l'air libre)) afin d'obtenir la corrélation la plus appropriée pour mieux estimer la résistance du béton in situ. Des corrélations entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement, la vitesse ultrasonique ou les deux à la fois ont été proposées et validées**.**

Mots clés : Béton, Résistance à la compression, Essais non destructifs, Vitesse ultrasonique, Indice de rebondissement, Corrélation uniparamétrique, Corrélation combinée.

Abstract

Interpretation of nondestructive testing for estimating concrete compressive strength is based usually on correlation charts for equipment manufacturers and other correlations available in literature. These correlations are often confusing and their accuracy questionable. The main objective of this study is to propose simple correlations between rebound hammer and ultrasonic velocity tests with crushed compressive strength for local concrete materials reflecting the current practices of construction sites in Algeria. So different concretes mixes were fabricated in the laboratory by varying five parameters (type of cement, W/C ratio, maximum size of aggregate, age and curing conditions (water and air)). Good correlations were developed to estimate the in situ concrete strength–with either rebound number or ultrasonic pulse velocity measurements or both.

Key words: Concrete, Compressive strength, Non destructive testing, Ultrasonic pulse velocity, rebound number, Uniparametric correlation, Combined correlation.

Sommaire

Remerciement
Résumés
Sommaire
Liste des Tableaux
Liste des Figures
Notation et Abréviation
Introduction Générale **1**

CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE ***PAGE***

1.1. Généralité ……...…..……...…… **3**
1.2. Résistance à la Compression du Béton ……....…..…….. **3**
1.2.1. Définition……...…….……...…...….. **3**
1.2.2. Facteurs influençant la résistance à la compression du béton. ……..… **4**
1.2.2.1. Qualité du ciment ...……...……...……..……..... **4**
1.2.2.2. Qualité des granulats ……...……...…… **6**
1.2.2.3. Qualité de l'eau de gâchage ……..... **7**
1.2.2.4. Emploi des adjuvants ……..……..... **8**
1.2.2.5. Additions minérales ……..……...…… **9**
1.2.2.6. Dosage en ciment et en eau (rapport E/C) …..……..... **12**
1.2.2.7. Rapport granulat/ciment (G/C) ……..……..... **13**
1.2.2.8. Rapport gravier/sable (G/S) ……..……..... **14**
1.2.3. Facteurs influençant la résistance à la compression du béton sur site..…….... **15**
1.2.3.1. Malaxage du béton …… **15**
1.2.3.2. Transport du béton …… **15**
1.2.3.3. Mise en place du béton …….. **16**
1.2.3.4. Vibration du béton …… **16**
1.2.3.5. Cure du béton …… **17**
1.2.3.6. Température et humidité de l'environnement ……..... **18**
1.2.3.7. Age du béton ……. **20**
1.3. Qualité du béton produit en Algérie ……. **20**
1.3.1. Généralité ……. **20**
1.3.2. Analyse de la qualité du béton produit en Algérie ……..... **21**
1.3.3. Aperçu sur la qualité du béton produit à Médéa …….. **23**
1.4. Contrôle de la résistance à la compression du béton …….. **25**

1.4.1. Généralité ……. **25**
1.4.2. Essais destructifs ……..…… **25**
1.4.2.1. Eprouvette d'information …….. **25**
1.4.2.2. Carottage ……..... **25**
1.4.3. Essais non destructifs ……..... **26**
1.4.3.1. Inspection visuelle ……. **26**
1.4.3.2. Essai de la résistance à la pénétration ……..... **27**
1.4.3.3. Essai d'arrachement …….. **27**
1.4.4. Essai sclérométrique ……..……...….. **28**
1.4.4.1. Principe de l'essai ……..……...…. **28**
1.4.4.2. Appareillage ……...……... **28**
1.4.4.3. Procédé de mesure ……..... **30**
1.4.4.4. Avantages et limites d'essai sclérométrique …….. **30**
1.4.4.5. Normalisation des méthodes de la dureté de surface …… **31**
1.4.5. Essai ultrasonique ……...……. **31**
1.4.5.1. Principe de l'essai ……..……...……. **31**
1.4.5.2. Appareillage ……..……..... **32**
1.4.5.3. Procédé de mesure ……..... **33**
1.4.5.4. Avantages et limites de la méthode ultrasonique …….. **34**
1.4.5.5. Normalisation de la méthode ultrasonique ……...…. **35**
1.4.6. Limites des essais non destructifs …… **35**
1.5. Corrélation entre la résistance et les mesures non destructives ……..... **35**
1.5.1. corrélation uniparamétrique entre la résistance et l'indice de rebondissement ……. **36**
1.5.1.1. Facteurs influençant l'indice de rebondissement ……..…… **36**
1.5.1.2. Différentes corrélations Rc – I proposées dans la littérature …….. **40**
1.5.2. corrélation uniparamétrique entre la résistance et la vitesse ultrasonique ….. **41**
1.5.2.1. Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique ……. **41**
1.5.2.2. Différentes corrélations Rc – V proposées dans la littérature ……..... **47**
1.5.3. Méthode combinée des essais non destructifs …….. **48**
1.6. Autres essais non destructifs …… **52**
1.6.1. Essai radioactif ……. **52**
1.6.2. Mesure de l'enrobage (covermeter) ……..... **52**
1.6.3. Mesure de la résistivité du béton …….. **53**
1.6.4. Impact – écho ……..... **54**

1.6.5. Méthode radar ……..... **54**
1.7. Conclusion ……... **55**

CHAPITRE 2 : MATÉRIAUX ET ESSAIS

2.1. Introduction ……. **56**
2.2. Caractérisation des matériaux utilisés …….. ……..…….. **56**
2.2.1. Ciment ……..……. **57**
2.2.2. Granulats ……..……..…….. **58**
2.2.2.1. Sable ……..……..…….. **58**
2.2.2.2. Gravier ……..……. **60**
2.2.3. Eau de gâchage ……. **61**
2.2.4. Adjuvant ……..……. **61**
2.3. Formulation des bétons……..... **62**
2.4. Préparation des mélanges ……..…… **62**
2.5. Essais réalisés sur béton frais ……..…… **63**
2.6. Fabrication et conservation des éprouvettes …….……... **65**
2.7. Essais sur béton durci ……..…….. **67**
2.7.1. Matériel utilisé ……..…… **67**
2.7.2. Préparation des éprouvettes ……..…… **69**
2.7.3. Essai ultrasonique ……..……... **70**
2.7.4. Essai sclérométrique ……..……... **71**
2.7.5. Ecrasement des éprouvettes ……..……... **72**
2.8. Variables étudiées ……...……. **72**

CHAPITRE 3 : ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

3.1. Introduction ……..……. **74**
3.2. Présentation des résultats ……..……..... **74**
3.3. Analyse des résultats d'essai au scléromètre ……..... **83**
3.3.1. Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement ……..... **83**
3.3.2. Effet du mode de conservation sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement ……. **84**
3.3.2.1. Conservation à l'air libre ……..... **84**
3.3.2.2. Conservation dans l'eau …… **86**
3.3.3. Effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement ……. **89**

3.3.4. Effet de type du ciment sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement …… **90**
3.3.5. Effet de dimension des granulats sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement ……. **91**
3.3.6. Etude comparative aux autres modèles R = f (I) ……..... **92**
3.3.6.1. Béton de laboratoire …….. **92**
3.3.6.2. Béton d'ouvrage …… **95**
3.3.7. Conclusion ……... **97**
3.4. Analyse des résultats d'essai à l'ultrason ……. **98**
3.4.1. Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique ……..... **98**
3.4.2. Effet du mode de conservation sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique ……..... **99**
3.4.2.1. Conservation à l'air libre ……..... **99**
3.4.2.2. Conservation dans l'eau …… **101**
3.4.3. Effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique... **103**
3.4.4. Effet de type du ciment sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique …….. **104**
3.4.5. Effet de dimension des granulats sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique ……..…… **106**
3.4.6. Etude comparative aux autres modèles R = f (V) ……..…….... **107**
3.4.6.1. Béton de laboratoire …….. **107**
3.4.6.2. Béton d'ouvrage …… **109**
3.4.7. Conclusion ……... **111**
3.5. Combinaison des deux essais non destructifs (scléromètre et ultrason) ……..… **112**
3.5.1. Modèle proposé pour la corrélation combinée ……. **112**
3.5.2. Béton conservé à l'air libre …….. **113**
3.5.3. Béton conservé dans l'eau ……..... **114**
3.5.4. Etude comparative aux autres modèles R = f (I, V) ……..... **116**
3.5.4.1. Béton de laboratoire …….. **116**
3.5.4.2. Béton d'ouvrage …… **118**
3.6. Conclusion ……... **120**

Conclusions Générales et Recommandations **121**

Références Bibliographiques

Liste des Tableaux

		Page
Tableau 1.1 :	Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de la granularité …..	**14**
Tableau 1.2 :	Classification de la qualité du béton en fonction de Rc ……..……	**21**
Tableau 1.3 :	Résultats de l'analyse des données ……..……	**21**
Tableau 1.4 :	Valeurs usuels de l'écart type ……..	**22**
Tableau 1.5 :	Résultats d'essais obtenus dans différents régions de Médéa entre 2008 et 2010 …….……	**23**
Tableau 1.6 :	Répartition de la résistance moyenne ($fc_{28\ moy}$) l'écart type (σ) en % …….	**23**
Tableau 1.7 :	Différents modèles de scléromètre ……..	**29**
Tableau 1.8 :	Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion ……..	**32**
Tableau 1.9 :	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I ……	**40**
Tableau 1.10 :	Effet de dimension des éprouvettes sur la transmission de l'impulsion……	**44**
Tableau 1.11 :	Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température…	**46**
Tableau 1.12 :	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R et la vitesse ultrasonique V ……..	**47**
Tableau 1.13 :	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R et les mesures non destructives combinées (I, V) ……	**51**
Tableau 1.14 :	Le taux de corrosion à partir de la résistivité du béton (RILEM TC 154-EMC) ……...	**53**
Tableau 2.1 :	Caractéristiques des différents ciments utilisés ……...…….	**58**
Tableau 2.2 :	Propriétés physiques d'identification des sables utilisés …..……...	**59**
Tableau 2.3 :	Propriétés physiques et mécaniques des graviers utilisés…….	**60**
Tableau 2.4 :	Formulation des différents bétons étudiés…….....	**62**
Tableau 2.5 :	Rapports E/C final pour chaque béton utilisé……	**64**
Tableau 2.6 :	Caractérisation des bétons à l'état frais…….	**65**
Tableau 2.7 :	La variation de la température du laboratoire durant la période expérimentale…….....	**66**

Tableau 3.1 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base du ciment de M'sila…….……..…… **75**

Tableau 3.2 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base du ciment de M'sila……...…… **76**

Tableau 3.3 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base du ciment de Mascara……...……. **77**

Tableau 3.4 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base du ciment de Mascara…… **78**

Tableau 3.5 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base du ciment de Meftah……...……... **79**

Tableau 3.6 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base du ciment de Meftah…….. **80**

Tableau 3.7 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base du ciment de Chlef……. **81**

Tableau 3.8 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base du ciment de Chlef……. **82**

Tableau 3.9 : Résultats des essais destructifs et non destructifs du béton B5 à base du ciment de Chlef……. **83**

Tableau 3.10 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les différents âges du béton……... **89**

Tableau 3.11 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement proposées pour les bétons à base des différents types de ciment utilisés….. **90**

Tableau 3.12 : Corrélations Résistance à la compression – Indice scléro métrique proposées pour les différents bétons à types de gravier différent…….…… **91**

Tableau 3.13 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique proposées pour les différents âges du béton ……..……..... **103**

Tableau 3.14 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ulrasonique proposées pour les bétons à base des différents types de ciment utilisés ……. **105**

Tableau 3.15 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique proposées pour les bétons à base des différents types de gravier utilisés ……...…. **106**

Liste des figures

Page

Figure 1.1 : Influence de la nature du ciment sur l'évolution des résistances en compression du béton ……. **4**

Figure 1.2 : Évolution de la résistance en compression du béton en fonction de la finesse du ciment …… **5**

Figure 1.3 : Évolution de la résistance en compression du béton en fonction de la finesse du ciment …… **5**

Figure 1.4 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance en compression du béton à 28 jours ……. **7**

Figure 1.5 : Résistance en compression de deux bétons : un béton avec fluidifiant et un béton témoin sans adjuvant ……..... **8**

Figure 1.6 : Influence comparée d'un accélérateur et d'un retardateur de prise sur l'évolution de la résistance du béton ……. **9**

Figure 1.7 : Effet des additions minérales sur l'évolution de la résistance à la compression des pâtes de ciment ……..... **11**

Figure 1.8 : Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton ……..... **12**

Figure 1.9 : Influence du rapport G/C sur la résistance à la compression du béton à 7 jours **13**

Figure 1.10 : Variation de la résistance en compression du béton à 28 jours en fonction de G/S pour trois plasticités différentes ……..... **14**

Figure 1.11 : Évolution de la résistance à la compression du béton en fonction du mode de serrage et du rapport E/C ……..... **16**

Figure 1.12 : Influence de la durée de cure humide sur l'évolution de la résistance d'un béton ordinaire avec E/C = 0.5 ……... **17**

Figure 1.13 : Influence de la température de cure sur l'évolution de la résistance d'un béton au jeune âge et à 28 jours ……..... **18**

Figure 1.14 : Évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures ……..... **19**

Figure 1.15 : Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression du béton.. **19**

Figure 1.16 : Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton... **20**

Figure 1.17 : Histogramme comparatif entre les résultats d'écrasement du laboratoire mobile de CTC et les résultats transmis par les entreprises pour l'année 2008.. **24**

Figure 1.18 : Présentation de la sonde de Windsor en cours d'utilisation ……..... **27**

Figure 1.19 : Présentation de l'essai d'arrachement ……..…… **28**

Figure 1.20 : Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N. **29**

Figure 1.21 : Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion ……... **32**

Figure 1.22 : Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique …. **33**

Figure 1.23 : Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface) …….. **34**

Figure 1.24 : Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression …… **37**

Figure 1.25 : Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical) sur la corrélation Rc – I ……... **38**

Figure 1.26 : Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation Rc – I ……..... **38**

Figure 1.26 : Influence de la condition d'humidité de surface sur la corrélation Rc – I (appareil horizontal) ……... **39**

Figure 1.27 : Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton …….. **39**

Figure 1.28 : Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) …….. **42**

Figure 1.29 : Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion …… **42**

Figure 1.30 : Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression …… **45**

Figure 1.31 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique) …..……... **49**

Figure 1.32 : Variation des résultats obtenus à la figure 1.31 ……..……... **49**

Figure 1.33 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence …..... **50**

Figure 1.34 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique ……..……... **50**

Figure 1.35 : Présentation du covermeter en cours d'utilisation ……..……... **52**

Figure 1.36 : Application de la technique de mesure de la résistivité du béton in situ…… **53**

Figure 1.37 : Représentation schématique du principe de la mesure par impact– écho..... **54**

Figure 2.1 : Ciment de M'sila …… **57**

Figure 2.2 : Ciment de Mascara ……. **57**

Figure 2.3 : Ciment de Chlef. …… **57**

Figure 2.4 : Ciment de Meftah. ……..... **57**

Figure 2.5 : Sable fin de Hassi Bahbah ……..... **58**

Figure 2.6 : Sable grossier de Mont Guorno ……..... **58**

Figure 2.7 : Courbe granulométrique des sables utilisées et sont mélange…… **59**

Figure 2.8 : Gravier de Mont Guorno 8/15. ……... **60**

Figure 2.9 : Gravier de Mont Guorno 15/25……... **60**

Figure 2.10 : Courbe granulométrique des graviers utilisés. ……... **61**

Figure 2.11 : Malaxage du béton. …… **63**

Figure 2.12 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams……..... **63**

Figure 2.13 : Mesure de la densité du béton frais. ……... **64**

Figure 2.14 : Aéromètre à béton. ……...……..... **64**

Figure 2.15 : Fabrication des éprouvettes. ……... **66**

Figure 2.16 : Conservation des éprouvettes à l'air libre (C1)..……...…….. **67**

Figure 2.17 : Conservation des éprouvettes dans l'eau (C2) ……... **67**

Figure 2.18 : Appareil du scléromètre utilisé……... **68**

Figure 2.19 : Appareil de l'ultrason utilisé. ……. **68**

Figure 2.20 : Presse hydraulique utilisée (2000 KN). ……..... **69**

Figure 2.21 : Pesage des éprouvettes. ……..... **69**

Figure 2.22 : Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive. ……..... **70**

Figure 2.23 : Étalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage. …… **70**

Figure 2.24 : Graissage des faces d'éprouvette avec la vaseline. ……... **71**

Figure 2.25 : Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores. …….. **71**

Figure 2.26 : Essai sclérométrique …….. **72**

Figure 2.27 : Essai d'écrasement à la compression ……. **72**

Figure 2.28 : Variables étudiées …….. **73**

Figure 3.1 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des différents bétons utilisés. ……..... **84**

Figure 3.2 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre (C1)……..... **85**

Figure 3.3 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des différents bétons conservés dans l'eau (C2). ……..... **87**

Figure 3.4 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement des bétons à différents modes de conservation (C1 et C2) ……..... **88**

Figure 3.5 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de l'âge du béton …….. **89**

Figure 3.6 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des bétons à base des différents ciments utilisés. …… **91**

Figure 3.7 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement fonction de dimension maximale des granulats utilisés. ……..…… **92**

Figure 3.8 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'‘air libre …… **93**

Figure 3.9 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés dans l'eau ……..... **94**

Figure 3.10 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons de site ……..….... **96**

Figure 3.11 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique proposée pour l'ensemble des différents bétons réalisés ……..……. **99**

Figure 3.12 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre (C1)……..... **100**

Figure 3.13 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établie pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau (C2)……. **101**

Figure 3.14 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction du mode de conservation du béton (C1 et C2) ……..... **103**

Figure 3.15 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction de l'âge du béton. ……..…….. **104**

Figure 3.16 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction du type de ciment utilisé. ……..……. **105**

Figure 3.17 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction de dimension maximale des granulats utilisés. …… **106**

Figure 3.18 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre ……... **108**

Figure 3.19 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés dans l'eau …….. **109**

Figure 3.20 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs des bétons de site ……..….... **110**

Figure 3.21 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique). **112**

Figure 3.22 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique) établie sur des bétons conservées à l'air libre (C1)……. **114**

Figure 3.23 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique) établie sur des bétons conservées dans l'eau (C2)…….... **115**

Figure 3.24 : Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs sur des bétons de laboratoire ……...…….... **117**

Figure 3.25 : Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs sur des bétons d'ouvrage ……...……. **119**

Notations et abréviations

ACC	Algerian cement company
ACI	American concrete institute
Aff.	affaissement au cône d'Abrams
B1	béton de composition n° 1
B2	béton de composition n° 2
B3	béton de composition n° 3
B4	béton de composition n° 4
B5	béton de composition n° 5
BAP	bétons autoplaçants
BHP	bétons de haute performance
C	dosage en ciment
C1	cure 1: conservation à l'air libre
C2	cure 2: conservation dans l'eau
CNERIB	centre national d'études et recherches intégrées du bâtiment
CPA	ciment portland artificiel
CPJ, CEM II	ciment portland composé
CTC	contrôle technique de constructions
C.V	cendre volante
D, Dmax	diamètre maximal des grains
D.T.R	document technique réglementaire
E	dosage en eau
E/C	rapport eau/ciment
E/C min	rapport eau/ciment minimal
Epr.	Éprouvette

FC	fillers calcaire
Fc_{28}^{moy}	résistance moyenne en compression à 28 jours
Fig.	Figure
FS	fumée de silice
G/C	rapport granulat/ciment
G/S	rapport gravier/sable
H.R	humidité relative
I	indice de rebondissement
j	nombre de jours
NDT	non destructive testing
OPC	ciment portland ordinaire
PA	pouzzolane artificielle
PN	pouzzolane naturelle
Rc^{min}	résistance minimale à la compression
Rc^{moy}	résistance moyenne à la compression
Rc^{max}	résistance maximale à la compression
R_{labo}	résistance à la compression déterminée sur des bétons fabriqués en laboratoire
R_{site}	résistance à la compression déterminée sur des bétons fabriqués sur site
r	coefficient de corrélation
s	erreur type
T^{min}	température minimale
T^{moy}	température moyenne
T^{max}	température maximale
V	vitesse ultrasonique
σ	Écart type
w/c	water/cement

Introduction générale

Contexte général

Depuis que l'on utilise du béton dans la construction des ouvrages, la nécessité est apparue d'un contrôle de qualité de ce matériau. Alors la résistance du béton est le paramètre le plus important pour apprécier cette qualité. Pour cette raison, elle a fait l'objet de plusieurs études statistiques, effectuées sur différents chantiers situés dans le territoire national. Ces études montrent que les bétons produits sur les chantiers Algériens, ayant généralement des faibles résistances et présentent des écarts importants entre la résistance obtenue in situ et celle assumée par les ingénieurs des bureaux d'études et de contrôle. Pour cette raison, le suivi et le contrôle de la qualité du béton demeurent strictement nécessaires.

Dans l'état actuel, la méthode la plus utilisée pour contrôler la qualité du béton sur site, consiste à faire des essais destructifs sur éprouvettes prélevées lors de la réalisation des éléments structuraux ou bien sur carottes extraites directement de la structure. Toutefois, ces méthodes présentent divers inconvénients de part leur nature destructive et du fait que les éprouvettes et les carottes ne sont pas représentatives du béton de structure à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton. Cette façon de procéder est souvent source de conflit entre les entreprises de réalisation et les services de contrôle technique de la construction.

Afin de contourner ces problèmes, une gamme d'essais non destructifs a été développée. Ces essais offrent un moyen pratique et fiable au contrôleur du béton dans le but d'apprécier la qualité réelle du béton in situ sans affecter le comportement structural des éléments. Néanmoins, la résistance du béton peut seulement être évaluée par ces méthodes, mais non mesurée. Il est donc utile d'établir des relations expérimentales entre la propriété mesurée par un essai donné et la résistance d'éprouvette ou de carotte de même béton.

Plusieurs modèles de corrélation empirique reliant les résistances du béton et les mesures non destructives correspondantes ont été proposés par différents chercheurs. Ces modèles sont uniquement appropriés aux matériaux et environnement similaires à ceux desquelles ils sont établis. Cependant, l'utilisation de ces modèles pour estimer la résistance des bétons produits dans les chantiers Algériens donne lieu souvent à des résultats contradictoires lors de leur comparaison avec ceux observés par les essais aux carottes. Ceci montre clairement la nécessité de développer des corrélations spécifiques aux bétons à base des matériaux locaux et reflétant les conditions et les pratiques courantes de nos chantiers.

But de travail

Notre étude s'inscrit dans le cadre d'avoir un contrôle strict de la qualité du béton dans les chantiers Algériens en utilisant les essais non destructifs. Ce travail consiste donc, à établir des corrélations simples et convenables reliant les mesures de la résistance à la compression du béton par essais destructifs (écrasement des éprouvettes) avec ceux trouvées par essais non destructifs (scléromètre & ultrason). Ces corrélations sont développées sur des bétons fabriqués en laboratoire à base des matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes et les conditions de l'environnement des chantiers en Algérie. On a met en évidence en plus, l'influence de quelques paramètres de formulation du béton sur les différentes corrélations proposées.

Plan de travail

Après avoir présenté une introduction générale montrant la problématique et l'objectif visé, une synthèse bibliographique est abordée au premier chapitre. Elle expose dans un premier temps la qualité du béton produit dans les chantiers Algériens en termes de résistance mécanique et les différents paramètres influençant cette dernière. Dans un second temps, une revue des principaux essais non destructifs et leur intérêt au contrôle de la qualité du béton ainsi les différentes corrélations entre la résistance du béton et les mesures de ces essais proposées dans la littérature est présentée.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude expérimentale. On explique en détail les choix relatifs au plan de l'étude, la méthodologie, les caractéristiques des matériaux utilisés, les formulations du béton adaptées ainsi les différentes procédures d'essais réalisés.

La présentation et l'analyse des résultats obtenus sont abordées dans le troisième chapitre, on présente les différentes corrélations établies entre la résistance à la compression du béton et les mesures non destructives correspondantes. Les résultats ont été analysés de façon à identifier l'influence de quelque paramètre de composition du béton sur les corrélations développées ainsi des comparaisons s'effectuent entre les différentes corrélations proposées et celles déduites par d'autres chercheures.

En fin, on clôture ce mémoire par des conclusions générales, en synthétisant les principaux résultats obtenus à travers cette étude. Quelques recommandations pour des futurs travaux sont présentées aussi.

CHAPITRE 1 :

Revue Bibliographique

1.1. Généralité

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, de granulats, d'eau, parfois d'ajouts minéraux, et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir après le durcissement, un produit solide dont les capacités de résistances dépassent celles des meilleures roches naturelles. Cette roche artificielle résiste bien à la compression et mal à la traction, c'est pourquoi son utilisation comme matériau de construction qui remonte aux romains, ne s'est véritablement développée qu'avec l'invention du béton armé, ce qui a permis de compenser son insuffisante résistance à la traction.

De loin le matériau le plus utilisé dans les constructions modernes, le béton peut être un produit banal de très grande diffusion, mais également un matériau haut de gamme dont l'élaboration et la caractérisation utilisent les plus hautes technologies. En fait, tout dépend de sa destination, car on admettra volontiers que le béton utilisé dans les éléments porteurs d'un petit immeuble n'aura pas à satisfaire aux mêmes exigences que le matériau destiné aux piles d'un viaduc de grande portée. Dans chaque cas, la nature des constituants, leur dosage, leurs performances sont différentes. En outre, la façon de les associer et la formulation sont particulièrement optimisées pour les bétons les plus sophistiqués. L'objectif est d'arriver à une qualité optimale du matériau, qui permet de garantir des caractéristiques mécaniques suffisantes, une durabilité adaptée au destin de l'ouvrage et, enfin, un bon aspect esthétique **[1]**.

1.2. Résistance à la compression du béton : Facteurs de formulation et conditions de chantier

1.2.1. Définition

La résistance du béton est généralement considérée comme sa plus importante propriété bien que, dans de nombreux cas pratique, d'autres caractéristiques telles la durabilité et la perméabilité peuvent être en fait plus importante. Néanmoins, la résistance à la compression projette généralement une image globale de la qualité d'un béton. C'est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et l'établissement des spécifications de conformité **[2]**.

Cependant, le critère principal retenu pour l'évaluation des bétons durcis, reste la résistance à la rupture et plus généralement celle en compression simple. Elle est mesurée le plus souvent suivant une procédure normalisée à 28 jours par compression axiale d'éprouvettes cylindriques (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur) ou cubiques conservées sous eau à une température de (20 ± 2) °C ou dans une enceinte où l'humidité relative est supérieure ou égale à 95 % **[1]**.

1.2.2. Facteurs influençant la résistance à la compression du béton

1.2.2.1. Qualité du ciment

Le ciment est l'élément qu'a la plus grande influence sur la résistance du béton. Il intervient principalement par la composition chimique du clinker, les ajouts éventuel (laitier, cendres volantes, pouzzolanes, etc.) et la finesse **[3]**. Différents types de ciment existent sur le marché, et le choix d'un type, est conditionné par les performances souhaitées du béton (performances mécanique, délais de prise, durabilité, etc.). La figure 1.1 montre l'évolution des résistances en compression d'un béton gâché avec trois ciments de nature différente.

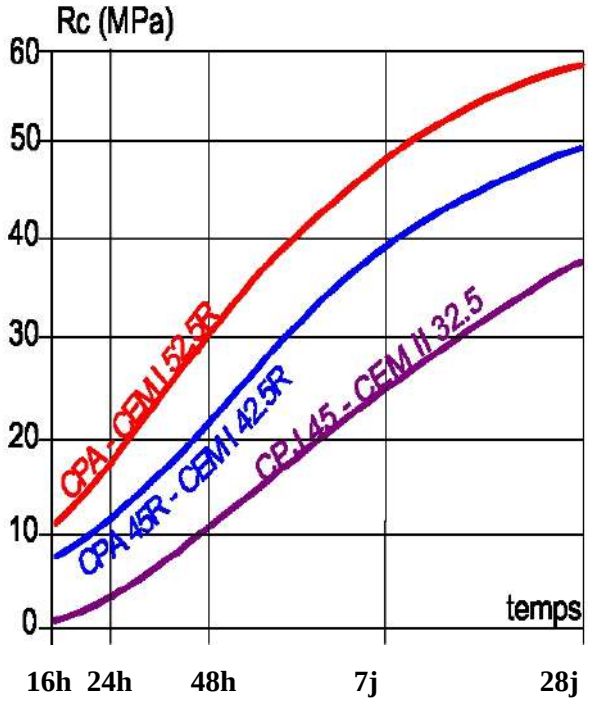


Fig. 1.1 : Influence de la nature du ciment sur l'évolution des résistances en compression du béton **[3]**.

Pratiquement, les résistances du béton croissent linéairement en fonction de la finesse de mouture du liant, surtout aux jeunes âges **[3]**. La figure 1.2 montre l'évolution de la résistance en compression du béton en fonction de la finesse du ciment.

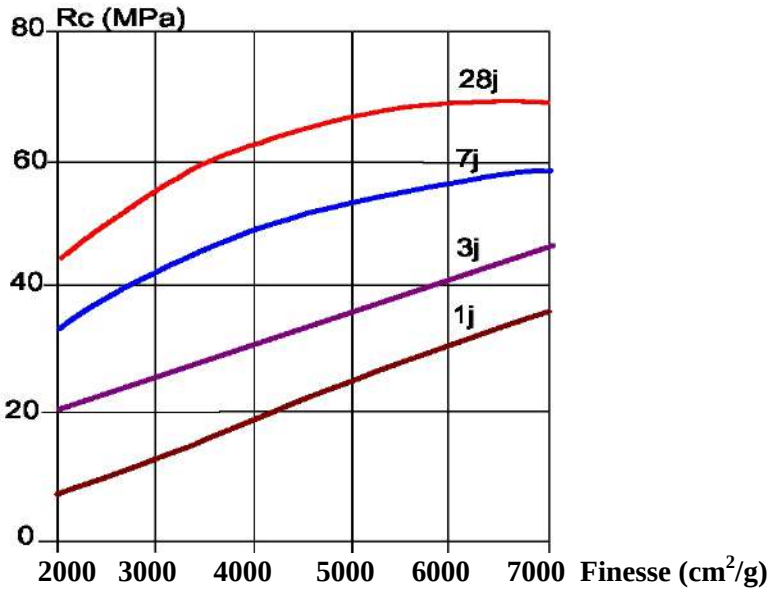


Fig. 1.2 : Évolution de la résistance à la compression du béton en fonction de la finesse du ciment **[3]**.

BENIA **[4]**, a étudié l'effet de la finesse de mouture de trois ciments différents de type CEM II (Sour-El-Ghozlane, Ain-El-Kébira et Hadjar-Soud) sur la résistance à la compression du béton. L'auteur a montré que le taux d'accroissement de la résistance mécanique à la compression du béton croit en fonction de la finesse des ciments utilisés (Fig. 1.3).

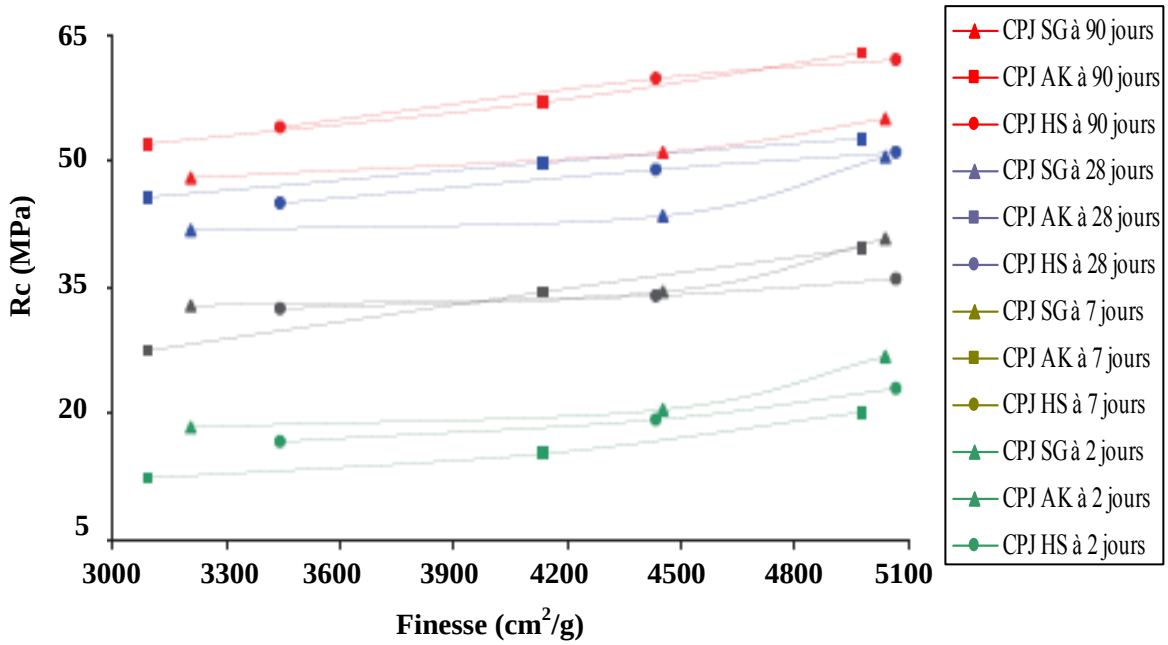


Fig. 1.3 : Évolution de la résistance à la compression du béton en fonction de la finesse du ciment **[4]**.

La qualité mécanique du ciment est traduite par sa classe de résistance, qui est un paramètre déterminant pour la résistance du béton. Plus celle-ci est élevée plus la résistance du béton l'est également. Elle est mesurée à 28 jours sur des éprouvettes de mortier normalisé. On distingue trois classes de résistance 32.5, 42.5 et 52.5 **[1]**. Dans le cas d'une bonne maitrise de la production du ciment l'écart type de la résistance pour un ciment portland ordinaire fourni par la même usine est de 3 MPa **[5]**.

1.2.2.2. Qualité des granulats

Il ne faut pas perdre de vue, qu'un béton tire du granulat une bonne part de sa résistance du moment que presque les trois quart du volume de celui-ci est occupé par les granulats. D'où la nécessité d'employer des granulats de qualité, et de dimension maximale, celle-ci devant rester compatible avec une bonne facilité de mise en œuvre.

Les granulats influencent la résistance à la compression du béton par leur :

- ***Nature et qualité* :** le choix des granulats est basé essentiellement d'une part sur la dureté satisfaisante et d'autre part sur l'adhésivité avec la pate du ciment **[6, 7]**.

- ***Forme et texture* :** Il faut éviter d'employer les granulats en forme de plats ou d'aiguilles. Les granulats autres que les sable, les plus recommandés sont ceux concassés assez durs, de taille moyenne, de bonne adhérence et de forme la plus cubique possible **[8]**.

- D_{max} **:** Cette dimension dépend évidement des dimensions de l'ouvrage, et des dispositions du ferraillage. Une granulométrie qui tend vers l'élargissement des grandes dimensions des granulats, diminue la quantité d'eau exigée, par la diminution de la surface spécifique et la réduction du rapport E/C, d'où l'augmentation de la résistance (Fig. 1.4).

- ***Granularité* :** La granularité continue, permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité. Par contre, la granularité discontinue présente en général des bétons à maximum de gros éléments et minimum de sable, conduit à des résistances en compression un peu supérieures mais parfois au détriment de l'ouvrabilité **[7]**.

- ***Module de finesse du sable :*** Des études expérimentales ont montré qu'un bon sable à béton, doit avoir un module de finesse d'environ 2.2 à 2.8 ; au-dessous, le sable à une majorité d'éléments fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau, au-dessus, le sable manque de fines et le béton perd en ouvrabilité **[7]**.

- ***Propreté :*** L'importance de l'adhérence mortier-graviers illustre la nécessité de disposer de granulats propres, ce qui dans la plus part des cas ne peut s'obtenir que par un lavage efficace car, outre une demande en eau plus élevée nécessitée par l'emploi de granulats pollués, d'où chute de résistances, s'ajoute le mauvais collage pate-granulats qui entraine à son tour une diminution des caractéristiques mécaniques pouvant dépasser 10% **[7]**.

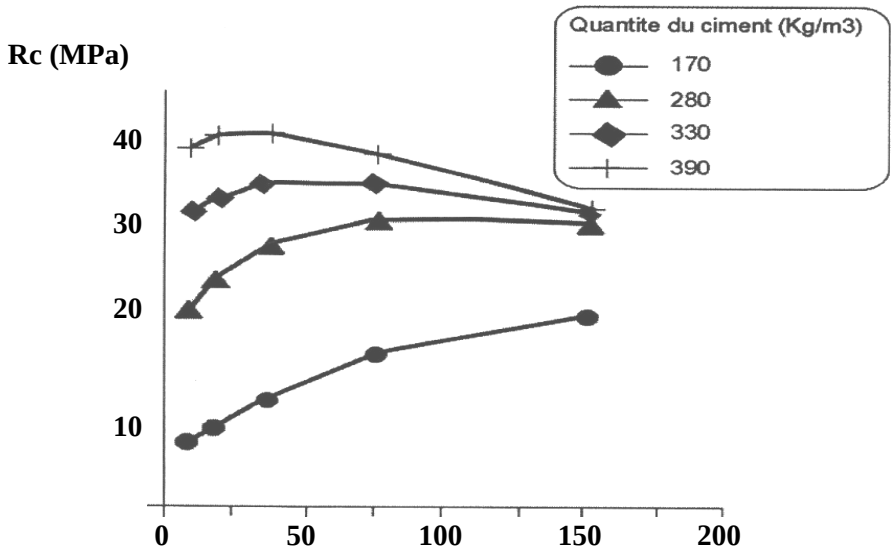


Fig. 1.4 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance en compression du béton à 28 jours **[5]**

1.2.2.3. Qualité de l'eau de gâchage

L'eau est un facteur capital trop négligé par le bétonnier. Elle joue un rôle multiple, et sert :

- à l'hydratation du ciment ;
- au mouillage des granulats ;
- à faciliter le malaxage et la mise en œuvre (améliore la maniabilité du béton).

La qualité de l'eau de gâchage doit être telle qu'aucune modification de la structure des matériaux ne soit possible. D'où elle doit être propre, ne contient pas des matières en suspension au delà des valeurs suivantes **[9]** :

- 5 g/l pour les matières en suspension (vases, limons, etc.);
- 35 g/l pour les matières et sels solubles.

Les éléments critiques à surveiller dans l'eau de gâchage sont les chlorures, les sulfates, le magnésium et les matières organiques. Toute eau douteuse doit être soumise à l'analyse chimique.

1.2.2.4. Emploi des adjuvants

Les adjuvants sont des produits qui, ajoutés à moins de 5 % du poids du ciment, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre du béton, améliorent certaines de leurs propriétés à l'état frais et à l'état durci. Ce sont des constituants de plus en plus utilisés au point qu'actuellement dans la majorité des applications. Un adjuvant a, en général une fonction principale d'après laquelle il se trouve classé et défini, mais il peut présenter également certaines fonctions secondaires.

La figure 1.5 illustre l'effet d'un adjuvant fluidifiant sur l'évolution de la résistance à la compression du béton et la figure 1.6 présente l'effet d'un adjuvant accélérateur de prise et d'un adjuvant retardateur de prise sur l'évolution de la résistance à la compression du béton.

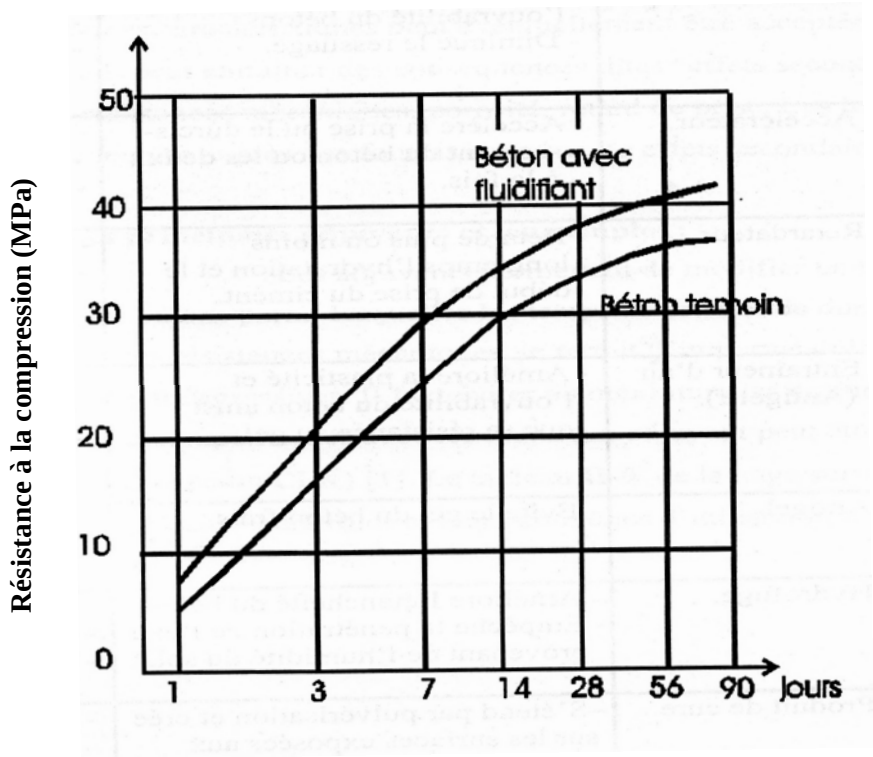


Fig. 1.5 : Résistance en compression de deux bétons : un béton avec fluidifiant et un béton témoin sans adjuvant **[10]**

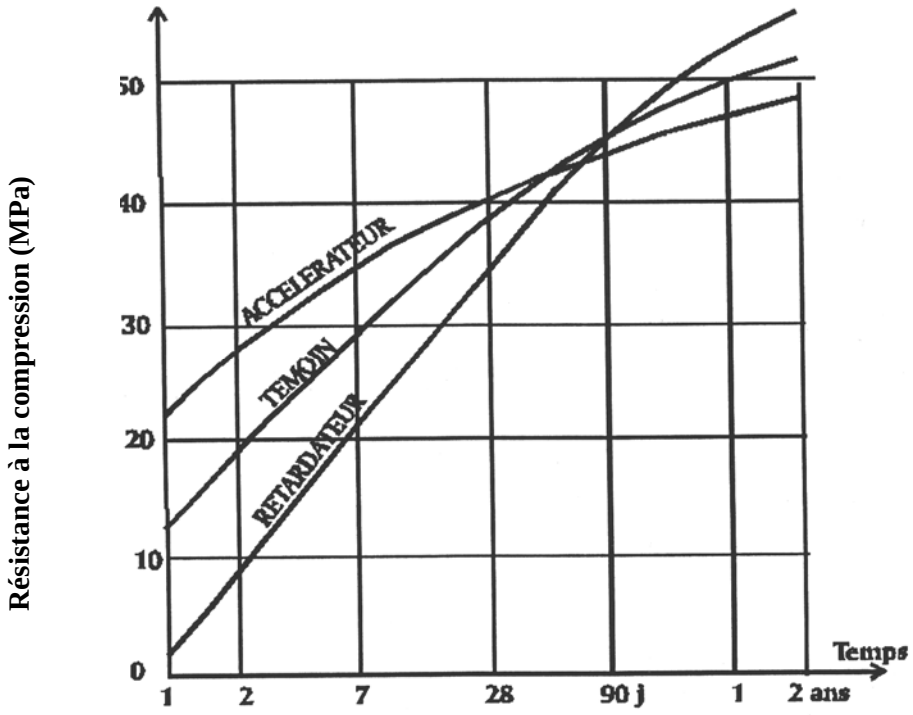


Fig. 1.6 : Influence comparée d'un accélérateur et d'un retardateur de prise sur l'évolution de la résistance du béton **[11]**

1.2.2.5. Additions minérales

L'utilisation des additions minérales, soit en substitution d'une partie du ciment dans le béton, soit comme granulat a pour objet principal d'améliorer les caractéristiques rhéologiques du béton (meilleure ouvrabilité et déformabilité et bonne stabilité) et d'augmenter leur compacité. Ce ci permet par la suite, d'améliorer les propriétés mécaniques et la durabilité du béton **[12-14]**. Elle contribue aussi, à réduire le cout du béton, minimiser la consommation en énergie et diminue l'émission du CO_2 **[15, 16]**.

Différentes additions minérales peuvent être ajoutées au béton afin d'améliorer certaines de ses propriétés. Parmi ces additions on trouve :

- ***Laitier de haut fourneau :*** C'est l'ajout le plus connu et le plus fiable pour sa qualité. Dans la littérature beaucoup de chercheurs ont utilisé le laitier de haut fourneau par substitution au ciment. Ils ont montré qu'à long terme la résistance à la compression et la durabilité des bétons contenant du laitier de haut fourneau dépassent celles d'un béton à base d'un ciment portland. De plus, la présence du laitier de haut fourneau augmente l'ouvrabilité du béton, par conséquent le rapport eau/liant peut être baissé pour une meilleure résistance à jeune âge **[17-19]**.

Hibbert et Khatib **[20]**, ont étudié le développement de la résistance à la compression pour des bétons contenant 0%, 40%, 60% et 80% de laitier par substitution du ciment. L'étude a montré une baisse systématique de la résistance à la compression à jeune âge lorsque le pourcentage du laitier augmente. Au-delà de 28 jours et jusqu'à 90 jours, la présence du laitier est très favorable à 40% et 60% de substitution avec une résistance qui dépasse celle du béton de référence (0% de laitier). Une diminution de la résistance notable à tous les âges est observée à 80% de laitier.

Zeghichi et al. **[21]**, ont étudié l'influence de l'activation du laitier d'El-Hadjar sur le comportement mécanique des bétons. Une amélioration des résistances en compression à long terme a été constatée.

- ***Cendres volantes :*** Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'influence des cendres volantes sur le développement des résistances mécaniques des bétons. Ils ont montré qu'à des températures normales, les cendres volantes provoquent une baisse de résistance à jeune âge (3 jours), mais des résistances supérieures sont observées à long terme **[18]**.

- ***Fumée de silice :*** Elle augmente la compacité du béton et améliore sa résistance mécanique **[7, 22]**. Les fumées de silice contribuent significativement au développement des résistances en compression entre 7 et 28 jours avec un pouvoir liant de 3 à 4 fois supérieur à celui du ciment portland **[18]**.

- ***Pouzzolane :*** Les pouzzolanes améliorent la cohésion interne ainsi qu'une augmentation de compacité de la pâte de ciment. La réduction de porosité qui en découle pour toute la matrice ciment se traduit par un accroissement de la résistance finale **[19]**.

Une étude expérimentale faite par Benkaddour et al. **[23]** a porté sur l'effet de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf (gisement de Bouhmidi) et la pouzzolane artificielle à base de la vase calcinée de barrage Ferrgoug (Mascara) sur les résistances mécaniques des mortiers. L'étude a montré que la résistance à la compression diminue considérablement avec l'augmentation du pourcentage d'ajout au jeune âge surtout à 2j, 7j et 28 jours. La résistance à la compression de 10% PA et de 10% PN rejoint celle du mortier témoin à 28 jours. Cette diminution de la résistance est attribuée principalement à l'activité lente de la pouzzolane naturelle et pouzzolane artificielle.

- ***Fillers calcaires :*** L'utilisation des fillers calcaires dans l'industrie du ciment et béton, est assez récente. Certains chercheurs ont étudié l'effet de l'ajout des fillers calcaires sur les performances mécaniques des bétons, ils ont montré que l'addition de $CaCO_3$ accélère l'hydratation du C_3S, donc une augmentation des résistances mécaniques aux jeunes âges. A partir de 28 jours, Cochet et al. **[24]** ont trouvé des résistances comparables aux bétons témoins.

Paulon et al. **[25]**, ont étudié l'effet de la fumée de silice, des cendres volantes et des pouzzolanes naturelles sur la résistance à la compression des pates de ciment. Ils ont trouvé que l'incorporation de fumée de silice a augmenté la résistance de la pate surtout après 28 jours. Par contre, les deux autres additions ont diminué la résistance par rapport à la pate sans additions (Fig. 1.7).

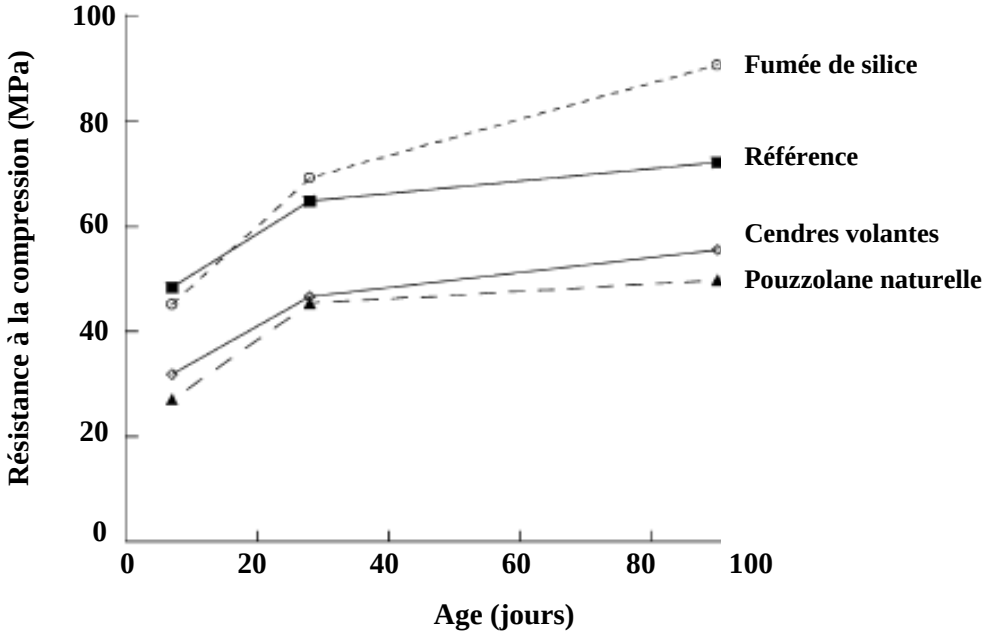


Fig. 1.7 : Effet des additions minérales sur l'évolution de la résistance à la compression des pates de ciment **[25]**.

Kerbouche et al. **[16]**, ont étudié l'effet de l'incorporation d'ajouts minéraux tels que : Pouzzolane naturelle de Béni-Saf (PN), Fillers calcaire (FC) et fumée de silice (FS) sur les propriétés mécaniques des systèmes de mortier binaires et ternaires à base de ciment portland ordinaire (OPC). Les résultats menés à travers cette étude ont permis de conclure que la substitution d'un ciment Portland par un taux de 10% de fines calcaire améliore les résistances mécaniques en compression des mortiers binaires au très jeune âge (2 jours).

Par contre ces dernières sont améliorées par des taux de 30% de pouzzolane naturelle et 10% de fumée de silice à long terme (90 jours). Pour les mortiers ternaires combinant à la fois deux ajouts, les substitutions (10% pouzzolane/10% calcaire) et (10% pouzzolane/10% fumée de silice) améliorent nettement leurs résistances mécaniques à long terme (90 jours).

Une étude expérimentale a été faite par Siad et al. **[26]** sur l'influence du type d'additions minérales dans les bétons autoplaçants, cette étude a montré que les BAP contenant la pouzzolane naturelle sont plus économiques et possèdent des performances mécaniques comparables à celles des bétons contenant de la cendre volante et meilleures que celles des bétons contenant des fillers calcaires.

1.2.2.6. Dosage en ciment et en eau (rapport E/C)

La résistance d'un béton bien compacté, apparaît comme étant inversement proportionnelle au rapport eau/ciment (Fig. 1.8). La résistance croit avec le dosage pondéral en ciment C, et décroit avec le dosage pondéral en eau. C'est pourquoi le facteur E/C est déterminant pour la résistance du béton **[1, 2, 8]**.

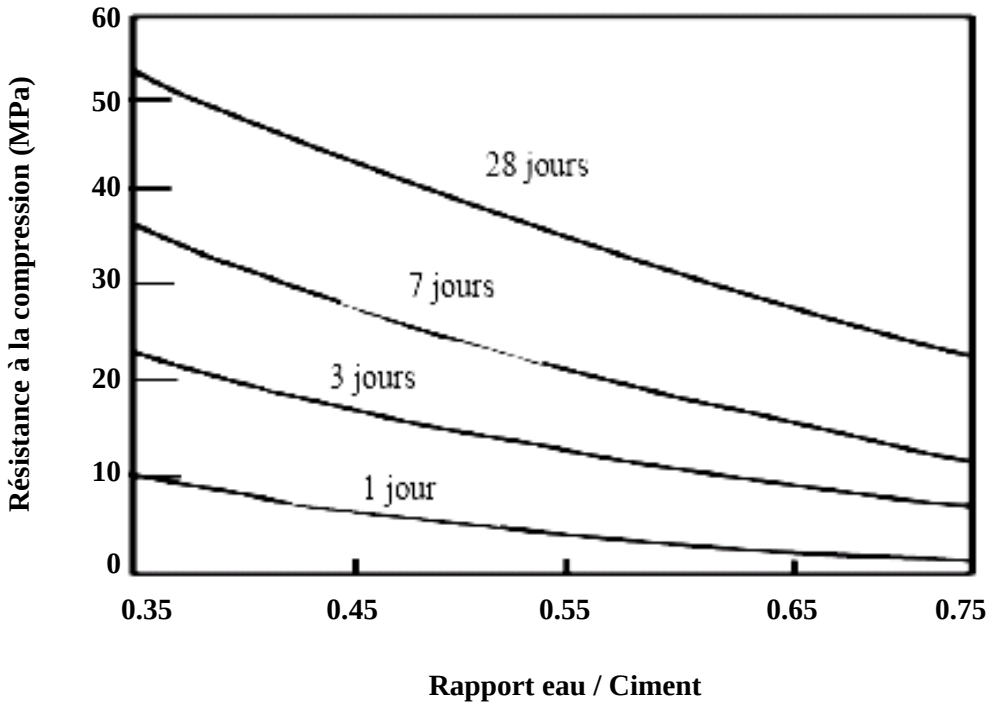


Fig. 1.8 : Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton **[27]**.

Pour obtenir des résistances à la compression élevées il faut augmenter le dosage en ciment et réduire la teneur en eau **[3]**. En revanche, les études faites par Boukli et al. **[28]** ont montré que pour un rapport E/C donné, les résistances à la compression ne semblent pas être affectées par le dosage en ciment (300 kg/m^3, 350 kg/m^3 et 400 kg/m^3), ceci est valable pour touts les rapports E/C examinés. Dans les conditions de l'étude, un dosage de 300 kg/m^3 reste suffisant et par conséquent économique. Le même résultat a été confirmé par Belouadah **[29]**.

Il est à signaler, qu'un manque d'eau peut empêcher l'hydratation complète du ciment, ce qui entraine alors une baisse des résistances mécaniques finales. De plus dans le cas des bétons secs sans adjuvant, la difficulté liée à la mise en œuvre de ces bétons, peut entrainer le risque d'avoir un béton moins compactant, d'où moins résistant. Il existe alors un rapport E/C critique pour avoir une résistance optimale **[3]**. Le Document Technique Règlementaire Algérien (D.T.R 1991) recommande, pour un dosage en ciment compris entre 300 et 400 kg/m^3, un rapport E/C compris entre 0,4 et 0,6 avec une valeur moyenne de 0,5 **[9]**.

1.2.2.7. Rapport granulat / ciment (G/C)

La forte teneur en ciment des bétons, affecte la résistance moyenne ou très élevée, c'est-à-dire dépassant 35 MPa. Il n'y a aucun doute que le rapport granulat/ciment est un facteur de deuxième importance à la résistance, mais pour un rapport eau/ciment constant, il a été montré qu'un béton plus faiblement dosé, était plus résistant **[2, 30]**. La figure 1.9, montre que pour un rapport E/C constant, un mélange pauvre en ciment conduit à une plus grande résistance.

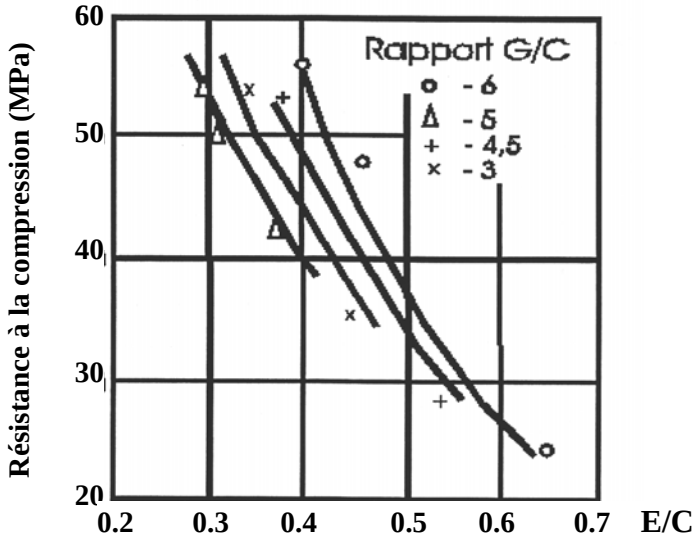


Fig. 1.9 : Influence du rapport G/C sur la résistance à la compression du béton à 7 jours **[2]**.

1.2.2.8. Rapport gravier / sable (G/S)

La résistance d'un béton dépend de la composition granulométrique du mélange, par conséquent le rapport G/S, a une influence notable. Les appréciations concernant l'influence des proportions relatives de sable et de gravier (rapport G/S) ainsi que la continuité ou discontinuité de la courbe granulométrique sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de la granularité **[31]**.

Désignation	Pour une bonne ouvrabilité	Pour une bonne résistance
Finesse du sable	plutôt fin	plutôt grossier
Rapport G/S	à diminuer	à augmenter
Dosage en eau	à augmenter	à diminuer
Granularité	continuée préférable	discontinuée légèrement
Dmax	plutôt petite	plutôt forte

La figure 1.10 montre qu'à partir de G/S = 2, l'augmentation de la résistance en compression à 28 jours, est très sensible surtout pour les bétons fermes. Mais pour des raisons d'ouvrabilité, il ne convient pas de dépasser 2 à 2,2 de G/S pour les bétons courants. Le D.T.R Algérien **[9]**, définit ce facteur comme étant une méthode de composition purement expérimentale. Pour un béton normal de structure, qui se met facilement en œuvre et donnant de bonne résistance, ce document propose le rapport G/S entre 1,8 et 2.

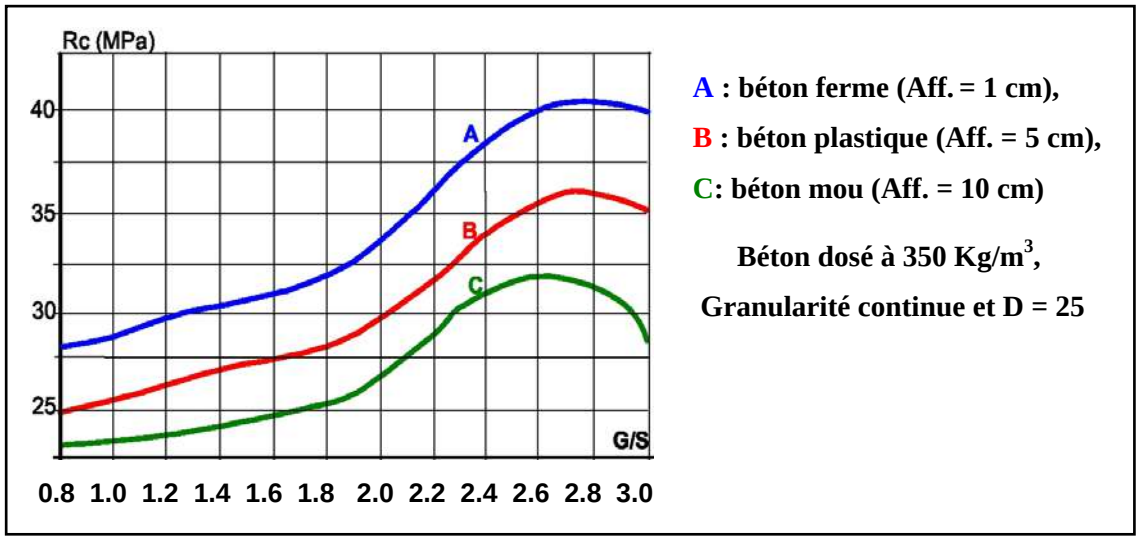


Fig. 1.10 : Variation de la résistance en compression du béton à 28 jours en fonction de G/S pour trois plasticités différentes **[7]**.

1.2.3. Facteurs influençant la résistance à la compression du béton sur site

Fabriquer un béton, n'est plus une opération de mélange de constituants dans des proportions données, c'est plutôt produire un béton de qualité adéquate. Du moment que, la résistance du béton durci est affectée par le degré du compactage, l'ouvrabilité du béton frais est vital pour que ce béton peut être mis en œuvre. D'où, un compactage complet et une densité maximale, exigent une ouvrabilité suffisante, utilisant une quantité d'énergie raisonnable sous les conditions de mise en œuvre disponibles sur chantier. L'application des principes donnés pour chaque étape de la mise en œuvre (malaxage, transport, vibration et cure), avec un contrôle régulier sur chantier, peuvent permettre à l'utilisateur de confectionner des bétons de structures ouvrables, homogènes et stables à l'état frais et résistants et durables à l'état durci.

1.2.3.1. Malaxage du béton

Le malaxage du béton permet d'assurer le mélange, le plus homogène possible, des différents constituants, il se fait, en général, à l'aide des appareils mécaniques. La durée de malaxage doit être suffisante pour assurer une bonne homogénéité du mélange, elle varie de 1 à 3 mn suivant le type d'appareil (malaxeur ou bétonnière). Il faut noter qu'un temps de malaxage trop long, est moins préjudiciable qu'un temps trop court. Il faut également rappeler que la vitesse de rotation des malaxeurs, ne doit pas être trop grande afin d'éviter que sous l'effet de la force centrifuge, se produise un début de ségrégation **[7]**. D'après le travail de Boussion et Brunet cité par **[10]**, un malaxage correctement étudié, permet d'obtenir un gain de résistance mécanique de l'ordre de 10 %.

1.2.3.2. Transport du béton

L'opération de transport du béton consiste à, acheminer le béton du lieu de sa confection à l'endroit de sa mise en œuvre. Pour que l'objectif soit atteint, il est nécessaire qu'elle s'effectué rapidement et que les caractéristiques du béton, tel que l'homogénéité et la maniabilité ne soient pas modifiées (risque de ségrégation et perte d'ouvrabilité surtout par temps chaud). Toutes les précautions doivent être prises pour éviter, au cours du transport, une évaporation excessive, un délavage par temps de pluie et une intrusion de matières étrangères **[7]**.

Pour un béton prêt à l'emploi, le délai de transport du béton au lieu d'utilisation, compté à partir du début de malaxage, ne doit pas être supérieur à 1h 30, et à 1h pour les camions non munis d'un agitateur **[7, 9]**.

1.2.3.3. Mise en place du béton

Le béton doit être mis en place avant tout début de prise, par des procédés lui conservant son homogénéité. Le coulage du béton doit se faire sans interruption, à vitesse régulière, par couches horizontales et d'une égale épaisseur. La hauteur de déversement du béton doit être limitée pour éviter le phénomène de ségrégation et également l'augmentation de la quantité d'air dans le béton. Il faut éviter aussi la mise en œuvre du béton, lors de trop fortes pluies pouvant entrainer un lavage des gros granulats et un excès d'eau en surface du béton. Lorsque la pièce en béton, peut ne pas être coulée de façon continue, il faut prévoir des joints de reprise particulièrement soignés, car ils constituent toujours des points faibles **[7]**.

1.2.3.4. Vibration du béton

La vibration est le moyen le plus couramment utilisé pour assurer la mise en place du béton dans les coffrages. Elle a comme double objectif **[7]** :

- Liquéfier le béton autour de la zone d'action du vibrateur, ce qui réduit considérablement les frottements internes des grains constituant le béton et permet donc une mise en place avec des teneurs plus faibles en eau de gâchage, d'ou une amélioration des résistances mécaniques (Fig. 1.11);
- Donner au béton sa compacité maximale, en chassant l'air contenu dans ce dernier et provoquant un meilleur arrangement des grains et, par voie de conséquence, une amélioration de ses caractéristiques mécaniques et de sa durabilité.

Il est à signaler, qu'une sur-vibration pouvant provoquer une ségrégation, une remontée de laitance, et dans le cas de béton à air entrainé, une perte importante de cet air **[7]**.

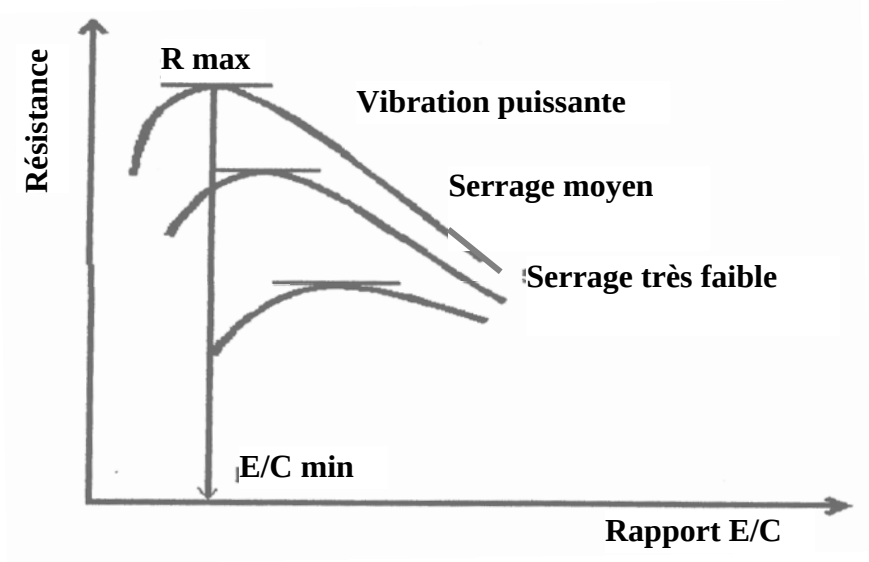


Fig. 1.11 : Évolution de la résistance à la compression du béton en fonction du mode de serrage et du rapport E/C **[32]**.

1.2.3.5. Cure du béton

La cure du béton est définie d'après l'ACI 308 – 01 **[33]**, comme étant la procédure pour maintenir une humidité suffisante et une température favorable dans le béton durant l'hydratation, jusqu'au développement des propriétés désirées de ce dernier. Elle a un impact direct sur l'évolution de la résistance à la compression, alors que la dessiccation du béton au jeune âge limite l'évolution de la résistance (Fig. 1.12). En outre l'humidité relative interne inférieure à 80% provoque un arrêt de la réaction d'hydratation **[27]**, alors que la température accélère la réaction d'hydratation qui entraîne une augmentation de résistance à court terme et une diminution à long terme comme le montre la figure 1.13.

La cure doit être appliquée, dés le début de prise du béton sur les surfaces nues, et aussitôt après décoffrage sur les autres, car un retard de quelques heurs, peut diminuer sensiblement son efficacité. Cependant, la durée minimale de cure, est fonction des conditions ambiantes, de la classe de résistance du béton. L'absence de cure, est souvent une cause de fissuration **[7]**. Lachmat et Kenai **[34]**, ont montré que, la résistance à 28 jours d'un béton conservé à l'air libre (en zone méditerranéenne CNERIB. Alger), peut être réduite de 44 % par rapport à une cure d'humidification par immersion (20 °C et 100 % HR).

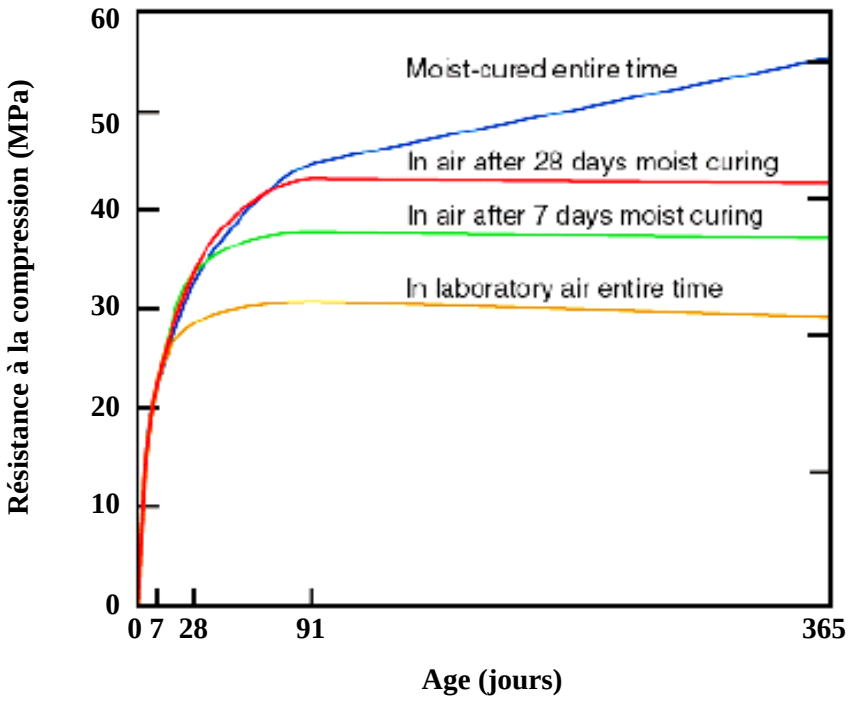


Fig. 1.12 : Influence de la durée de cure humide sur l'évolution de la résistance d'un béton ordinaire avec E/C = 0.5 **[27]**

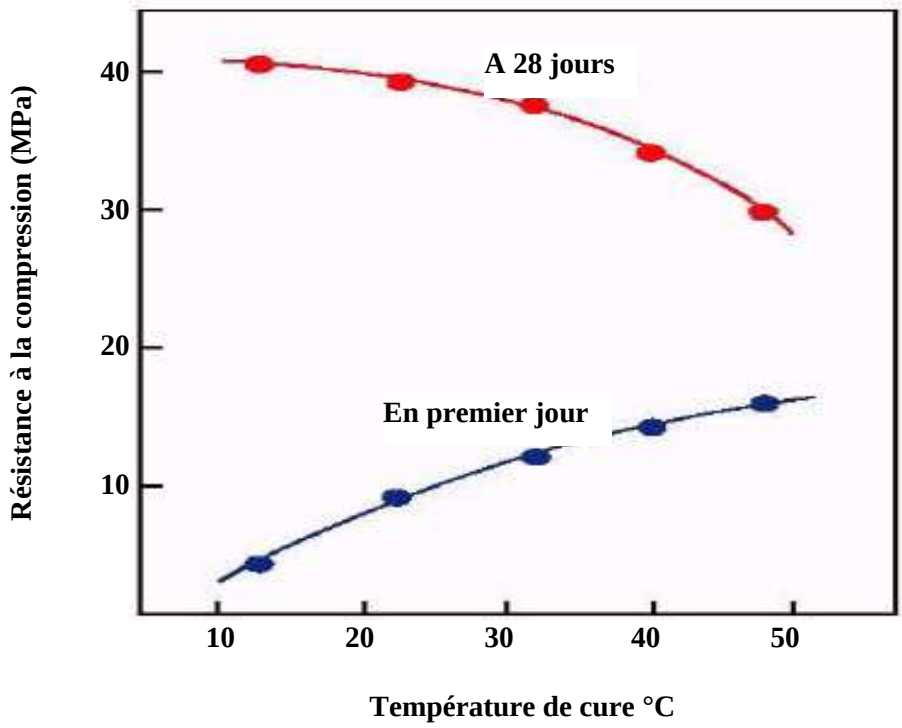


Fig. 1.13 : Influence de la température de cure sur l'évolution de la résistance d'un béton au jeune âge et à 28 jours **[27]**

1.2.3.6. Température et Humidité de l'environnement

Ces paramètres sont influents, notamment durant la phase de durcissement. L'hydratation du ciment portland étant une réaction exothermique, elle est accélérée par une élévation de température (Fig. 1.14). A l'inverse de la chaleur, le froid ralentit la prise et le durcissement du béton et peut même l'arrêter complètement.

Le ciment Portland est un liant hydraulique dont les réactions d'hydratation sont doutant plus favorisées qu'elles se produisent dans un milieu ou l'hygrométrie est maintenue à un niveau élevé (Fig. 1.15). D'anciennes expériences, ont montré que les réactions d'hydratation sont fortement ralenties en dessous d'une hygrométrie de conservation de 80 % **[35]**. Il est donc nécessaire de retenir l'eau à l'intérieur du béton à la fois pour favoriser l'hydratation, mais aussi pour éviter des contraintes de dessiccation risquant de générer des fissures, ce qui démontre à nouveau l'intérêt de la cure. Cette protection est surtout efficace durant les premiers jours d'hydratation.

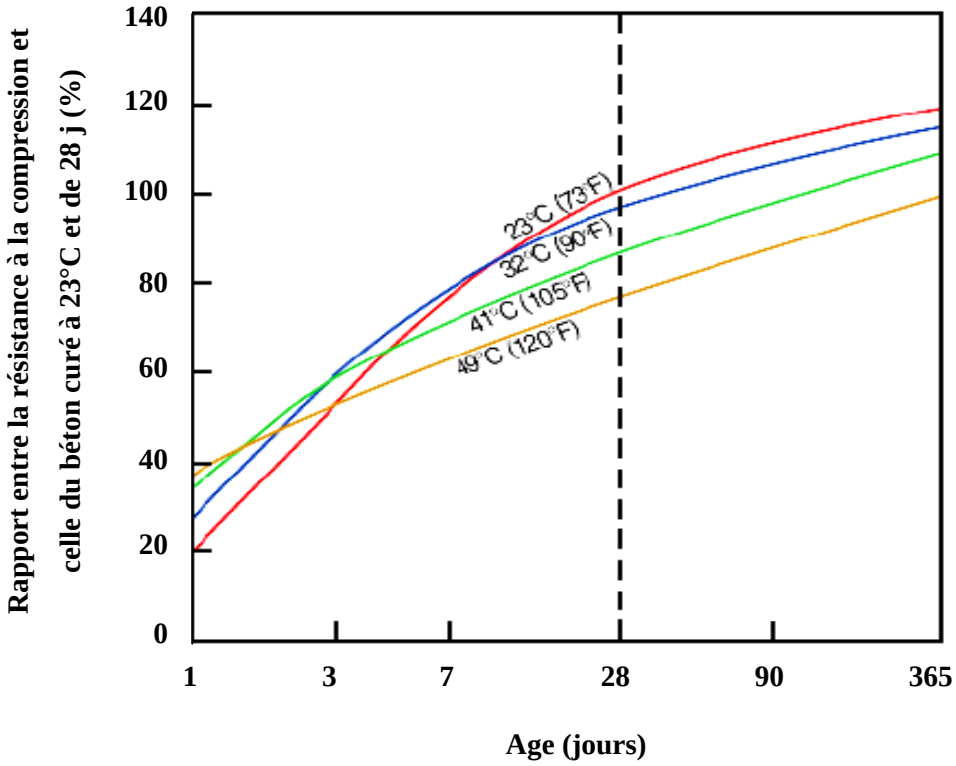


Fig. 1.14 : Évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures **[27]**

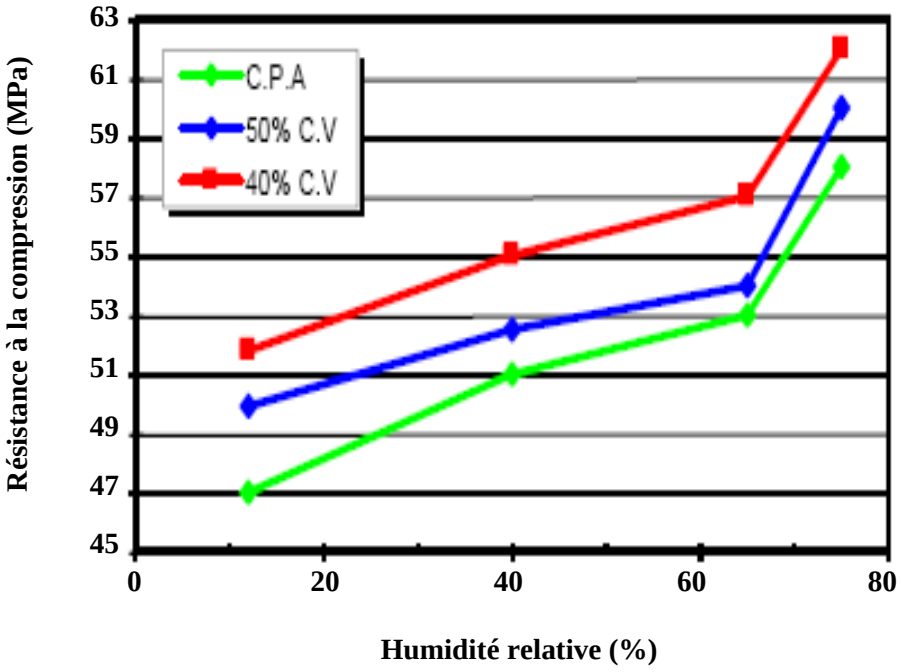


Fig. 1.15 : Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression du béton **[27]**

1.2.3.7. Âge du béton

Le durcissement du béton est fonction de l'hydratation du ciment qui est une caractéristique évolutive dans le temps. Et comme le durcissement du béton s'accompagne par une augmentation des résistances mécaniques de ce dernier, on peut dire que la résistance mécanique du béton, est en évolution régulière en fonction de l'âge, ce qui montre la figure 1.16. La résistance mécanique d'un béton peut atteindre 40 à 60 % de sa résistance finale au bout de 1 jours de prise et de 80% au bout de 28 jours **[27]**.

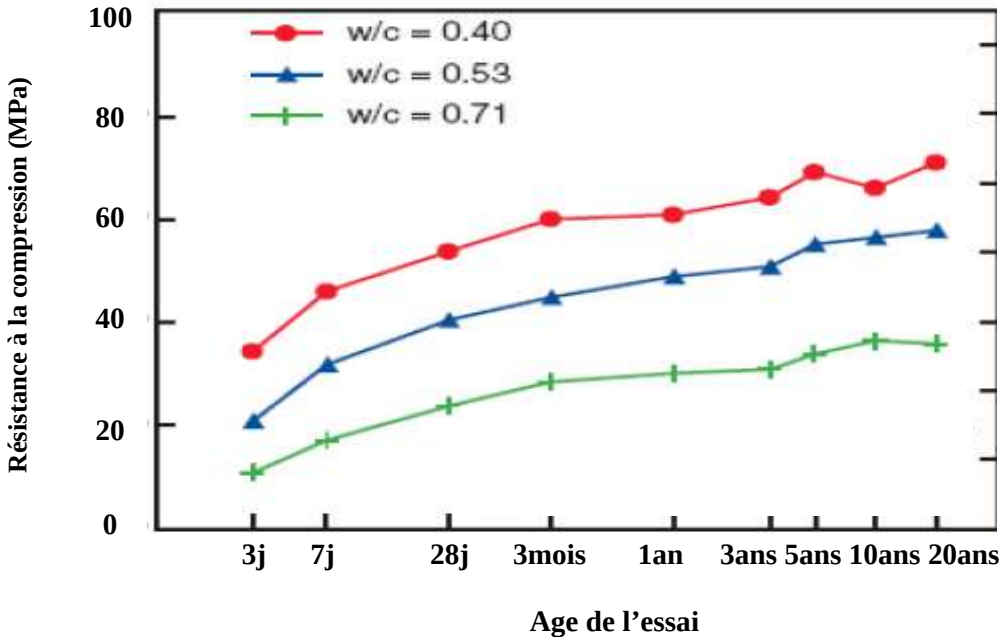


Fig. 1.16 : Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton **[27]**.

1.3. Qualité du béton produit en Algérie

1.3.1. Généralité

Il est a noté que, la qualité du béton (matériaux et mise en œuvre) dans les chantiers, peut être une des causes principales des cas pathologiques des constructions en Algérie. Elle est énormément affectée par les conditions et les pratiques courantes des chantiers. Le béton est couramment produit en fonction des possibilités du producteur et de la qualité des matériaux disponibles sur place.

L'Algérie semble en avoir petit à petit perdu la recette. Le bétonnage constituer la partie la plus critique pour réussir à constituer l'ossature mécanique appropriée dont dépendra la sécurité de l'ouvrage, et pourtant dans nos chantiers cette opération est complètement négligée et bâclée. Elle est systématiquement confiée aux plus nocives des ouvriers, ce qui explique le mauvais comportement de nos constructions après toute catastrophe naturelle (séisme).

1.3.2. Analyse de la qualité du béton produit en Algérie

La résistance du béton est le paramètre le plus important pour apprécier la qualité du béton. Pour cette raison, elle a fait l'objet de plusieurs études statistiques, effectuées sur des bétons produits sur des chantiers situés dans différentes zones climatiques définies pour le territoire national.

Une analyse des cas pathologiques dans le Sud Algérien (El-Oued, Biskra et Ouargla) a été réalisée par Kenai et al. **[36]** sur un total de 52 dossiers d'expertises effectués durant la période 1978-1993, et également 268 rapports de laboratoire couvrant 93 projets sur la qualité du béton. Les auteurs ont montré à travers cette étude, que plus de 45 % de désordres sont liés à la mise en œuvre et 16 % dus à la mauvaise qualité du béton. Par ailleurs, environ de 43 % des cas de la qualité du béton sont jugés en dessous de la moyenne selon le tableau 1.2 relatif à la classification de la qualité du béton.

Tableau 1.2 : Classification de la qualité du béton **[36]**

Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	< 23	23 à 24	24 à 25	25 à 26	> 26
Qualité du béton	Très faible	Faible	Moyenne	Bonne	Excellente

Une autre étude a été effectuée par Kharchi et Boutamine **[37]** sur des bétons de chantier fabriqués durant la période 1989- 1991. Cette étude est basée sur une analyse statistique de données réelles des valeurs de résistances à la compression du béton conçu en laboratoire et celles de résistances du même béton produit sur chantier. Les auteurs ont conclu que la résistance en laboratoire est rarement atteinte sur chantier (Tableau 1.4) et certaines valeurs sont mêmes inférieures à la moitié de la valeur de la résistance en laboratoire. En outre, les valeurs de chantier présentent des écarts types élevés comme indiqué sur le tableau 1.3. Cela montre que non seulement la composition du laboratoire n'est pas respectée, mais il y a aussi un problème de reproduction, c.à.d. on ne peut pas produire le même béton pour des mêmes éléments de la structure.

Tableau 1.3 : Résultats de l'analyse des données **[37]**

Type de béton selon le dosage en ciment (kg/m^3)	Résistance conçue en laboratoire (MPa)	Résistance sur chantier inférieures à celles en labo (%)	Ecart type (MPa)
400	35,3	83,7	5,840
420	36,8	87,1	5,983
450	39,5	84,1	5,409

Lechani et al. **[38]**, ont effectué une étude statistique sur la qualité du béton. Ils ont analysé 4124 résultats d'écrasements d'éprouvette de béton à 7, 14, 21 et 28 jours, issus de diverses régions du Nord de l'Algérie (Blida, Tipaza et Médéa) durant la décennie 1983-1993. Les auteurs ont conclu que la résistance caractéristique à 28 jours obtenue in situ est égale à 22 MPa et par conséquent plus faible que celle préconisée par le cahier des charges (25 MPa). En outre, la dispersion des résistances à 28 jours des projets analysés, ayant un écart type de 6,5 MPa. Ce qui explique selon les écarts types usuels (Tableau 1.4) que le béton conçu dans ces projets, présente une certaine irrégularité dans la fabrication et aussi un contrôle des bétons inexistant ou inefficace.

Tableau 1.4 : Valeurs usuels de l'écart type **[39]**

Types de contrôle	Ecart type global (MPa)				
	Excellent	Très bon	Bon	Moyen	Insuffisant
Sur chantier	< 2,8	2,8 – 3,4	3,4 – 4,1	4,1 – 4,8	> 4,8
En laboratoire	< 1,4	1,4 – 1,7	1,7 – 2,1	2,1 – 2,4	> 2,4

Derbala **[10]**, a présenté une étude statistique sur la qualité du béton produit dans la région centre (Blida, Alger et Tipaza). Il a examiné 3066 résultats d'écrasement d'éprouvettes de béton à 28 jours. L'étude a montré un écart type élevé (4.7 MPa) et une résistance caractéristique (23 MPa) inférieure à celle préconisée généralement et fixées par 25 MPa.

De même Laribi **[40]** a examiné 484 cas pathologiques de constructions, survenus durant la période allant de 1984 à 1997 dans l'Ouest Algérien (14 wilayas) sur la base de rapports d'expertises. Il a montré clairement que la mauvaise qualité du béton mis en œuvre est à l'origine des causes de plus de 20 % des sinistres analysés. En plus, une étude statistique a été réalisée sur un échantillon de 855 procès-verbaux d'écrasement d'éprouvettes en béton à différents âges (7, 14, 21 et 28 jours), représentant au total 21 projets à divers usages couvrant la période allant de 1990 à 1997. L'auteur a mis en évidence que la résistance caractéristique n'est atteinte que sur moins de 45 % des projets étudiés et le béton utilisé n'est pas régulier.

D'après ces études statistiques réalisées sur les différentes régions du territoire, le béton produit sur chantier ayant généralement des faibles résistances qui ont rarement atteint la résistance préconisée par le cahier des charges.

Ces études sont basées sur des résultats d'écrasements d'éprouvette de béton provenant de certains laboratoires. Il faut noter que les éprouvettes ne sont pas vraiment représentatives du béton in situ, et en plus, le prélèvement du béton sur chantier relatif aux éprouvettes de contrôle n'est pas effectué par un organisme agrée. Le laboratoire reçoit les éprouvettes toutes faites par le responsable du chantier lui même. Alors, il est probable que le béton réellement utilisé sur chantier soit encore de plus mauvaise qualité que celui des éprouvettes testées en laboratoire.

1.3.3. Aperçu sur la qualité du béton produit dans la wilaya de Médéa

Nous nous sommes proposé de donner ici une indication non exhaustive sur la qualité du béton produit dans la wilaya de Médéa. Cette partie est basée sur une analyse statistique des données réelles provenant du CTC centre de la wilaya de Médéa. Pour cette étude, on a analysé 153 PV d'écrasement à 28 jours qui sont distribués suivant 74 projets de construction dans les différentes communes de la wilaya et qui s'étalent durant la période 2008 - 2010. Dans ces données, il est signalé les valeurs de la résistance à la compression fc_{28} et son écart type du béton testé par le laboratoire mobile du CTC centre (Tableau 1.5).

Tableau 1.5 : Résultats d'essais obtenus dans différents régions de Médéa entre 2008 et 2010.

Année	Nbr de PV	Résistance à 28 j (MPa)			Ecart type σ (MPa)
		Rc^{min}	Rc^{moy}	Rc^{max}	
2008	48	11,4	20,9	39,6	5,7
2009	51	10,0	21,9	33,9	4,8
2010	54	9,0	22,9	45,0	7,3

Pour juger de la qualité du béton produit dans ces chantiers, nous avons pris comme référence la classification des bétons donnée précédemment dans les tableaux 1,2 et 1,3. Le tableau 1.6 résume les répartitions en pourcentage des résistances moyennes et des écarts types des différents bétons analysés.

Tableau 1.6 : Répartition de la résistance moyenne ($fc_{28}moy$) et l'écart type (σ) en %

Année 2008 - 2010	Répartition de f_{c28moy} en %				
	< 23	23 à 24	24 à 25	25 à 26	> 26
	57	4,7	4,7	3,6	30,4
	Répartition de σ en %				
	< 2,8	2,8 – 3,4	3,4 – 4,1	4,1 – 4,8	> 4,8
	9,0	7,8	6,0	15,3	61,9

Une étude comparative a été faite par le CTC centre de la wilaya de Médéa entre les résultats d'écrasement réalisés par son laboratoire mobile et les résultats transmis par les entreprises durant l'année 2008 (Fig. 1.17). Cette étude a montré qu'il y a une grande différence entre les résultats d'écrasement du béton à 28 jours obtenus par le laboratoire mobile et ceux donnés par les entreprises.

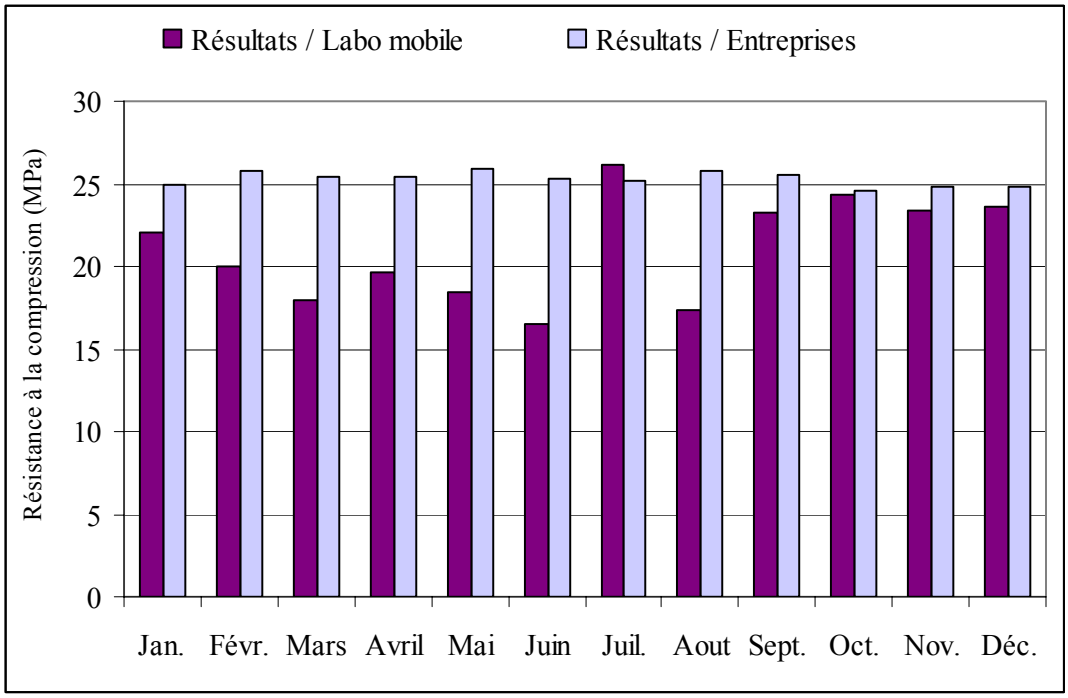


Fig. 1.17 : Histogramme comparatif entre les résultats d'écrasement du laboratoire mobile du CTC et les résultats transmis par les entreprises pour l'année 2008.

De ces résultats recueillis et de l'examen des différents tableaux proposés, on remarque que la résistance caractéristique reste toujours inférieure à celle préconisée généralement dans le cahier de charge. On remarque aussi que le béton de plus de 50% des projets analysés est de très faible résistance et il n'est pas régulier vu la dispersion des résultats d'écrasement (61.9 % des cas ont $\sigma > 4.8$ MPa). Toute l'attention donc, doit être portée sur la qualité réelle des matériaux utilisés, et le suivi du chantier doit être plus rigoureux avec des dispositions réglementaires plus strictes notamment le contrôle de la fabrication du béton.

1.4. Contrôle de la résistance à la compression du béton

1.4.1. Généralité

Compte tenu de ce qui a été précité, très souvent, des doutes sont émis sur la qualité des bétons mis en œuvre. Ces doutes mèneront généralement vers un contrôle sur les ouvrages réalisés. Plusieurs méthodes de contrôle peuvent être envisagées, parmi les quelles on peut citer les plus couramment utilisées à savoir :

- les essais destructifs sont menés sur des échantillons de bétons. Ce type d'essai pose, entre autres, le problème de la représentativité des échantillons prélevés et du nombre d'essais limité au nombre d'échantillons;
- les essais non destructifs menés sur la structure elle-même. Le nombre de mesures est illimité et le problème d'échantillonnage n'existe pas. Mais les mesures étant indirectes (mesure de l'indice de rebondissement, mesure de la vitesse d'impulsion ultrasonique dans le béton,…), l'interprétation des résultats n'est pas toujours aisée: problèmes d'étalonnage des appareils et de l'hétérogénéité du matériau **[41]**.

1.4.2. Essais destructifs

1.4.2.1. Éprouvette d'information

La méthode encore la plus couramment utilisée pour évaluer la résistance au jeune âge du béton dans l'ouvrage 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. Les principaux désavantages de cette méthode sont que les résultats ne sont pas obtenus immédiatement et que les éprouvettes ne sont pas vraiment représentatives du béton dans la structure, à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton **[41-44]**.

1.4.2.2. Carottage

Pour mesurer la résistance du béton dans une structure, il est habituellement déterminé par les essais destructifs sur des carottes prélevées sur béton de la structure **[45]**. Un avantage de cette méthode est d'accéder à l'intérieur du matériau et de ne pas être limité à sa surface. Elles permettent alors, de mesurer les gradients que les méthodes non destructives n'offrent pas une résolution suffisante pour cela **[1]**. Il est à noter que la résistance des carottes lorsqu'on la convertir en résistance de cylindres de dimension normalisée ou de cubes représente au mieux la résistance du béton in situ **[2]**.

Cependant, les grandeurs issues de mesures sur carottes sont locales: elles ne peuvent être généralisées sans hypothèse supplémentaire. De plus, sans information préalable, la localisation du prélèvement est généralement réalisée de manière subjective sur des zones pas forcément représentatives, qui sont supposées saines ou altérées. Il n'est pas toujours possible de réaliser des prélèvements: soit pour des raisons d'accessibilité, soit pour des raisons de sensibilité de l'ouvrage (une centrale nucléaire par exemple ne doit subir aucun préjudice de dégradation liée à un carottage) **[1, 46]**. En outre, ce procédé est cher et endommage la structure, pour cette raison on doit limiter le nombre et les endroits de prélèvement où le béton à examiner **[44]**

1.4.3. Essais non destructifs

Ces essais sont rapides et légers à mettre en œuvre, et apportent de surcroît une réponse globale à l'échelle d'une structure ou d'un ouvrage, dans le cadre de contrôles d'ouvrages neufs ou en construction comme de diagnostic d'état d'ouvrages anciens **[47-49]**. Ils fournissent des données et peuvent estimer les propriétés du béton réel dans l'ouvrage que les essais standard ne peuvent fournir. Ils sont d'une grande valeur lors du bétonnage en hiver pour garantir la sécurité et permettre de déterminer à partir de quel moment les coffrages peuvent être enlevés. Ces essais sont aussi excellents pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage **[50]**.

L'exécution d'une technique non destructive avec un coût relativement bas aura comme conséquence la réduction du nombre de carottages habituellement exigés pour évaluer l'état du béton. Aussi, on pourrait examiner de plus grandes parties d'une structure qui augmenterait la probabilité pour identifier des insuffisances et des problèmes qui peuvent altérer l'intégrité structurale **[51]**.

1.4.3.1. Inspection visuelle

C'est la méthode la plus commune employée pour l'évaluation des états des ouvrages et comporte la détection des signes de la détérioration tels que fissures, déformations excessives, corrosion, écaillage, fuite d'eau et caractérisation de l'état des joints. Cette méthode est facile, rapide et économique. Elle représente un précurseur essentiel à n'importe quel essai non destructif prévu. Un ingénieur expérimenté peut établir les causes possibles des dommages à une structure en béton et par conséquent identifier laquelle des diverses méthodes NDT disponibles peut être la plus utile pour toute autre recherche sur le problème **[47]**.

1.4.3.2. Essai de la résistance à la pénétration (Pobe penetration test)

La sonde de Windsor est généralement reconnue comme le meilleur moyen pour exécuter l'essai de résistance à la pénétration. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration d'un béton par une tige d'acier d'une sonde en alliage durci de 6.5 mm de diamètre et de 8 cm de longueur, qui enfoncée au moyen d'une quantité déterminée d'énergie (Fig. 1.18). La profondeur de pénétration est inversement proportionnelle à la résistance à la compression du béton. De plus la relation entre la résistance et la profondeur de pénétration dépend grandement de la dureté du granulat. Donc, l'instrument doit être étalonné selon le type de béton a étudié **[50]**.

Cet essai a toutefois 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.

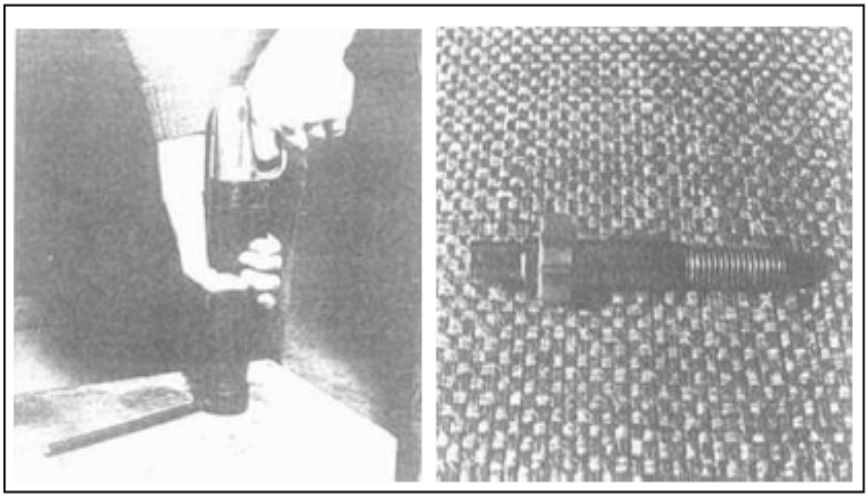


Fig. 1.18 : Présentation de la sonde de Windsor en cours d'utilisation **[27]**.

1.4.3.3. Essai d'arrachement (Pull-Out test, Pull-Off test)

Cet essai est destiné à mesurer, au moyen d'un vérin spécial de traction, l'effort nécessaire pour arracher une pièce métallique comportant une extrémité élargie, préalablement noyée dans le béton à une profondeur de 7.6 cm (Fig. 1.19). La tige soumise à l'arrachement est placée soit avant le coulage du béton (Lok test), soit dans un béton existant (Capo test). Le béton est soumis simultanément à un effort de traction et de cisaillement, mais la force nécessaire pour provoquer l'arrachement peut être fonction de sa résistance à la compression. On peut aussi utiliser un essai de traction directe (Pull-Off test) pour évaluer la résistance à la compression ou l'adhérence entre deux matériaux **[50]**.

Quoique les essais d'arrachement ne permettent pas de mesurer la résistance intérieure du béton de masse, ils fournissent des indications sur la maturation et le développement de la résistance dans une partie représentative du béton de masse. Le principal désavantage de ces essais (Lok test) est qu'ils exigent une préparation, et que l'ensemble nécessaire à l'arrachement doit être mis en place dans le coffrage avant que le béton soit coulé. L'arrachement cause bien sur quelques dommages mineurs **[50]**.



Fig. 1.19 : Présentation de l'essai d'arrachement **[52].**

1.4.4. Essai scléromètrique

1.4.4.1. Principe de l'essai

Cet essai est l'un des plus vieux essais non destructifs et il est encore très utilisé de nos jours. Il a été développé par Ernst Schmidt en 1948 et est connu sous le nom d'essai au *marteau Schmidt* ou essai au *scléromètre*. L'essai est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton durci **[2]**, il consiste à projeter une masse sur la surface du béton avec une énergie initiale constante. Suite au choc, une partie de l'énergie est absorbée par le béton, l'autre partie provoque le rebondissement d'une masse mobile, qui dépend de la dureté du béton. Plus la distance de rebondissement est grande, plus la surface essayée est dure. Des corrélations empiriques ont été établies entre les propriétés de résistance et l'indice de rebondissement **[47]**.

1.4.4.2. Appareillage

Le marteau de Schmidt est le seul instrument connu qui utilise le principe du rebondissement pour les essais non destructifs sur le béton. Il existe des scléromètres de types et de dimensions différents dans le commerce, pour des bétons de types et de classes différents. Il faut préciser que des scléromètres produits par le même fabriquant, ne doivent pas être considérés comme donnent nécessairement le meme indice de rebondissement.

Le tableau 1.7 suivant, représente les différents modèles de scléromètre existants.

Tableau 1.7 : Différents modèles de scléromètre **[53]**

Modèle	Type de recul	Energie d'impact (Kgf.m)	Domaine d'utilisation
L	Linéaire	0,075	• Eléments minces en béton (e<10 cm) • Béton 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 (Rc < 5 MPa)

Le scléromètre le plus adapté au béton ordinaire est de modèle N. ce marteau a une masse approximative de 1,8 kg et convient aux essais au laboratoire comme aux essais sur chantier. L'appareil est composée d'une masselotte chargée par un ressort, qui se projette sur une tige métallique appelée tige de percussion. La figure 1.20 illustre une vue en coupe d'un scléromètre de modèle N. L'indice de rebondissement est la mesure enregistrée sur une échelle graduée de 10 à 100 et fixée sur le bâti de l'appareil. Cette mesure est fonction de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal **[47]**.

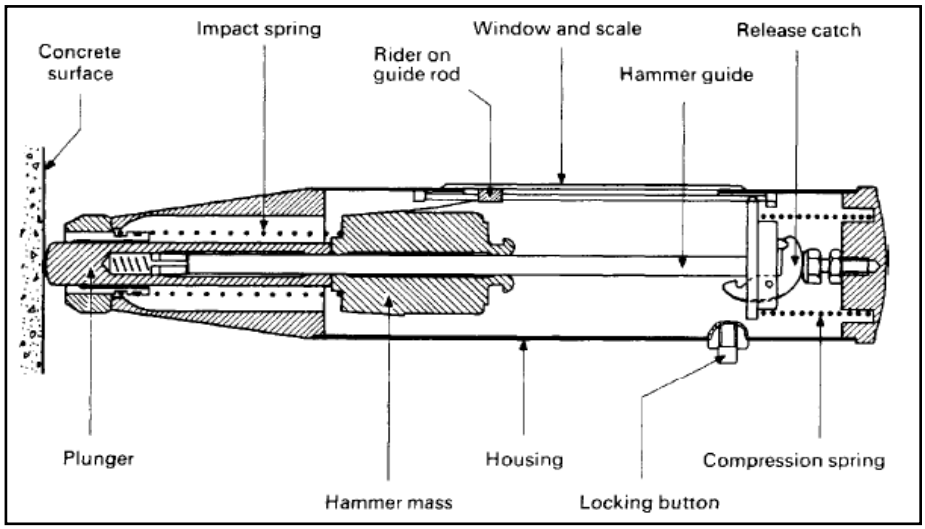


Fig. 1.20 : Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N **[47]**.

1.4.4.3. Procédé de mesure

L'essai sclérométrique est très sensible aux variations locales dans le béton, particulièrement à la présence d'un gros granulat et des vides directement sous la tète du marteau. Donc, pour avoir une estimation fiable de l'indice de rebondissement, neuf essais au moins doivent être effectués. Le résultat de l'essai est la valeur médiane, exprimée sous forme d'un nombre entier. Les lectures différentes de la valeur médiane de plus de six unités doivent être éliminées. Si plus de 20% de l'ensemble des lectures diffèrent de la valeur médiane de plus de six unités, l'ensemble des lectures doit être écarté **[54, 55]**.

Les éléments de béton soumis à l'essai doivent avoir une épaisseur minimale de 100 mm et être encastrés dans une structure. Des corps d'épreuve de dimensions plus réduites peuvent être testés à condition qu'ils soient fermement maintenus. La distance minimale entre deux essais de choc étant de 25 mm et aucun essai ne doit être réalisé à moins de 25 mm du bord de la surface testée **[55, 56]**

Le scléromètre doit être utilisé sur une surface lisse, propre et sèche. Les surfaces rigoureuses peuvent être utilisées après un ponçage au moyen de la pierre à polir. Toute trace d'humidité constatée à la surface, peinture ou enduit adhérent susceptible de fausser les mesures doivent être éliminées. Lors de l'essai chaque empreinte laissée sur la surface doit être examiné, et si le choc provoque l'écrasement ou la perforation d'une surface proche d'un vide d'air, le résultat ne doit pas être pris en considération **[55-57]**.

Il est recommandé de maintenir le scléromètre de manière à permettre à la tige de percussion de frapper perpendiculairement la surface d'essai. Le marteau doit etre actionné au moins trois fois avant de procéder à la lecture, afin de s'assurer sont correcte fonctionnement. L'appareil doit etre contrôlé par des essais d'étalonnage, car les constantes des ressorts changent après plusieurs utilisations. Il convient d'utiliser le scléromètre dans une température ambiante comprise entre 10 et 35 °C **[55]**.

1.4.4.4. Avantages et limites d'essai sclérométrique

Cette méthode est peu coûteuse, simple et rapide pour contrôler le béton sur site. Elle permettre de déterminer le degré d'homogénéité et estimer le développement de la résistance du béton in situ, ainsi pour détecter le béton détérioré dans une structure. Néanmoins, cet essai ne constitue nullement une mesure de la résistance du béton vu le nombre de paramètres influençant la précision de détermination de cette résistance. Une précision entre ±15 et ±20% n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées, soumises à un traitement de cure et examinées dans des conditions semblables à ceux desquelles les courbes de corrélation sont établies **[50]**.

Il est clair que l'indice de rebondissement reflète seulement le béton de surface. Alors, les résultats obtenus ne représentent que la couche externe du béton avec une épaisseur de 3 à 5 cm **[54]**. Cette méthode ne peut se substituer aux essais destructifs pour la détermination de la résistance du béton à la compression, alors elle n'est pas prévue comme base pour l'acceptation ou le rejet du béton en raison de l'incertitude inhérente dans la résistance estimée **[58]**.

1.4.4.5. Normalisation des méthodes de la dureté de surface

Plusieurs organismes de normalisation telles que ASTM, EN et ISO, ont fait appel à la méthode de rebondissement pour l'estimation de la résistance à la compression du béton.

En 1975, et pour la première fois, La norme américaine ASTM C 805 « Méthode d'essai standard pour l'indice de rebondissement du béton durci » **[56]** a été publié comme une méthode d'essai provisoire et en 1979, elle a été adapté comme méthode d'essai standard.

La norme européenne NF EN 12504-2 « Essais pour béton dans les structures – Partie 2 : Essais non destructifs –Détermination de l'indice de rebondissement » **[55]** spécifie une méthode permettant de déterminer l'indice de rebondissement d'une surface de béton durci à l'aide d'un marteau à ressort du type N qui a été développé à l'origine par la société Schmidt. Cette norme découle du projet de norme internationale ISO/DIS 8045, «Béton durci - Détermination de l'indice de rebondissement à l'aide du scléromètre», et fait référence à l'ASTM C 805 **[56]**. La norme Algérienne NA 2786 « Essais pour béton dans les structures – Essais non destructifs – Détermination de l'indice de rebondissement » présente une procédure permettant d'appliquer l'essai scléromètrique pour estimer la résistance du béton durci **[59]**.

1.4.5. Essai ultrasonique

1.4.5.1. Principe de l'essai

L'essai ultrasonique consiste à déterminer la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques longitudinales dans le béton durci. Un train d'ondes longitudinales est produit par un transducteur électro-acoustique maintenu au contact d'une surface du béton soumis à l'essai. Après avoir parcourir une longueur connue dans le béton, le train de vibration est converti en signal électrique par un deuxième transducteur. Et des compteurs électroniques de mesure du temps, permettent de mesurer le temps de parcours de l'impulsion **[41, 50]**. Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité comme il a été décrit dans le tableau 1.8 suivant.

Tableau 1.8 : Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion **[41]**.

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

1.4.5.2. Appareillage

Les principales caractéristiques de tous les appareils disponibles sur le marché, sont très semblables. Ces appareils comprenant 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 le départ d'une impulsion générée par le transducteur-émetteur et son arrivée au transducteur-récepteur. Un barreau de calibrage est fourni pour permettre d'obtenir une ligne de référence du mesurage de la vitesse **[60, 61]**. L'équipement peut inclure une batterie rechargeable et une unité de chargement, et également muni d'un afficheur pour le temps mesuré. Il peut également être relié à un oscilloscope, ou à tout autre dispositif d'affichage, pour observer la nature de l'impulsion reçue (Fig. 1.21). Il convient que la fréquence propre des transducteurs, se située dans une plage comprise entre 20 et 150 kHz **[60, 61]**.

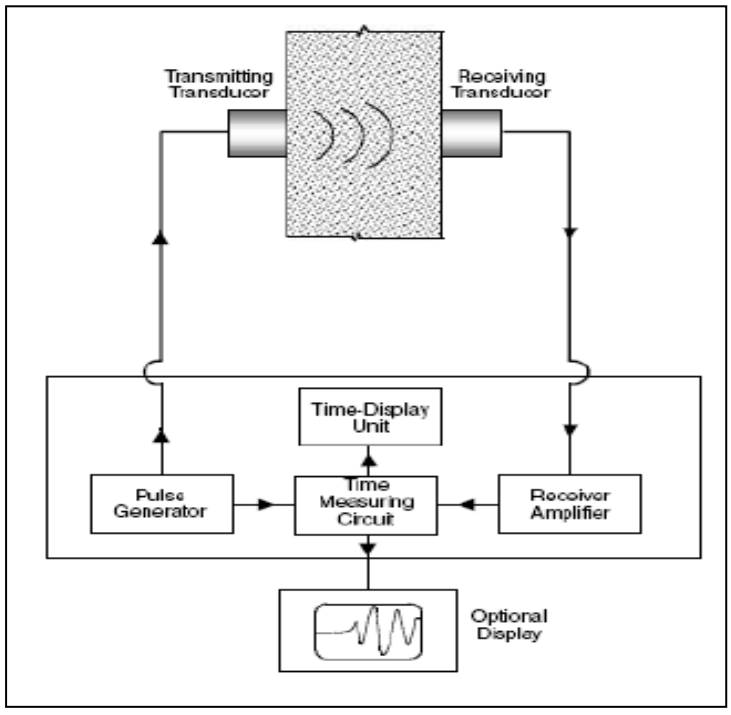


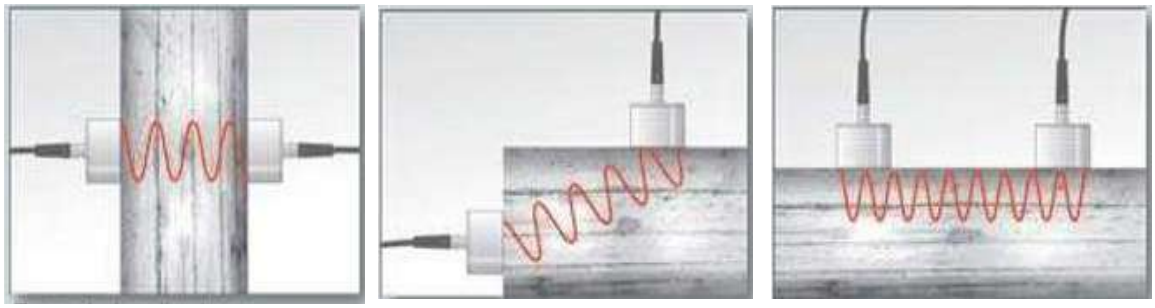
Fig. 1.21 : Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion **[60]**.

1.4.5.3. Procédé de mesure

L'opération est relativement simple mais exige un grand soin afin d'obtenir des résultats fiables. Il doit y avoir un bon accouplement acoustique entre la surface du béton et la face de chaque 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 recommandé d'appuyer fermement les faces des transducteurs contre les surfaces du béton jusqu'à la stabilité du temps affiché. Il est également important que les lectures soient répétées par le déplacement et la réapplication des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, le temps de passage soit enregistré avec une précision de 0.5 % du temps, et le résultat ainsi obtenu de la vitesse de propagation du son doit être exprimé à 10 m/s près **[57, 61, 62]**.

L'essai peut être utilisé sur des éprouvettes de laboratoire, comme sur des ouvrages terminés. Par conséquent, plusieurs méthodes peuvent être utilisées, dans les quelles les transducteurs peuvent être arrangés suivant différentes positions comme montre la figure 1.22 suivantes.



a) Directe **b) Semi directe** **c) Indirecte**

Fig. 1.22 : Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique **[60]**.

La mesure en transmission directe (Fig. 1.22.a) est la plus fiable du point de vue de la mesure du temps de passage. En plus, le parcours est clairement défini comme la distance entre les deux transducteurs. Lorsqu'il est nécessaire de placer les transducteurs sur des faces opposées, mais pas en opposition directe, ce type de disposition est alors considéré comme une transmission semi-directe (Fig. 1.22.b). La distance de parcours dans ce cas est mesurée de centre à centre des faces des transducteurs. Cette méthode est moins fiable que la méthode directe.

La disposition par transmission indirecte (Fig. 1.22.c) est la moins sensible, et il convient de ne l'utiliser que si une seule face du béton est accessible, ou si l'on s'intéresse à la qualité du béton de surface par rapport à la qualité globale. Dans ce cas là la longueur de parcours n'est pas mesurée, mais une série de mesurages est effectuée avec des transducteurs positionnés à différentes distances. Le transducteur-émetteur est maintenu en un point fixe et le transducteur-récepteur doit être placé successivement à des distances marquées x, et relève le temps correspondant à chaque point considéré. Après avoir porté graphiquement les temps et les distances (Fig. 1.23), on trace la droite moyenne de ces différents points, dont la pente correspond à la valeur de la vitesse du son dans le milieu considéré **[61]**.

Turgut et Kucuk **[63]**, ont établi des équations de régression permettant de déterminer la vitesse d'ultrason directe à partir des mesures semi-directe et indirecte de la vitesse.

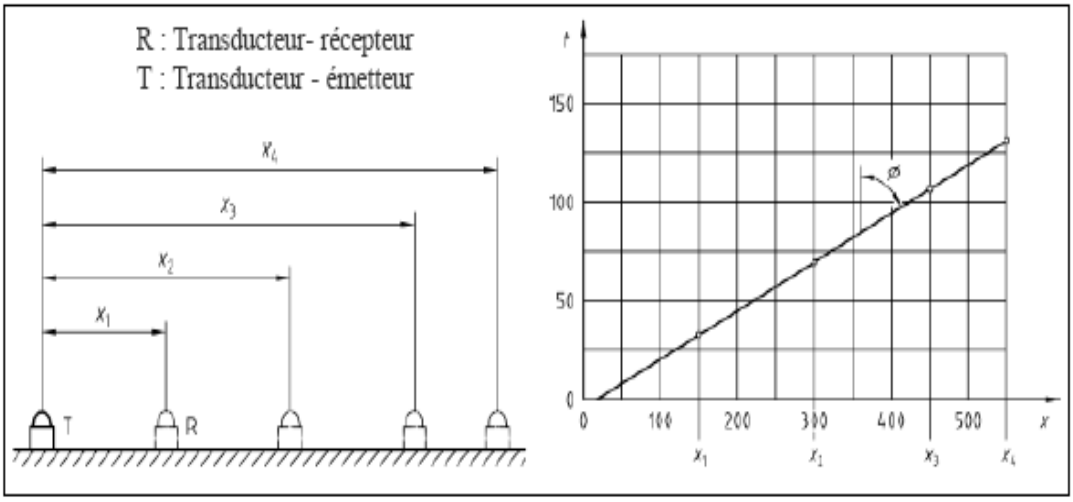


Fig. 1.23 : Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface) **[61]**.

1.4.5.4. Avantages et limites de la méthode ultrasonique

La méthode consiste à mesurer la vitesse ultrasonique, est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton. Elle peut être utilisée autant sur les ouvrages complets que sur ceux en construction. En plus, les techniques ultrasoniques peuvent fournir un moyen efficace pour détecter les altérations ou bien les fissures internes dans le béton, elle ajoute donc, une nouvelle dimension à la qualité du contrôle du béton in situ. Néanmoins, ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance du béton à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre les deux **[50]**.

1.4.5.5. Normalisation de la méthode ultrasonique

Plusieurs organismes de normalisation ont fourni des recommandations pratiques afin de développer des corrélations entre les vitesses d'impulsion et les résistances à la compression. La norme américaine ASTM C597-02 « Méthode d'essai standard pour la vitesse du son dans le béton durci » **[62]** a été publié comme une méthode d'essai standard pour contrôler le béton durci. La norme européenne NF EN 12504-4 « Essais pour béton dans les structures – Partie 4 : *Détermination de la vitesse de propagation du son*» **[61]** spécifie une méthode permettant de déterminer la vitesse de propagation du son à travers le béton. En Algérie, le contrôle du béton de structure par l'essai ultrasonique, se référé à la norme NA 5027 « Essais pour béton dans les structures – Détermination de la vitesse de propagation du son » **[64]**.

1.4.6. Limites des essais non destructifs

Le principal désavantage des essais non destructifs 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 **[65]**. Les essais non destructifs donnent des mesures indirectes (l'indice de rebondissement, la vitesse d'impulsion ultrasonique,…) qui ne sont pas reliées directement aux propriétés des bétons **[66]**. Par ailleurs, beaucoup de travaux visant à améliorer les essais non destructifs se poursuivent, mais les essais comme tels sont faciles à effectuer et les données fournies par ces essais sont très difficiles à interpréter. Ceci est du aux problèmes de précision des techniques d'application, d'étalonnage des appareils et de l'hétérogénéité du matériau **[41, 49, 50]**.

1.5. Corrélation entre la résistance et les mesures non destructives

Il est à noté que la résistance du béton peut seulement être évaluée, mais non mesurée, car les essais non destructifs sont pour la plupart des essais comparatifs. Il est donc utile d'établir une relation expérimentale entre la propriété mesurée par un essai donné et la résistance d'éprouvette ou de carotte du même béton. Il est essentiel de bien comprendre la relation physique qui lie le résultat de l'essai non destructif et la résistance.

On distingue deux types de corrélation entre les mesures non destructives et la résistance du béton:

- Les méthodes de corrélation uniparamétriques.
- Les méthodes de corrélation combinées.

Les méthodes de corrélation uniparamétriques les plus courantes sont celles établies entre la résistance et l'indice de rebondissement ou bien entre la résistance et la vitesse ultrasonique.

1.5.1. Corrélation uniparamétrique 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. Cependant, ce rapport reliant la résistance avec l'indice de rebondissement n'est pas unique, car il est affecté par beaucoup de facteurs, par exemple, type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C, et la teneur en humidité. Donc il n'est pas possible de se baser sur une courbe de corrélation unique pour caractériser la résistance du béton **[67]**.

Les fabricants fournissent généralement avec leurs appareils des courbes de corrélation établies suivant leurs propres systèmes d'essai, lesquels ne sont pas appropriées à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation **[68]**.

1.5.1.1. Facteurs influençant l'indice de rebondissement

Plusieurs facteurs affectent la mesure de l'indice de rebondissement et par conséquent influent sur sa corrélation avec la résistance à la compression correspondante.

i) Uniformité de la surface d'essai

La texture de la surface du béton, a un effet significatif sur la mesure de l'indice de rebondissement. Le marteau doit être utilisé sur des surfaces lisses. Les surfaces de texture rugueuse ou couvertes de laitance, doivent être poncées jusqu'elles soient lisses. Dans le cas d'établissement des corrélations à partir des éprouvettes, il faut s'assurer que les moules sont lisses et imperméables. Des études ont montré que, les surfaces du béton moulé dans un coffrage métallique, développe des indices plus grands de l'ordre de 5 à 25% que ce d'un coffrage en bois. Cependant, un coffrage plus absorbant ou bien des surfaces lissées à la truelle, peuvent produire une surface plus dure qui développe des indices élevés et donc, une surestimation de la résistance interne. Pour l'essai in situ, les surfaces coffrées sont préférées **[57]**.

ii) Taille, forme et rigidité des éprouvettes

Si le béton à examiner ne fait pas partie d'une grande masse, n'importe quel mouvement causé par l'impact du marteau aura comme conséquence une réduction de l'indice de rebondissement. Dans ce cas-là l'éprouvette à examiner doit être fermement retenue par compression sous une charge initiale approximativement égale à 15% de la charge finale, ainsi que l'élément à tester doit être rigidement tenu ou soutenu par une masse lourde **[47]**.

iii) Humidité de la surface du béton

Il est a noté que, la dureté d'une surface humide du béton est inférieure à celle d'une surface sèche, alors, l'humidité de la surface du béton, a une influence sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement. Il est montré sur la figure 1.24, que la résistance de rupture d'une éprouvette humide peut être environ 10% inférieure à celle d'une éprouvette similaire examinée sèche. Par conséquent, Il est recommandé pour l'établissement d'une corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement, de se basé de surfaces sèches, et que les éprouvettes qui sont humides durant leur cure soient séchées dans l'atmosphère de laboratoire pendant 24 heures avant l'essai **[57]**.

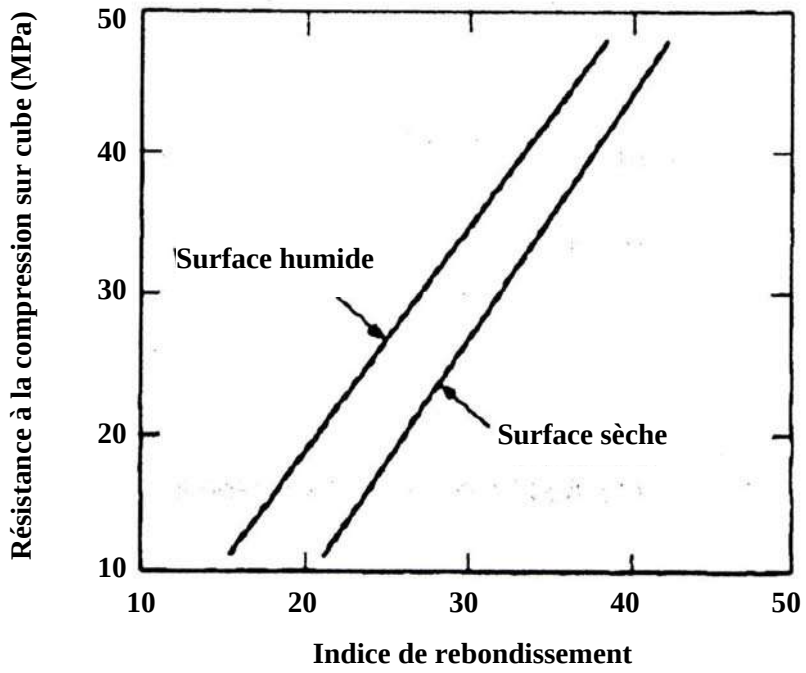


Fig. 1.24 : Influence de la condition d'humidité de surface (appareil horizontal) **[57]**.

iv) Nature et qualité des granulats

En général, le type et le dosage des granulats, ont une influence considérable sur la mesure de l'indice de rebondissement, puisque la résistance est gouvernée par les caractéristiques de la pâte du ciment et par les granulats. Alors un type particulier de granulats peut également produire une corrélation (indice – résistance) différente selon leur nature et leur provenance. La figure 1.25 montre la différence considérable qui peut se produire entre les courbes de corrélation développées pour différents types des granulats **[57]**. Bien que le même type des granulats soit employé dans le mélange du béton, la courbe de corrélation peut être différente si la provenance des granulats est différente. Un exemple est montré dans la figure 1.26, là où des courbes de corrélation sont tracées pour quatre types de granulats **[47]**.

Khan et al. **[69]**, ont montré que la dimension maximale des granulats n'a pas un effet significatif sur la relation Indice sclérométrique – résistance des bétons de haute performance (BHP).

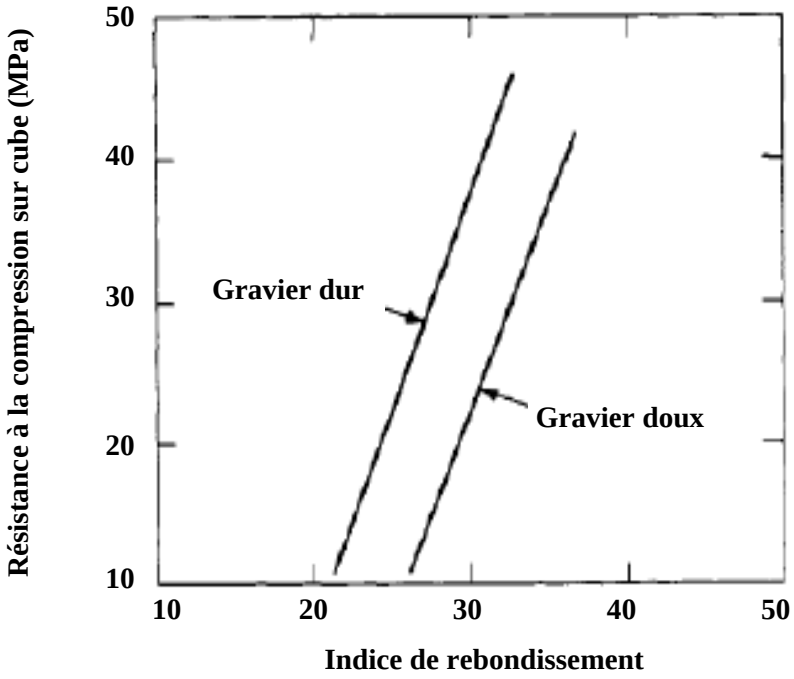


Fig. 1.25 : Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical) **[57]**.

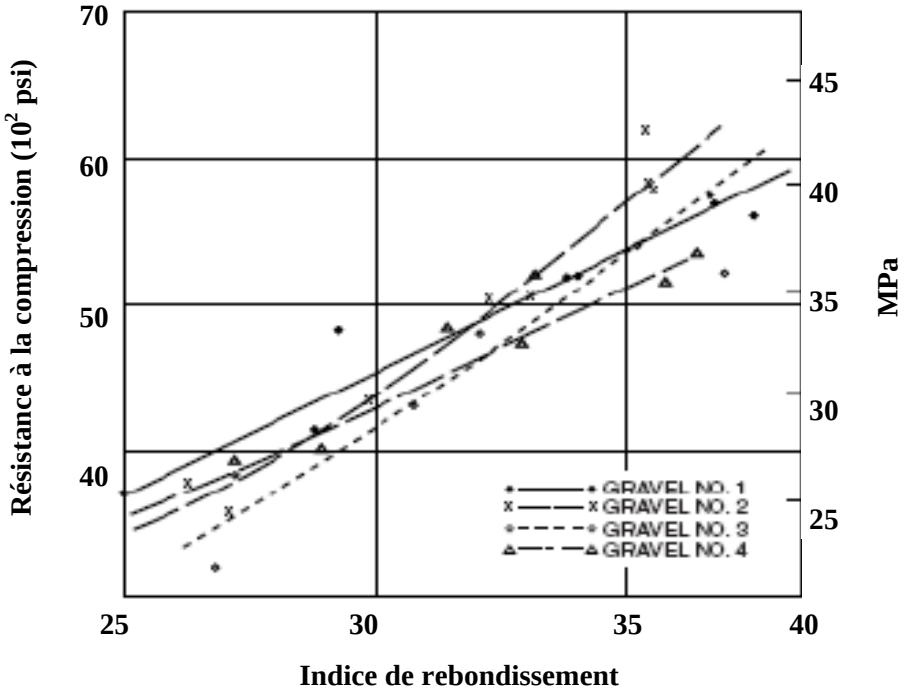


Fig. 1.26 : Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation **[47]**.

v) Type de ciment

Le type de ciment peut influencer la corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement par sa finesse et également par sa composition chimique. Il est montré que, par rapport a une corrélation basée sur un ciment ordinaire, le ciment à haute teneur en alumine peut avoir une élévation de la résistance à la compression de l'ordre de 100%. Par contre, on peut avoir une diminution de 50% des résistances d'un béton à base d'un ciment super-sulfaté **[47]**. L'effet de la finesse est peu significatif, leur influence sur la corrélation des résistances et moins de 10% **[57]**.

vi) Inclinaison de l'appareil

Sous l'effet de l'action de la pesanteur sur la masse du marteau, la direction de l'appareil par rapport à l'horizontal, affecte la mesure de l'indice de rebondissement. Donc, pour des positions d'essai différentes, ont trouve des indices de rebondissement différents. Les abaques fournies avec les appareils, comprend généralement, différentes courbes d'étalonnage, suivant des angles différents (Fig. 1.27). Chaque appareil doit être donc, étalonné à la position ou il sera utilisé **[47]**.

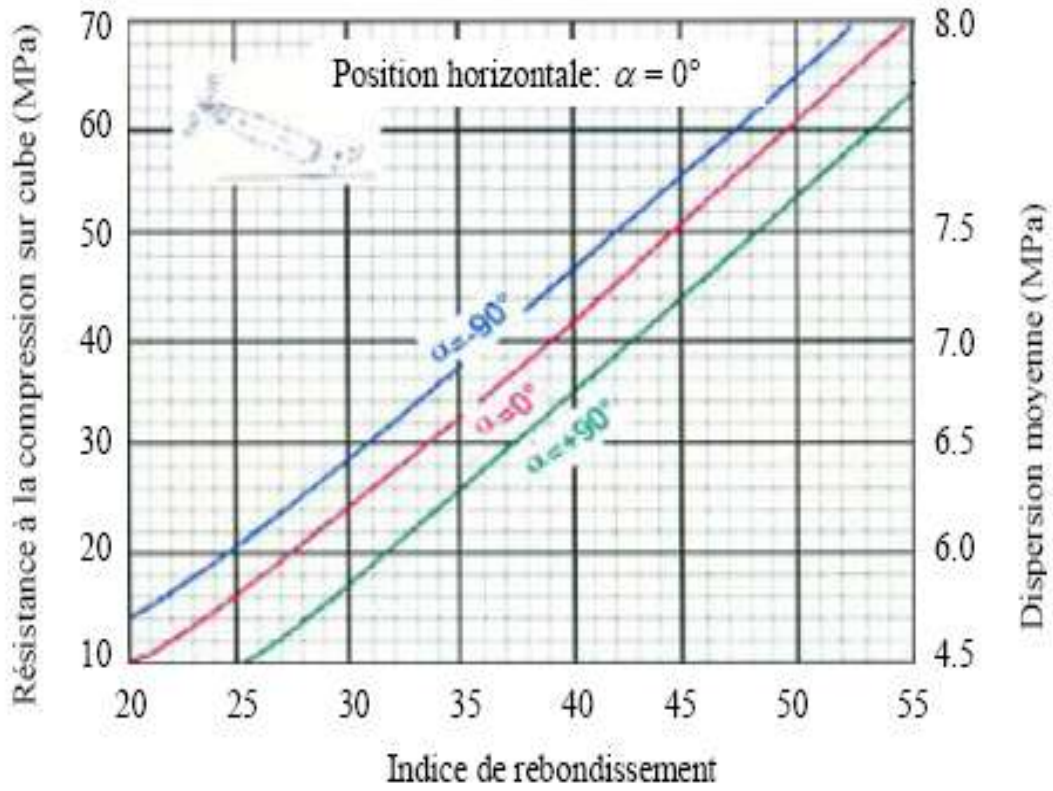


Fig. 1.27 : Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton **[70]**.

vii) Carbonatation de la surface du béton

La profondeur de carbonatation du béton ancien peut atteindre plusieurs millimètres, et dans le cas extrême jusqu'à 20 mm d'épaisseur. Dans ces cas-là les indices de rebondissement peuvent être jusqu'à 50% plus élevés que ceux obtenus sur une surface du béton non carbonaté **[47, 71]**. Alors, la surestimation de la résistance est de grande importance et par conséquent si une carbonatation significative existe, la couche externe ne sera plus représentative du béton interne d'un élément, c'est pour cela, il peut être nécessaire d'enlever la couche carbonatée dans la zone à tester **[57]**.

1.5.1.2. Différentes corrélations Rc – I proposées dans la littérature

Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés par différents chercheurs comme le montre le tableau 1.9. Ces corrélations, sont développées sur des bétons de composition et résistance différentes

Tableau 1.9 : Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression Rc (MPa) et l'indice de rebondissement I

Auteurs	Fonctions de corrélation	Plage de résistance (MPa)	Eprouvettes	Granulats	Réf.
Almeida (1993)	$\mathbf{R} = 1{,}041\ \mathbf{I}^{1,155}$	40,1 – 120,3	Cube 150 mm	Granite $D_{max} = 25$mm	**[43]**
Pascal et al. (2000)	$\mathbf{R} = 0{,}000135\ \mathbf{I}^{3,4424}$	30 – 150	Cube 150 mm	Gravier	
Qasrawi (2000)	$\mathbf{R} = 1{,}353\ \mathbf{I} - 17{,}393$	6 – 42	Cube 150 mm	Variable	**[54]**
Lima et Silva (2000)	$\mathbf{R} = 0{,}0501\ \mathbf{I}^{1,9428}$	25,1 – 33,1	Cylindre	-	**[43]**
Proceq-Digi Schmidt	$\mathbf{R_7} = 1{,}4553\ \mathbf{I_7} - 22{,}817$ $\mathbf{R_{14\text{-}56}} = 1{,}398\ \mathbf{I_{14\text{-}56}} - 2017$	25,1 – 33,1	Cube 200 mm	Granite $D_{max} = 32$mm	**[43]**
Soshiroda et al. (2006)	$\mathbf{R_{28}} = 1{,}623\ \mathbf{I_{28}} - 20{,}547$	12,45 – 96,2	Cube 150 mm	Gravier	**[72]**
Hobbs et Tchoketch K. (2007)	$\mathbf{R} = 2{,}168\ \mathbf{I} - 27{,}747$	20 – 49	Cube 150 mm	Gravier $D_{max} = 20$mm	**[73]**
Kim et al. (2009)	$\mathbf{R_{28}} = 1{,}24\ \mathbf{I_{28}} - 13{,}0$ $\mathbf{R_{90}} = 1{,}37\ \mathbf{I_{90}} - 20{,}8$ $\mathbf{R_{180}} = 1{,}76\ \mathbf{I_{180}} - 37{,}0$ $\mathbf{R_{360}} = 1{,}72\ \mathbf{I_{360}} - 37{,}0$	12,45 – 96,2	Cube 200 mm	Gravier	**[71]**
Khodja (2010)	$\mathbf{R} = 0{,}057\ \mathbf{I}^{1,817}$ $\mathbf{R} = 0{,}044\ \mathbf{I}^{1,823}$	15,5 – 63 13 – 49,5	Cube 100 mm	Gravier $D_{max} = 15$mm	**[27]**

1.5.2. Corrélation uniparamétrique entre la résistance et la vitesse ultrasonique

La méthode de vitesse d'impulsion peut fournir un moyen pour estimer la résistance du béton in situ et du béton préfabriqué bien qu'il n'y ait aucune relation physique entre la résistance et la vitesse **[74]**. La résistance peut être estimée à partir de la vitesse d'impulsion par une corrélation empirique ou bien graphique préétablie entre les deux paramètres. Le rapport entre la résistance et la vitesse d'impulsion n'est pas unique, et est affecté par plusieurs facteurs, par exemple la taille, le type et la quantité des granulats, le type et le dosage en ciment, le rapport E/C et la teneur en humidité. Cependant, l'utilisateur doit développer son propre modèle de corrélation qui est adapté à sa situation **[75, 76]**.

1.5.2.1. Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique

Les différents facteurs susceptibles d'influer sur la mesure de la vitesse d'impulsion et sur sa corrélation avec la résistance à la compression correspondante sont les suivants:

i) Type du ciment

Jones **[77]**, a montré que le type de ciment n'a pas eu un effet significatif sur la vitesse ultrasonique. Cependant, la vitesse d'hydratation est différente pour différents ciments et elle influencera la vitesse. En outre, Jones et Facaoari **[75]** ont montré que la résistance correspondante à une certaine valeur de la vitesse d'impulsion est d'autant plus grande que le pourcentage de C_3S et la finesse du ciment sont plus élevés. D'autres études expérimentales ont montré que lorsque la proportion du ciment dans le béton augmente, la vitesse d'impulsion augmente plus lentement que les résistances mécaniques du béton **[78]**.

ii) Taille, classe, type et dosage des granulats

La vitesse du son dans le béton est fortement influencée par le type et le dosage des granulats, qui constituent 80% du volume de ce béton **[79]**. En général, la vitesse de l'impulsion dans la pâte du ciment est inférieure à celle dans les granulats **[80]**. Abo-Qudais **[81]** et Tanyidizi et al. **[82]**, ont montré que l'augmentation du diamètre des granulats engendre à la fois l'augmentation des vitesses ultrasoniques et les résistances mécaniques.

Pour une même formulation et une même résistance du béton, Jones **[77]**, a rapporté que le béton à gravier roulé peut avoir une plus faible vitesse d'impulsion. Par contre, le béton à calcaire concassé produit la vitesse la plus élevée, et une vitesse intermédiaire est observée en cas du béton à granite concassé. La figure 1.28, montre l'effet du type de granulats sur la relation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression.

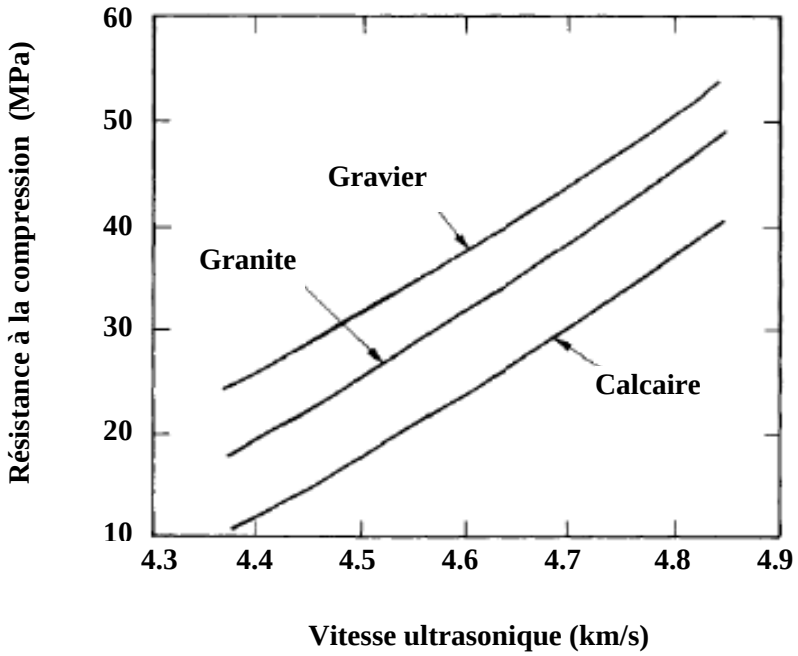


Fig. 1.28 : Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) **[57]**.

D'autres chercheurs **[76, 77, 79]** ont montré que l'augmentation du dosage en granulats, produit une vitesse plus élevée pour la même résistance à la compression d'un béton. En outre, Gregor et al. **[79]** ont constaté que la quantité des granulats n'affecte pas au même degré les résultats de la vitesse et de la résistance. D'ailleurs, dans certains cas, un dosage en granulats plus élevé peut causer une augmentation de vitesse et une diminution de résistance (Fig. 1.29).

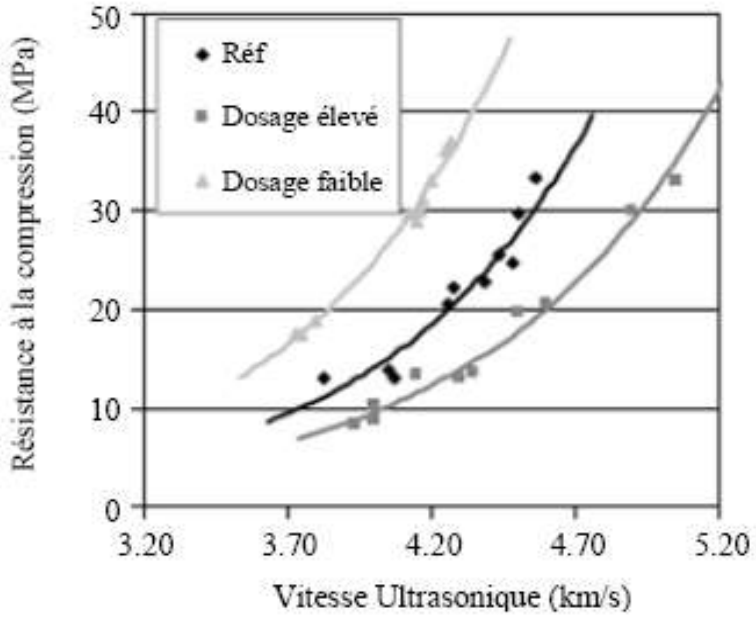


Fig. 1.29 : Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion **[79]**.

iii) Utilisation des adjuvants

Compte tenu de la grande diversité des adjuvants utilisés pour la préparation du béton, leur influence sur la corrélation vitesse - résistance est très complexe. Alors, l'entraîneur d'air ne semble pas influencer la corrélation. Par contre, d'autres adjuvants influencent la vitesse d'impulsion, approximativement de la même façon qu'ils influenceraient la vitesse d'hydratation. Par exemple, l'addition du chlorure de calcium réduira le temps de prise du béton et augmentera la vitesse d'hydratation par lequel la vitesse d'impulsion augmente **[60]**.

iv) Les additions minérales

A l'heur actuel, ils ya peut d'études concernant l'effet des additions minérales sur la corrélation vitesse – résistance. Ulucan et al. **[83]**, ont étudié l'effet des cendres volantes et fumées de silice sur la corrélation vitesse – résistance des bétons autoplaçants (BAP), les auteurs ont trouvé une diminution des deux paramètres à jeune âge et qu'il ya une augmentation des résistances et vitesses ultrasoniques à long terme des bétons contenant des cendres volantes. Par contre les fumées de silice n'augmentent que la résistance. Cependant, Ils ont remarqué que les BAP contenant des cendres volantes, ayant une vitesse plus élevée que les BAP contenant des fumées de silice.

v) Age du béton

Jones **[77]**, a montré que la vitesse d'impulsion augmente très rapidement au début, mais elle s'aplatit ensuite. Cette tendance est semblable à la résistance en fonction de l'âge pour un type particulier du béton, mais la vitesse d'impulsion atteint une valeur limite plus tôt que la résistance.

vi) Longueur de parcours

Généralement la vitesse de propagation du son n'est pas influencée par les variations de longueur de parcours. Cependant, en pratique, de petites longueurs du parcours tendent à donner des vitesses d'impulsion légèrement plus élevées et lorsque la longueur du parcours augmente, les vitesses tendent à décroître. Ceci provient du fait que les composants de l'impulsion à plus haute fréquence sont davantage atténués que les composants à plus basse fréquence **[61]**.

Il convient que la longueur de parcours sur laquelle est mesurée la vitesse de propagation du son soit suffisante pour éviter toute influence significative de la nature hétérogène du béton sur la mesure.

Les longueurs de parcours minimales recommandées par NF EN 12504-4 **[61]** sont:

- 10 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats est de 20 mm ou moins,
- 15 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats est comprise entre 20 et 40 mm.

vii) Forme et dimension des éprouvettes

La vitesse de propagation des impulsions vibratoires courtes, est indépendante de la dimension et de la forme de l'éprouvette dans laquelle elles passent. Sauf si sa plus petite dimension latérale est inferieure à une valeur minimale. Au-dessous de cette valeur, la vitesse de propagation du son peut être réduite de manière appréciable. L'importance de cette réduction dépend principalement du rapport de la longueur d'ondes de l'impulsion vibratoire et la plus petite dimension latérale de l'éprouvette, mais elle est insignifiante si le rapport est moins que l'unité.

Le tableau 1.10 donne le rapport entre la vitesse d'impulsion dans le béton, la fréquence du capteur et la dimension latérale minimale permise de l'éprouvette. Si la dimension latérale minimale est inférieure à la longueur d'onde ou si la disposition par transmission indirecte est utilisée, le mode de la propagation change et donc la vitesse mesurée sera différente **[61]**.

Tableau 1.10 : Effet de dimension des éprouvettes sur la transmission de l'impulsion **[61]**.

Fréquence du Capteur (kHz)	**Vitesse d'impulsion dans le béton (km/s)**		
	V = 3,50	**V = 4,00**	**V = 4,50**
	Dimension latérale minimum permise du spécimen (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

viii) Contact des transducteurs

Si le contact du transducteur n'est pas suffisamment réalisé, une lecture incorrecte de la vitesse d'impulsion peut résulter **[60]**. Alors, il doit avoir un contact adéquat sur le plan acoustique entre le béton et la face de chaque transducteur. Par conséquent, il convient de mesurer plusieurs fois le temps de parcours, jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale, indiquant que l'épaisseur du produit de couplage a été réduite au minimum **[61]**.

ix) Charges appliquées

La vitesse d'impulsion n'est pas généralement affectée par les efforts dans l'élément soumis à l'essai. Cependant, les études faites par Toukal **[84]**, ont montré que pour un taux de chargement qui dépasse 60% de la résistance ultime du béton, des microfissures se développent dans le béton et par conséquent une diminution de l'ordre de 30% des vitesses ultrasoniques a été remarquée.

x) Humidité et conditions de cure du béton

La vitesse d'impulsion pour le béton saturé est plus élevée jusqu'à 5 % que celle pour le même béton séché à l'air **[27]** (Fig. 1.30). L'influence de l'humidité sur la vitesse ultrasonique, est moins importante pour les bétons à haute résistance que pour les bétons à faible résistance, du fait qu'ils ont des porosités différentes.

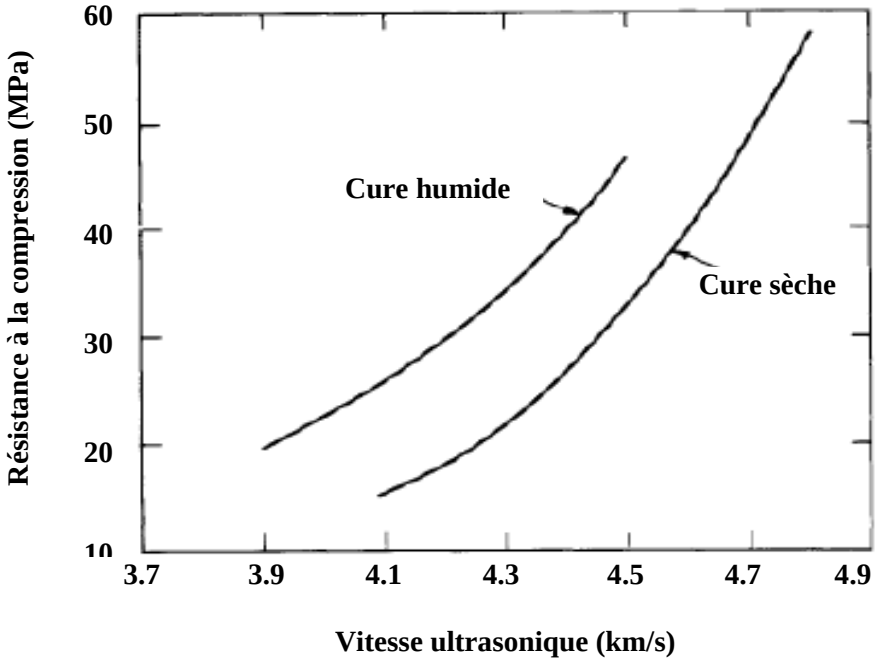


Fig. 1.30 : Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression **[57]**.

Kaplan **[85]**, a trouvé que la vitesse d'impulsion pour les éprouvettes ayant une cure en laboratoire était plus élevée que pour les éprouvettes à cure in situ. Il a également trouvé que la vitesse d'impulsion dans les poteaux coulés du même béton était inférieure que dans les éprouvettes à cure in situ et en laboratoire. Jones **[77]** et Facaoaru **[86]**, ont montré aussi que pour une vitesse donnée, l'augmentation de l'humidité du béton engendre une diminution des résistances à la compression.

xi) Température du béton

Il a été constaté que des variations de températures du béton comprises entre 10 et 30°C n'entraînent pas de changement significatif sur la vitesse de propagation des ultrason. Pour les températures non comprises dans cette plage, des corrections indiquées sur le tableau 1.11 sont recommandées **[60, 61]**.

Tableau 1.11 : Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température **[60]**.

Température du béton (°C)	**Correction (%)**	
	Béton séché à l'air	**Béton saturé d'eau**
60	+5	+4
40	+2	+1,7
20	0	0
0	-0,5	-1
Au-dessous de -4	-1,5	-7,5

xii) Présence des armatures

La vitesse ultrasonique mesurée sur des bétons armés, est souvent plus élevée que celle mesurée sur béton simple de même composition **[51]**. En effet, la vitesse de propagation des ultrasons dans l'acier est égale de 1,4 à 1,7 fois celle que l'on mesure sur un béton non armé **[61]**.

L'influence des armatures en acier perpendiculaires à la direction de propagation de l'impulsion est généralement insignifiante sur la vitesse d'impulsion particulièrement si la section totale des barres est petite par rapport à la longueur du parcours. Cependant, l'influence des armatures parallèles à la direction de propagation de l'impulsion est plus sérieuse **[51]**. Il est par conséquent, et souvent indispensable de choisir des parcours éloignés des aciers, ou bien d'effectuer des corrections si de l'acier se trouve sur le parcours de l'impulsion **[61]**.

1.5.2.2. Différentes corrélations Rc – V proposées dans la littérature

Aujourd'hui, il est unanimement admis que la résistance à la compression du béton croit en même temps que la vitesse ultrasonique avec une relation non linéaire c.à.d. qu'aux grandes vitesses, les résistances augmentent plus vite qu'aux faibles vitesses **[75]**.
Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le tableau 1.12.

Tableau 1.12 : Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V (km/s, *: m/s)

Auteurs	Fonction de régression	Plage de résistance	Eprouvettes	Granulats	Réf.
Almeida (1993)	$\mathbf{R} = 0{,}0133\ \mathbf{V}^{5543}$	40,1 – 120,3	Cube 150 mm	Granite D_{max} = 25 mm	**[43]**
Gonçalves (1995)	$\mathbf{R} = 0{,}02\ \mathbf{V} - 65{,}4$	18,0 – 42,0	Carotte 70mm × 70mm	-	
Phoon et al. (1999)	$\mathbf{R} = 124{,}4\ \mathbf{V} - 587 + \varepsilon$	35,0 ; 55,0 et 75,0	Cube 150 mm	Granite D_{max} = 20 mm	
Pascal et al.* (2000)	$\mathbf{R} = 10^{-28}\ \mathbf{V}^{8{,}1272}$	30,0 – 150,0	Cube 150 mm	Calcaire D_{max} = 15 mm	
Qasrawi (2000)	$\mathbf{R} = 36{,}72\ \mathbf{V} - 129{,}077$	6,0 – 42,0	Cube 150 mm	Variable	**[54]**
Del rio et al. (2004)	$\mathbf{R} = \exp(-5{,}4 + 0{,}002\ \mathbf{V})$	5,175 – 34,231	Cylindre 150mm×300mm	Gravier D_{max} = 25 mm	**[87]**
Soshiroda et al. (2006)	$\mathbf{R_{28}} = 1{,}941 \exp(0{,}815\ \mathbf{V_1})$ $\mathbf{R_{28}} = 0{,}356 \exp(1{,}110\ \mathbf{V_3})$ $\mathbf{R_{28}} = 0{,}131 \exp(1{,}293\ \mathbf{V_7})$ $\mathbf{R_{28}} = 0{,}043 \exp(1{,}498\ \mathbf{V_{28}})$	12,45 – 96,2	Cube 150 mm	Gravier	**[72]**
Hobbs et Tchoketch K. (2007)	$\mathbf{R} = 2{,}289\mathbf{V}^2 - 48{,}024\mathbf{V} + 24{,}271$	20,0 – 49,0	Cube 150 mm	Gravier D_{max} = 20 mm	**[73]**
Tanyidizi et al. (2008)	$\mathbf{R} = 0{,}2291\mathbf{V}^2 + 5{,}939\mathbf{V} + 0{,}258$	6,14 – 37,6	Cube 150 mm	Gravier D_{max} = 16 mm	**[82]**
Ulucan et al. (2008)	$\mathbf{R} = 0{,}0015 \exp(2{,}112\ \mathbf{V})$ $\mathbf{R} = 0{,}0031 \exp(2{,}071\ \mathbf{V})$	20,09 – 73,87	Cube 150 mm	Gravier D_{max} = 20 mm	**[83]**
Khodja (2010)	$\mathbf{R} = 0{,}008 \exp(1{,}839\ \mathbf{V})$ $\mathbf{R} = 0{,}067 \exp(1{,}439\ \mathbf{V})$	15,5 – 63 13 – 49,5	Cube 100 mm	Gravier D_{max} = 15 mm	**[27]**

1.5.3. Méthode combinée des essais non destructifs

L'utilisation des techniques non destructives pour estimer la résistance du béton, donne souvent, des mesures qui ne sont pas en relation directe avec cette résistance. Alors l'interprétation des résultats de ces mesures, nécessite l'établissement des relations de corrélation entre les deux. En plus, ces relations ne sont pas uniques à cause du grand nombre de paramètres influençant les mesures non destructives. Donc, l'utilisation d'une seule méthode ne sera pas suffisante et peu précise pour évaluer la propriété requise du béton.

Pour améliorer la précision des résultats, plusieurs chercheurs visent à combiner les résultats des essais non destructifs. La plus courante de ces méthodes combinées, est celle connue sous le nom de la méthode SONREB, reposant sur les mesures de l'indice de rebondissement qui indique la qualité du béton de surface, et la vitesse ultrasonique qui caractérise le béton de cœur. Cette méthode consiste à établir une courbe de corrélation, donnant la variation de la résistance du béton en fonction de l'indice de rebondissement et de la vitesse ultrasonique.

L'utilisation de cette méthode, donne des résultats plus fiables et va réduire l'erreur produite pour l'utilisation de chacune des méthodes seule. Par exemple, l'augmentation de la teneur en humidité dans le béton augmente la vitesse ultrasonique, mais au contraire diminue l'indice de rebondissement. Plusieurs chercheurs **[54, 68, 88, 89]**, ont proposés différents modèles de corrélation par cette méthode combinée sous forme graphique ou sous forme des équations reliant les mesures des essais non destructifs (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) avec la résistance à la compression par écrasement, ils ont trouvé des coefficients de corrélation plus élevés et des erreurs type moins élevées comparativement aux méthodes uniparamétriques.

Qasrawi **[54]**, a développé un modèle combiné sous forme graphique en regroupant les indices de rebondissement avec un incrément de 2 (Fig. 1.31). Alors, il a abouti à une meilleure corrélation par la méthode combinée comparativement aux méthodes uniparamétriques. En outre, l'auteur a fait recours à l'intervalle de confiance pour tenir compte de la variation des résultats obtenus auparavant (Fig. 1.32).

De même, d'autres chercheurs en roumaine, ont proposé un modèle combiné sous forme graphique. Ce modèle a été établi sur un béton de référence avec des séries de coefficients de correction pour améliorer la précision de la résistance **[90]** (Fig. 1.33).

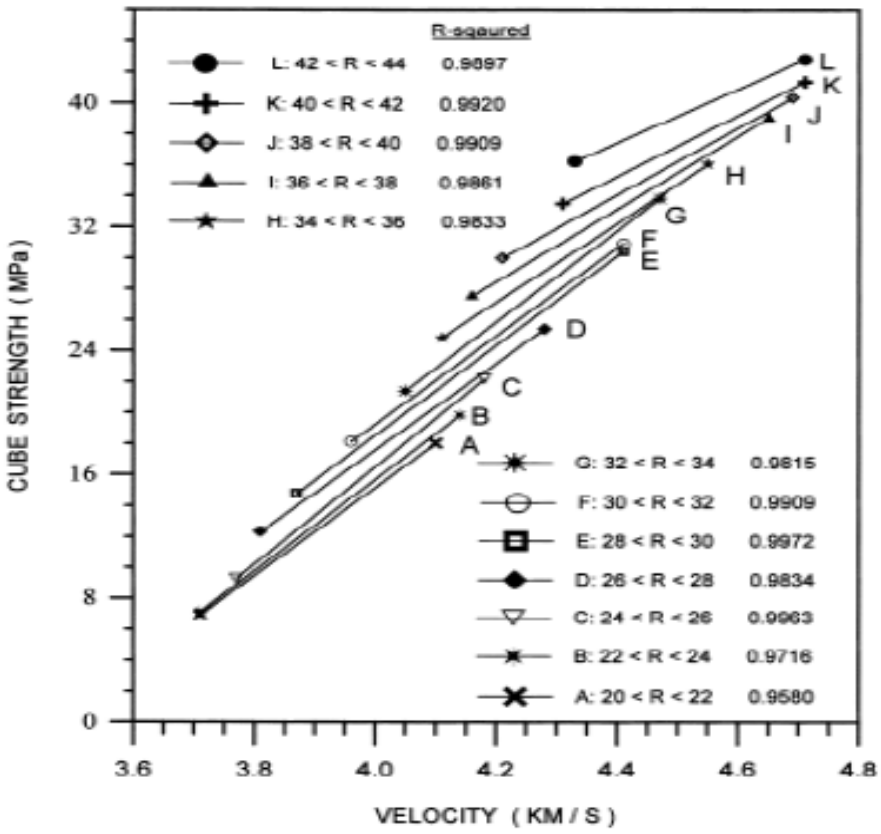


Fig. 1.31 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique) **[54]**.

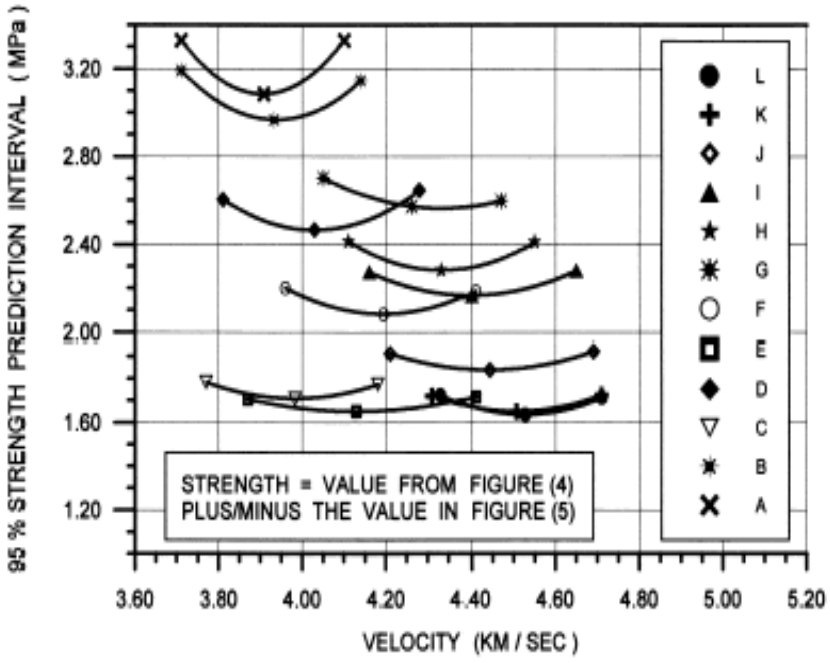


Fig. 1.32 : Variation des résultats obtenus à la figure 2.21 **[54]**.

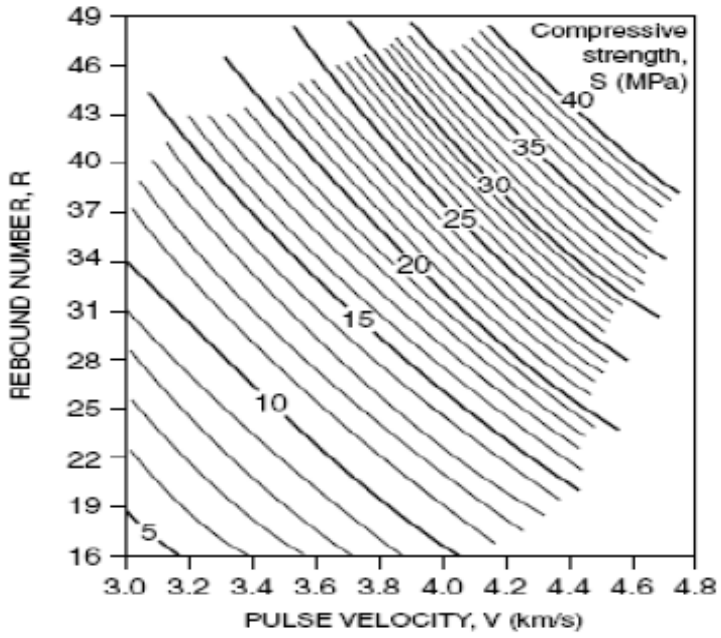


Fig. 1.33 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence **[89]**.

Un modèle combiné sous forme graphique (Fig. 1.34), a été développé par Knaze et al. **[91]**, ils ont conclus qu'il n'est pas possible d'avoir une amélioration de précision des résultats avec la méthode combinée si l'une des méthodes uniparamétriques est sensiblement moins précise.

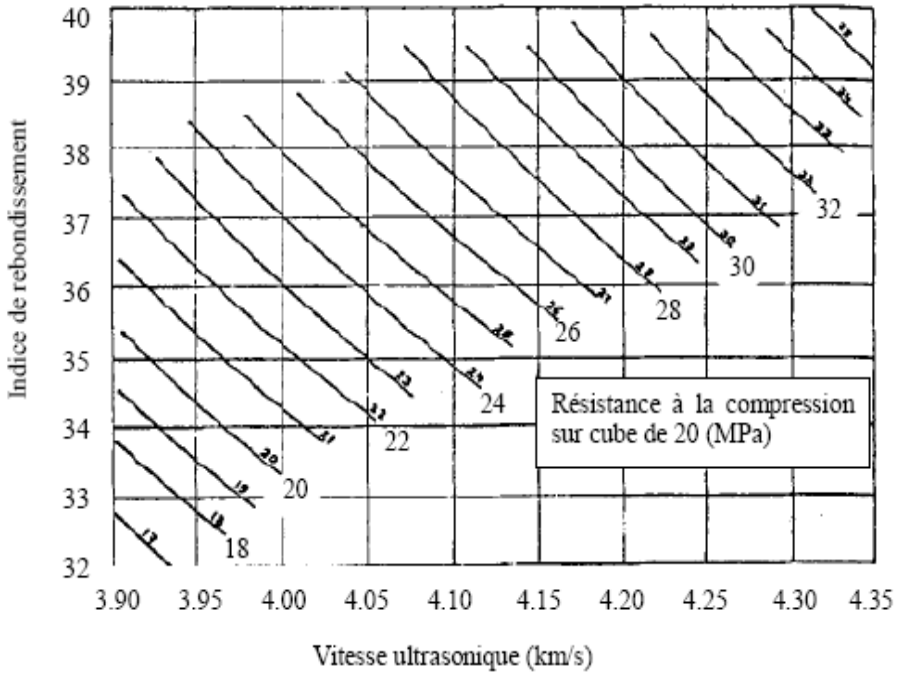


Fig. 1.34 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique **[91]**.

Quelques modèles de corrélation combinée sous forme d'équations (linéaires et non linéaires), qui ont été proposés par différents chercheurs, sont résumés dans le tableau 1.13.

Tableau 1.13 : Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et les mesures non destructives combinées (I, V (km/s))

Auteurs	Fonction de régression	Coefficient de corrélation			Erreur type (MPa)			Réf.
		(V)	(I)	(V, I)	(V)	(I)	(V, I)	
Lechani et al. (1997)	$\mathbf{R} = 8.700\,\mathbf{V} + 0.312\,\mathbf{I} - 20.940$	0,87	0,83	0,88	-	-	-	**[38]**
Kenai et Bahar (2003)	$\mathbf{R} = 11.000\,\mathbf{V} + 0.390\,\mathbf{I} - 26.200$	-	-	-	-	-	-	**[92]**
Galan (2003)	$\mathbf{R} = 0.027\ \mathbf{V}^{1.846}\ \mathbf{I}^{1.246}$	-	-	-	-	-	-	**[93]**
Idrissou (2006)	$\mathbf{R} = 0.00745\,\mathbf{V}^{3.27}\,\mathbf{I}^{0.97}$ $\mathbf{R} = 0.06\,\mathbf{V}^{4} + 1.05\,\mathbf{I} - 28.26$	0,91 0,96	0,86 0,86	0,95 0,95	-	-	-	**[68]**
Soshiroda et al. (2006)	$\mathbf{R_{28}} = 10.028\,\mathbf{V_1} + 1.369\,\mathbf{I_3} - 33.261$ $\mathbf{R_{28}} = 10.222\,\mathbf{V_3} + 1.498\,\mathbf{I_3} - 43.372$ $\mathbf{R_{28}} = 14.820\,\mathbf{V_7} + 1.210\,\mathbf{I_7} - 62.184$ $\mathbf{R_{28}} = 8.630\,\mathbf{V_{28}} + 1.416\,\mathbf{I_{28}} - 51.581$	0,938 0,908 0,926 0,900	0,962 0,962 0,951 0,965	0,981 0,972 0,963 0,967	5,702 7,406 6,379 6,431	4,234 4,234 4,781 4,117	2,927 3,616 4,098 3,898	**[72]**
Turgut et Kucuk (2006)	$\mathbf{R_{28}} = 44.8\,\mathbf{V_{28}} + 0.77\,\mathbf{I_{28}} - 194$	-	-	0,98	-	-	-	**[63]**
Hobbs Tchoketch K. (2007)	$R=-4.069\mathbf{V}^2+57.693\mathbf{V}+1.307\mathbf{I}-173.033$	0,903	0,925	0,949	2,716	2,333	1,849	**[73]**
Sakhraoui CNERIB (2009)	$\mathbf{R} = 17.000\,\mathbf{V} + 0.866\,\mathbf{I} - 62.684$	-	-	-	-	-	-	**[53]**
Khodja (2010)	$\mathbf{R} = 16.567\,\mathbf{V} + 0.020\,\mathbf{I}^{2} - 64.668$	0,950	0,960	0,962	5,417	3,980	3,697	**[27]**

Les limites que présentent la méthode combinée sont habituellement les mêmes que celles relatives à chaque essai seul à l'exception de celles qui affectent les résultats d'une manière opposée en cas de combinaison. En outre, la précision de la méthode combinée est meilleure, si les précisions des méthodes uni paramétriques sont voisines **[88, 89, 91]**.

1.6. Autres essais non destructifs

1.6.1. Essai radioactif

Les méthodes d'essais radioactives 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 puisse être élevé. Le béton dont l'épaisseur ne dépassant pas 45 cm peut être examiné sans difficultés **[50]**.

1.6.2. Mesure de l'enrobage (covermeter)

Le principe de base est que la présence de l'acier affecte le champ magnétique. La sonde électromagnétique de recherche balaye la surface du béton examiné. La présence de l'acier dans la marge de l'instrument est montrée par le mouvement de l'aiguille indicateur (Fig. 1.35). Quand la sonde est déplacée jusqu'à ce que le débattement de l'aiguille soit à un maximum, la barre en question est alors parallèle à l'alignement de la sonde et directement s'est trouvée sous elle. L'aiguille indique l'enrobage sur une échelle appropriée pour le diamètre de la barre. Cet essai est employé pour déterminer la présence, endroit et profondeur des barres dans le béton. Les versions avancées du covermeter peuvent également indiquer le diamètre de barre quand l'enrobage est connu. Il est modérément facile à utiliser. Cependant, une certaine formation ou expérience est exigée pour interpréter les résultats **[47]**. La présence des barres avec des espacements serrés, recouvrements, acier transversal, ligature en métal, fils ou les granulats avec les propriétés magnétiques peuvent donner des résultats fallacieux. La gamme maximum de l'instrument pour être pratique est environ 100 mm. Il ne peut pas donner l'indication de la qualité du béton d'enrobage ou le degré de protection des barres **[47]**.

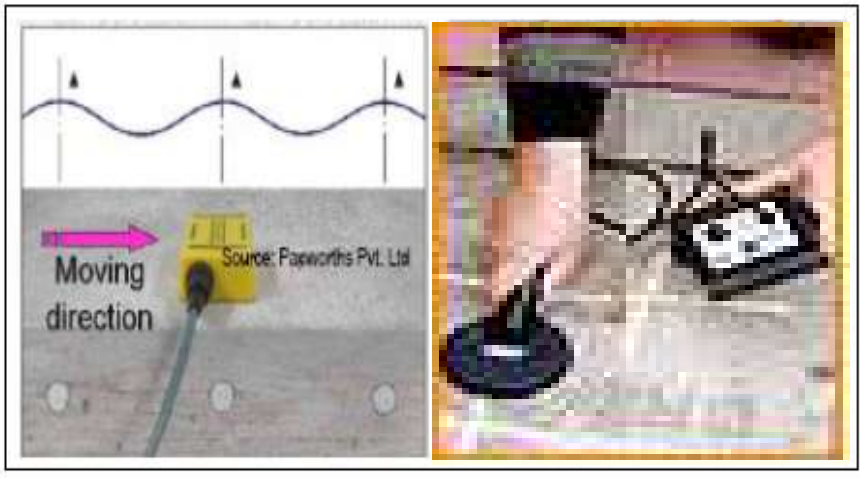


Fig. 1.35 : Présentation du covermeter en cours d'utilisation.

1.6.3. Mesure de la résistivité du béton

La résistivité du béton est reliée à sa porosité, sa teneur en humidité et un peu moins à la teneur en chlorure. Plus le matériau est poreux, humide ou contient des ions, plus sa résistivité est faible ; et inversement. Elle donne une indication du taux de corrosion. La résistivité est mesurée en insérant des électrodes dans de petits trous sur la surface et en faisant passer un courant alternatif (Fig.1.36). La différence de potentiel est alors mesurée. Cet essai est employé pour mesurer l'aptitude du béton pour conduire le courant de corrosion. Plus la résistivité est élevée plus le processus de corrosion est lent (Tableau 1.14). L'essai peut être également utilisé pour mesurer le taux d'humidité et établir une carte modèle de migration d'humidité **[47, 94]**.

Tableau 1.14 : Le taux de corrosion à partir de la résistivité du béton (RILEM TC 154) **[95]**.

Résistivité (Ω.m)	Risque de corrosion
< 100	élevé
100 – 500	modéré
500 – 1000	faible
> 1000	négligeable

L'équipement est peu coûteux, son utilisation est simple et beaucoup de mesures peuvent être rapidement faites. Cette méthode est très utile une fois utilisée en même temps que d'autres méthodes d'essais. Elle n'est pas fiable à une teneur élevée en humidité. Les électrodes exigent le bon contact et les barres voisines peuvent affecter les lectures **[47]**.



Fig. 1.36 : Application de la technique de mesure de la résistivité du béton in situ **[95]**.

1.6.4. Impact-echo

Un impact généré à la surface du béton engendre des ondes de compression et de cisaillement qui sont réfléchies par les interfaces, les fissures ou les délaminations (Fig. 1.37). C'est une méthode efficace de localiser de grands vides ou décollements dans le béton de structure. L'utilisateur devrait prendre garde de l'exactitude demandée pour détecter les défauts **[96]**.



Fig. 1.37 : Représentation schématique du principe de la mesure par impact– écho **[97]**.

1.6.5. Méthode radar

Cette méthode est basée sur l'étude du processus de propagation d'une onde électromagnétique à travers des matériaux possédant des densités variables. Elle est capable de détecter un certain nombre de paramètres dans le béton armé de la structure **[47, 98]**:

- l'endroit des armatures;
- l'épaisseur de l'enrobage;
- l'endroit des vides;
- l'endroit des fissures;
- la densité in situ;
- la variation du degré d'humidité.

Elle peut être employée pour examiner rapidement de grands secteurs pour localiser les armatures, les vides et les fissures, donne une indication vis-à-vis de la corrosion des armatures **[99]**. Les résultats doivent être corrélés avec les résultats d'essai sur des échantillons obtenus. Elle est chère et peu économique pour des petits secteurs examinés **[47, 100]**.

1.7. Conclusions

La résistance à la compression du béton, est l'élément qu'a la plus grande importance pour apprécier la qualité du béton dans l'ouvrage. Elle dépend de la nature et du dosage des constituants du béton ainsi que de soins apportés au mélange et de la mise en œuvre. Alors, la confection d'un béton de qualité repose sur une connaissance approfondie des propriétés et de la nature des matériaux qui le composent. Des études statistiques, ont montré que le béton produit dans les chantiers Algériens ayant généralement des faibles résistances qui ont rarement atteint la résistance préconisée par le cahier des charges et présente une composition très aléatoire qui varie d'une gâchée à une autre et d'un jour à un autre. C'est pourquoi le contrôle de la qualité du béton demeure nécessaire.

Lors du contrôle de la qualité du béton, les éprouvettes habituellement examinées, ne sont pas vraiment représentatives du béton de l'ouvrage. Par conséquent, il est nécessaire d'élaborer encore un contrôle du béton qui tient compte de la qualité de la mise en œuvre et l'historique du béton in situ (cure, charge,…). Alors, les essais non destructifs peuvent fournir des données sur le béton réel des ouvrages que les essais normaux ne peuvent fournir, sans affecter le comportement structural des éléments et laissent également la structure dans un état acceptable.

Pour un usage satisfaisant des essais non destructifs, il est nécessaire de connaître les facteurs influençant les mesures obtenues, et la méthode adéquate pour l'élaboration d'une corrélation entre les mesures de la résistance à la compression et les mesures non destructives. La corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation.

La méthode non destructive combinée reposant sur les mesures des vitesses ultrasoniques et des indices de rebondissement, offre un moyen pratique et fiable aux contrôleurs de la qualité du béton. Elle permet d'atteindre une meilleure précision dans l'expression des résultats, que les méthodes uniparamétriques n'assurent pas toujours.

Deux méthodes d'essais non destructifs du béton sont essentiellement ciblées par ce travail pour évaluer la résistance du béton: le scléromètre et l'ultrason. En utilisant des courbes de corrélation uniparamétrique et combinée entre les mesures des essais non destructifs et la résistance à la compression par écrasement du béton.

CHAPITRE 2 :

Matériaux et essais

2.1. Introduction

À la lumière de la synthèse bibliographique, il est bien marqué qu'il y a plusieurs paramètres influençant la résistance du béton et même les méthodes de contrôle de celle-ci. Parmi ces paramètres on trouve la nature des matériaux utilisés, facteurs de mise en œuvre, le mode de conservation et l'âge du béton. Par conséquent, on a remarqué que la qualité du béton n'est pas la même pour les différentes régions du territoire Algérien. Alors le béton produit à Médéa est différent à celui qui produit à Chlef ou à autre région du pays.

On autre la relation entre la résistance et les mesures non destructives n'est pas unique et elle est affectée aussi par ces paramètres. Donc pour établir une bonne corrélation entre les mesures non destructives et la résistance du béton, il ne faut pas se baser sur une courbe de corrélation unique et qu'il est nécessaire de faire appel aux courbes sur les quelles ces paramètres de mélanges qui sont facile à repérer pour l'opérateur, soient mis en évidence.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la présentation des matériaux utilisés pour la confection des bétons ainsi que les différents essais réalisés. Pour le besoin de cette étude, des matériaux locaux de la wilaya de Médéa sont utilisés avec quelques paramètres clés jugés utiles pour le travail présentés comme suite :

- la nature de ciment (quatre types : M'sila, Mascara, Chlef et Meftah);
- le dosage en eau et en ciment (quatre rapports E/C : 0,4; 0,5; 0,6 et 0,7 par quatre dosages en ciment : 450, 400, 350 et 300) ;
- l'effet du diamètre maximal des gros granulats (Dmax = 15 et 25 mm) ;
- le mode de conservation du béton (conservation à l'air libre et dans l'eau) ;
- et en fin l'âge du béton (2, 7, 28 et 90 jours).

2.2. Caractérisation des matériaux utilisés

Pour la confection des bétons, des matériaux locaux de la wilaya de Médéa sont caractérisés expérimentalement au laboratoire de génie civil du Hall de technologie de l'université de Médéa et suivant les normes en vigueur. Le choix des matériaux s'est porté, tout d'abord, sur leur disponibilité dans la région (Médéa) et surtout pour fabriquer un béton comparable à celui utilisé dans les chantiers.

2.2.1. Ciment

Quatre types de ciments composés provenant de différentes cimenteries algériennes (Fig. 2.1-2.4) ont été utilisés dans notre étude expérimentale et dont les caractéristiques sont présentées au tableau 2.1. La nomenclature de chaque ciment utilisé est donnée comme suite :

- CPJ-CEM II / B 42.5 N ciment de M'sila (ACC) ;
- CPJ-CEM II / B 42.5 N ciment de Mascara;
- CPJ-CEM II / A 42.5 ciment de Chlef;
- CPJ-CEM II 42.5 ciment de Meftah.



Fig. 2.1 : Ciment de M'sila.



Fig. 2.2 : Ciment de Mascara.

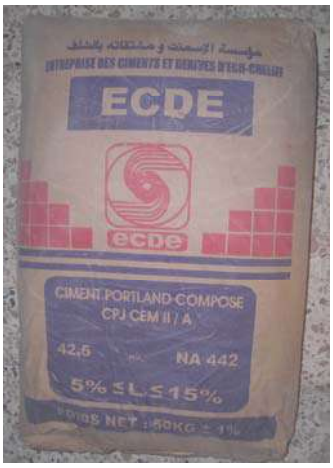


Fig. 2.3 : Ciment de Chlef.



Fig. 2.4 : Ciment de Meftah.

Tableau 2.1 : Caractéristiques des différents ciments utilisés

Caractéristiques		Type de ciment				Norme
		ACC M'sila	**Mascara**	**Chlef**	**Meftah**	
Finesse (cm^2/g)		4672,52	5279,18	3765,71	4543,02	NF EN 196-6 **[101]**
Masse volumique absolue (g/cm^3)		3,04	2,91	2,93	3,03	
Masse volumique apparente (g/cm^3)		0,99	0,96	1,02	0,99	NF EN 459-2 **[102]**
Consistance normale (%)		26,4	25	24,6	24,9	NF EN 196-3 **[103]**
Temps de prise	**Début**	3h25	2h20	2h15	3h05	
	Fin	4h15	3h55	3h50	4h	
Classe de résistance (MPa)		43.5	43	46	45	NF EN 196-1 **[104]**

2.2.2. Granulats

2.2.2.1. Sable

Pour que le module de finesse du sable utilisé soit environ 2,50 ; on a combiné deux types de sable: fin de Hassi Bahbah (40%) et grossier de Mont Guorno (60%) dont les propriétés physiques d'identification sont présentées au tableau 2.2. Les figures 2.5 et 2.6 suivantes donne un aperçu sur la nature des sables utilisés.



Fig. 2.5 : Sable fin de Hassi Bahbah.



Fig. 2.6 : Sable grossier de Mont Guorno.

Tableau 2.2 : Propriétés physiques d'identification des sables utilisés.

Caractéristiques	Type de sable		Normes
	Roulé	Concassé	
Provenance	**Hassi Bahbah**	**Mont Guorno**	
Classe granulaire	0/3	0/5	NF EN 933-1 **[105]**
Module de finesse	1,06	3,45	
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2,58	2,59	NF EN 1097-6 **[106]**
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1,42	1,48	NF EN 1097-3 **[107]**
Equivalent de sable (%)	61,13	41,31	NF EN 933-8 **[108]**
Taux d'absorption d'eau (%)	0,01	0,02	NF EN 1097-6 **[106]**

L'analyse granulométrique des deux sables utilisés et leur mélange est présentée sur la figure 2.7 suivante :

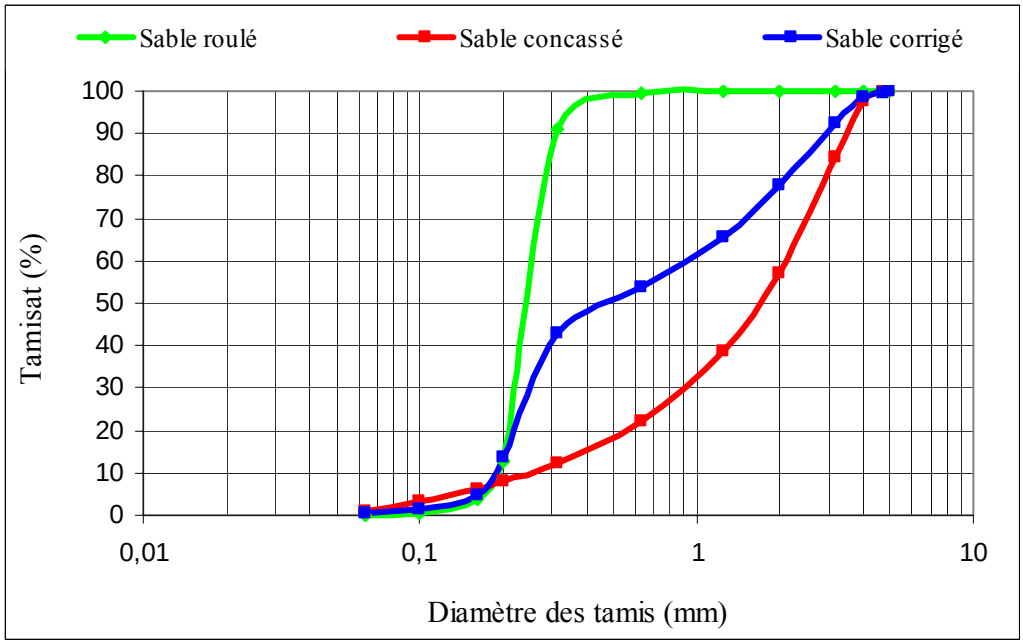


Fig. 2.7 : Courbe granulométrique des sables utilisées et leur mélange.

2.2.2.2. Gravier

Le gravier utilisé est un gravier concassé à deux classes granulaires (8/15 & 15/25) (Fig. 2.8 et 2.9) provenant de la carrière de Mont Guorno de la région de Berouaguia (Médéa) dont les propriétés physiques et mécaniques sont présentées au tableau 2.3 et l'analyse granulométrique est présentée dans la figure 2.10.



Fig. 2.8 : Gravier de Mont Guorno 8/15.



Fig. 2.9 : Gravier de Mont Guorno 15/25.

Tableau 2.3 : Propriétés physiques et mécaniques des graviers utilisés.

Caractéristiques	Fraction 8/15	Fraction 15/25	Normes
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2,54	2,57	NF EN 1097-6 **[106]**
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1,27	1,24	NF EN 1097-3 **[107]**
Taux d'absorption d'eau (%)	0,795	0,998	NF EN 1097-6 **[106]**
Résistance aux chocs (Los-Angeles)	30,96	25,22	NF EN 1097-2 **[109]**

D'après les résultats du tableau 2.3, il parait que les gros granulats sont de bonne qualité et peuvent être utilisés pour un béton.

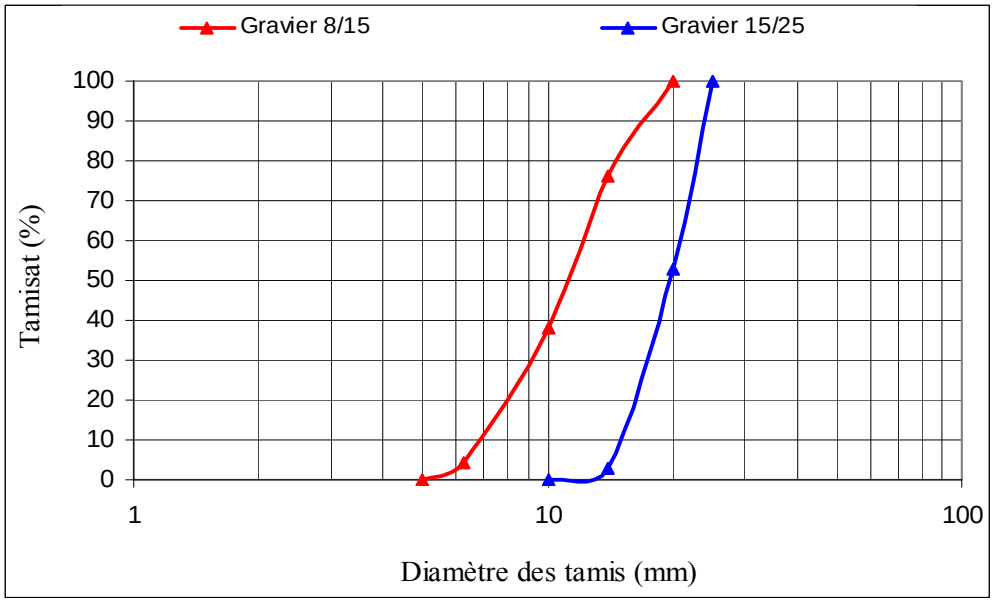


Fig. 2.10 : Courbe granulométrique des graviers utilisées.

2.2.3. Eau de gâchage

L'eau utilisée pour la fabrication du béton est celle du robinet considérée comme potable, exempte de toute impureté nuisible au béton et conforme à la norme NF EN 1008 **[110]**.

2.2.4. Adjuvant

Pour assurer une ouvrabilité satisfaisante avec réduction d'eau de gâchage, on a employé un adjuvant Superplastifiant – Haut réducteur d'eau fabriqué par la société Granitexe-NP et commercialisé sous le nom « MEDAFLOW SR », formulé à base de polymère de synthèse combinés et ne présente pas d'effet retardataire. Sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,8 à 2,5 % du poids de ciment et ses caractéristiques sont :

- Forme :…… Liquide;
- Couleur :…….. Jaunâtre;
- Extrait sec :…….. 25 % ± 1;
- Densité : ……... 1,05 ± 1;
- PH :…… 6 - 6.5;
- Teneur en chlorure :…….. < 1g/l.

2.3. Formulation des bétons

La méthode utilisée pour formuler notre béton est celle de Dreux – Gorisse, qui repose sur l'utilisation de courbes granulaires de référence **[7]**. Cinq compositions de béton ont été formulées, quatre bétons (B1, B2, B3 et B4) pour chaque type de ciment utilisé et un béton (B5) a été ajouté pour viser l'effet de Dmax des granulats avec un seul type de ciment et qui est le ciment de Chlef. Les compositions des différents bétons étudiés sont résumées dans le tableau 2.4 suivant.

Tableau 2.4 : Formulation des différents bétons étudiés.

Dosages pondéraux des constituants (kg/m^3)		**Désignation des différents bétons**				
		B1	**B2**	**B3**	**B4**	**B5**
		E/C = 0,4	**E/C = 0,5**	**E/C = 0,6**	**E/C = 0,7**	**E/C = 0,5**
Ciment		450	400	350	300	400
Sable	**Fin**	266	280	301	315	301
	Grossier	400	419	451	473	452
Gravier	**G1 (8/15)**	543	555	550	563	1003
	G2 (15/25)	543	538	532	525	-
Eau de gâchage (l)		180	200	210	210	200
Superplastifiant (1%)		4,5	-	-	-	-

2.4. Préparation des mélanges

Après avoir laver et ensuite sécher les granulats utilisés, tous les mélanges ont été gâché dans un malaxeur de béton à axe vertical et à cuve fixe d'une capacité de 56 litres (Fig. 2.11). Les constituants ont été introduits dans l'ordre suivant: gravier, ciment et sable. Après un malaxage à sec de l´ordre d'une minute, l'eau de gâchage est ajoutée et le malaxage se poursuit pendant au moins deux minutes pour obtenir un mélange homogène.

Pour le cas des bétons adjuvantés, la quantité d'eau est introduite en deux proportions, après le malaxage à sec des matériaux, on introduit la première quantité d'eau (70 %) et on malaxe pendant une minute. Après, on ajoute la deuxième quantité (30 %) mélangée avec la quantité de superplastifiant à introduire, le malaxage se poursuit après pendant deux minutes.



Fig. 2.11 : Malaxage du béton.

2.5. Essais réalisés sur béton frais

Juste après chaque malaxage, trois essais sur béton frais ont été réalisés :

- L'ouvrabilité a été mesurée selon la norme NF EN 12350-2 **[111]** en utilisant le cône d'Abrams (Fig. 2.12) ;



Fig. 2.12 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Après la mesure de l'affaissement, toutes les compositions de béton ont été ajustées pour garder un béton plastique. Pour cette raison, on a fait quelques modifications concernant le rapport E/C. le tableau 2.5 présente les corrections finales pour les différents bétons.

Tableau 2.5 : Rapports E/C final pour chaque béton utilisé.

Type de ciment	Rapport E/C final pour chaque béton				
	B1	**B2**	**B3**	**B4**	**B5**
M'sila	0,40	0,50	0,60	0,68	-
Mascara	0,40	0,50	0,58	0,68	-
Chlef	0,40	0,50	0,59	0,69	0,52
Meftah	0,40	0,52	0,60	0,70	-

- La masse volumique du béton a été mesurée selon la norme NF EN 12350-6 **[112]** (Fig. 2.13) ;



Fig. 2.13 : Mesure de la densité du béton frais.

- A la fin on a mesuré le pourcentage d'air occlus dans le béton suivant la norme NF EN 12350-7 **[113]** en utilisant un aéromètre à béton de capacité 8l (Fig. 2.14).



Fig. 2.14 : Aéromètre à béton.

Les résultats trouvés des trois essais réalisés sont présentés au tableau 2.6 suivant :

Tableau 2.6 : Caractérisation des bétons à l'état frais

Type de ciment	Désignation des bétons	Affaissement au cône (cm)	Masse volumique (kg/m^3)	Air occlus (%)
ACC M'sila	B1	> 20	2378	1,32
	B2	6 – 8	2353	2,61
	B3	10 – 13	2339	2,43
	B4	10.5 – 13	2389	2,19
Mascara	B1	> 20	2361	1,46
	B2	6.5 – 11	2343	2,67
	B3	10.5 – 14	2337	2,45
	B4	11 – 14	2330	2,28
Meftah	B1	> 20	2355	1,45
	B2	5 – 12	2329	2,63
	B3	8 – 13,5	2334	2,56
	B4	10 – 11	2343	2,38
Chlef	B1	> 20	2375	1,35
	B2	6 – 9	2362	2,54
	B3	8 – 12,5	2340	2,28
	B4	10 - 13	2328	2,23
	B5	6 – 7,5	2319	2,57

2.6. Fabrication et conservation des éprouvettes

Les différents types de bétons sont tous fabriqués dans l'environnement de laboratoire. Le béton a été coulé dans des moules métalliques de forme cubique de 15 cm d'arête conformément à la norme NF EN 12390-2 **[114]**. Les éprouvettes confectionnées sont au nombre total de 408, réparties selon l'âge (2, 7, 28 et 90 jours) et l'environnement de conservation (**C1** : à l'air libre et **C2** : dans l'eau).

Le serrage des éprouvettes a été réalisé par piquage ensuite par une légère vibration manuelle comme présenté sur la figure 2.15 suivante.



Fig. 2.15 : Fabrication des éprouvettes.

Juste après la confection, toutes les éprouvettes ont été couvertes afin d'éviter le risque d'évaporation excessive et le retrait plastique. Après 24 heures de la confection, les éprouvettes ont été démoulées et conservées selon deux modes différents : dans l'eau à 20°C ± 2°C (figure 2.17) et à l'air libre d'un climat moyen (laboratoire) (Fig.2.16). La variation de la température du laboratoire pendant la période de réalisation de notre travail expérimental est présentée dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Variation de la température du laboratoire durant la période expérimentale.

Mois	**Déce**	**Janv.**	**Févr.**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juil.**
T^{moy} (°C)	14	15	14	15	16	17	24	25
T^{max} (°C)	19	21	20	21	21	25	28	30
T^{min} (°C)	12	11	10	10	14	13	18	19



Fig. 2.16 : Conservation des éprouvettes à l'air libre (C1).

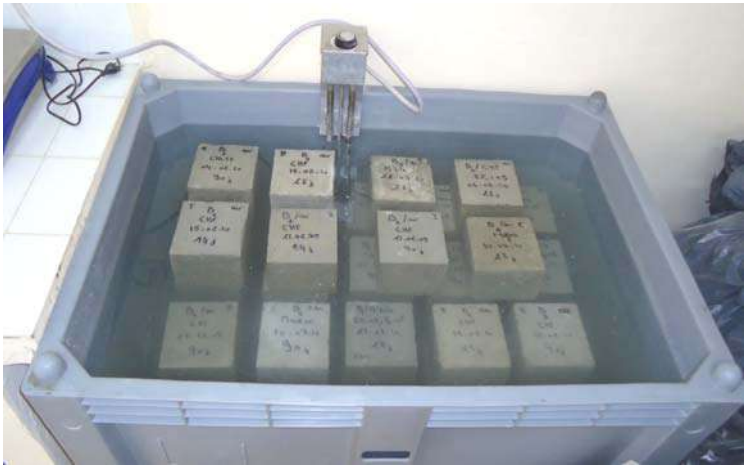


Fig. 2.17 : Conservation des éprouvettes dans l'eau à 20°C ± 2°C (C2).

Les échantillons conservés dans l'eau ont été séchés à l'atmosphère de laboratoire pendant environ 24 heures avant l'âge d'essai et jusqu'à poids constant.

2.7. Essais sur béton durci

2.7.1. Matériel utilisé

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 et de modèle C 181 (Fig. 2.18) ;
- L'ultrason est de type E 0645 avec des transducteurs de 40 mm de diamètre et de 55 KHz de fréquence (Fig. 2.19).



Fig. 2.18 : Appareil du scléromètre utilisé.



Fig. 2.19 : Appareil de l'ultrason utilisé.

Les essais destructifs par écrasement des éprouvettes ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique de classe ADR 2000 et de charge maximale 2000 KN (Fig. 2.20).



Fig. 2.20 : Presse hydraulique (2000 KN).

2.7.2. Préparation des éprouvettes

Les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur les éprouvettes à l'âge de 2, 7, 28 et 90 jours. Au début de chaque essai, les éprouvettes ont été pesées à l'aide d'une balance de 1 g de précision (Fig. 2.21) afin de déterminer leurs densités apparentes d'après la norme NF EN 12390-7 **[115]**. Ensuite on a effectué un ponçage des quatre faces moulées verticalement de chaque éprouvette à l'aide d'une pierre abrasive (Fig. 2.22) afin de les préparer aux essais non destructifs.



Fig. 2.21 : Pesage des éprouvettes.



Fig. 2.22 : Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive.

2.7.3. 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 (Fig. 2.23). Pour chaque éprouvette, les essais à l'ultrason ont été effectués en deux sens selon la méthode par transmission directe de telle façon que le sens de mesure du temps de transit soit perpendiculaire au sens de confection. Sur les faces opposées de l'éprouvette on a placé les deux transducteurs en interposant entre eux une couche mince de vaseline (Fig. 2.24), puis l'enregistrement du temps de transit en micro seconde est réalisé (Fig. 2.25).



Fig. 2.23 : Étalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage.



Fig. 2.24: Graissage des faces d'éprouvette avec la vaseline.



Fig. 2.25 : Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores.

Le résultat d'essai à l'ultrason correspondant à chaque éprouvette 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 prés, selon la norme NF EN 12504-4 **[61]**.

2.7.4. Essai scléromètrique

Quant aux essais au scléromètre on a d'abord essuyé toutes les traces de la vaseline appliquée auparavant, puis la mise en place de l'éprouvette entre les plateaux de la presse de façon que le sens de compression soit parallèle au sens de confection. Après avoir régler la vitesse de chargement à 0,3 MPa/s (soit 6,8 KN/s qui correspond au cube de 15 cm), 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 les quatre faces de l'éprouvette maintenue (Fig. 2.26), qui sont au nombre de cinq par face. Alors, le résultat d'essai correspondant à chaque éprouvette est la valeur médiane de l'ensemble des lectures effectuées sur les quatre faces et exprimée sous forme de nombre entier conformément à la norme européenne NF EN 12504-2 **[55]**.



Fig. 2.26 : Essai scléromètrique.

2.7.5. Écrasement des éprouvettes

Finalement on inverse l'éprouvette de façon que le sens de compression soit perpendiculaire au sens de confection et on réalise les essais destructifs par écrasement d'éprouvette sous une charge appliquée jusqu'à la rupture (Fig. 2.27), alors le résultat d'essai correspondant à chaque éprouvette est la valeur de la charge finale de rupture selon la norme européenne NF EN 12390-3 **[116]**.



Fig.2.27 : Essai d'écrasement à la compression.

2.8. Variables étudiées

Dans notre partie expérimentale, les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur des éprouvettes confectionnées pour différents types de bétons, fabriqués en laboratoire. Le béton à tester est basé sur une variation de cinq paramètres (type de ciment, rapport E/C, Dmax des granulats, mode de conservation et l'âge). L'organigramme suivant présente les variables de l'étude expérimentale réalisée au laboratoire (Fig. 2.28).

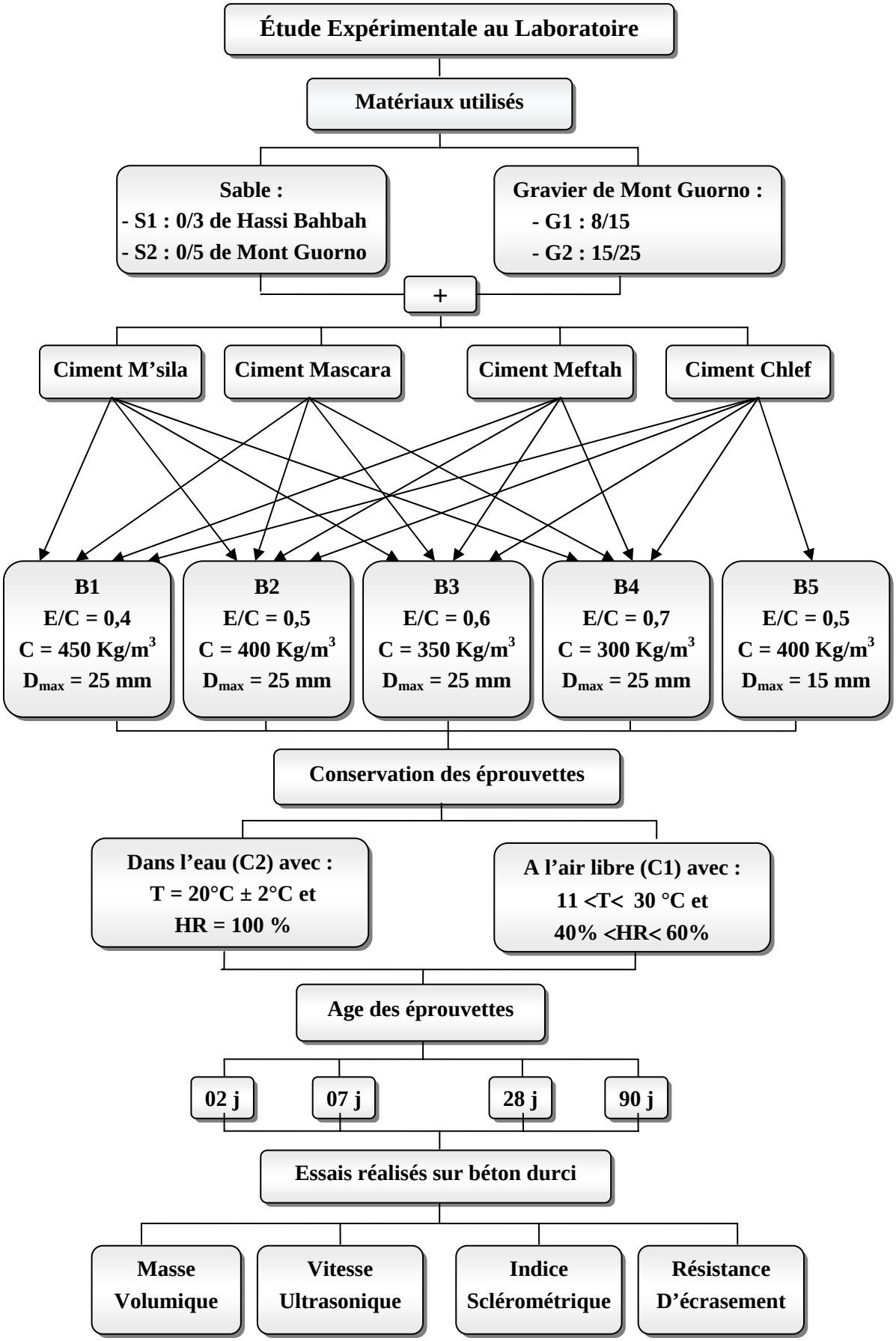


Fig. 2.28 : Variables étudiées.

CHAPITRE 3 :

Analyse et discussion des résultats

3.1. Introduction

L'étude expérimentale a deux objets, le premier est d'estimer la résistance à la compression du béton in situ relative à l'élément d'ouvrage par des essais non destructifs (scléromètre et ultrason). Le deuxième est d'étudier l'effet de quelques paramètres de composition du béton et l'effet du climat sur les mesures de la résistance à la compression par les essais non destructifs.

A cet effet, nous visons à obtenir une corrélation appropriée entre les mesures obtenues par essais destructifs et non destructifs de la résistance à la compression du béton. Les bétons faisant l'objet de cette étude sont basés généralement sur une variation de cinq paramètres (type de ciment, rapport E/C, Dmax des granulats, mode de conservation (dans l'eau et à l'air libre du laboratoire) et l'âge) et sont au nombre de dix-sept types, testés à quatre âges (2, 7, 28 et 90 jours).

L'étude des différentes corrélations établies dans ce travail a été réalisée au moyen d'un logiciel statistique appelé « STATISTICA ». Pour trouver l'équation de régression qui s'applique le mieux à la détermination de la résistance du béton à l'aide des équations uniparamétriques exprimant les rapports Rc = f (I) et Rc = f (V) ou à l'aide des équations de corrélation multiples R = f (I, V), on a eu recours au coefficient de corrélation « r » et l'erreur type « s » avec :

Rc : résistance à la compression par écrasement,

I : indice de rebondissement,

V : vitesse ultrasonique.

3.2. Présentation des résultats

Les résultats obtenus, lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents types de bétons et avec les deux modes de conservation, sont présentés dans les tableaux 3.1 - 3.9.

Tableau 3.1 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base de ciment de M'sila.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B1	02	1	2,38	4,30	36	28,68	2,40	4,36	38	32,00
		2	2,36	4,29	36	28,50	2,41	4,49	39	33,45
		3	2,33	4,25	35	27,87	2,41	4,40	39	32,74
	07	1	2,34	4,37	40	30,98	2,39	4,73	44	38,38
		2	2,37	4,49	40	31,77	2,40	4,94	45	38,73
		3	2,35	4,29	39	30,74	2,38	4,71	44	38,06
	28	1	2,37	4,60	43	36,42	2,41	4,64	45	43,87
		2	2,34	4,44	43	35,40	2,42	4,70	46	45,02
		3	2,35	4,49	44	36,64	2,42	4,61	45	42,97
	90	1	2,38	4,46	46	46,79	2,41	4,72	50	54,37
		2	2,35	4,54	45	44,48	2,41	4,64	49	53,63
		3	2,37	4,61	47	45,15	2,42	4,75	50	56,12
B2	02	1	2,34	3,99	30	21,87	2,39	4,21	35	25,28
		2	2,36	4,07	31	22,06	2,37	4,24	35	25,21
		3	2,35	4,03	31	21,94	2,39	4,29	36	25,65
	07	1	2,36	4,17	34	22,98	2,43	4,45	38	27,56
		2	2,39	4,24	35	23,73	2,44	4,48	39	27,68
		3	2,38	4,18	35	23,27	2,42	4,43	37	27,36
	28	1	2,38	4,27	40	30,19	2,39	4,53	44	34,24
		2	2,37	4,36	40	31,63	2,41	4,60	45	35,45
		3	2,38	4,26	39	28,74	2,38	4,52	44	34,02
	90	1	2,34	4,32	45	34,78	2,36	4,67	48	51,05
		2	2,34	4,35	44	34,52	2,40	4,79	48	53,26
		3	2,35	4,45	46	36,12	2,37	4,78	49	51,78

Tableau 3.2 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base de ciment de M'sila.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B3	02	1	2,33	3,95	28	16,32	2,34	3,87	31	20,37
		2	2,31	3,94	29	14,79	2,37	3,88	31	20,92
		3	2,34	3,96	28	16,78	2,25	3,85	30	18,95
	07	1	2,33	4,01	32	19,66	2,37	4,35	33	21,61
		2	2,32	3,82	30	17,78	2,41	4,39	35	22,65
		3	2,33	3,83	30	18,30	2,38	4,38	33	21,77
	28	1	2,32	4,15	36	25,05	2,39	4,45	39	30,47
		2	2,31	4,13	35	24,54	2,39	4,51	39	32,24
		3	2,31	4,14	36	24,85	2,38	4,52	40	32,76
	90	1	2,30	4,40	39	26,65	2,39	4,55	45	41,55
		2	2,31	4,42	39	28,29	2,39	4,52	45	37,72
		3	2,29	4,39	38	26,14	2,39	4,50	45	36,88
B4	02	1	2,38	3,88	26	12,13	2,38	3,93	28	13,10
		2	2,37	3,76	24	11,38	2,39	3,93	28	13,48
		3	2,37	3,81	25	11,61	2,40	3,92	27	12,16
	07	1	2,36	3,93	29	16,08	2,39	4,38	31	19,05
		2	2,34	3,92	28	16,00	2,39	4,24	31	19,22
		3	2,33	3,70	27	14,03	2,40	4,25	32	20,57
	28	1	2,36	4,20	34	23,28	2,41	4,41	37	27,06
		2	2,39	4,17	33	22,91	2,42	4,42	37	27,58
		3	2,33	4,12	33	21,85	2,43	4,45	36	27,77
	90	1	2,30	4,24	39	24,10	2,40	4,52	40	31,62
		2	2,30	4,20	38	22,72	2,38	4,46	39	30,67
		3	2,29	4,02	37	21,39	2,41	4,57	43	33,21

Tableau 3.3 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base de ciment de Mascara.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B1	02	1	2,39	4,37	39	31,75	2,39	4,43	40	33,40
		2	2,38	4,33	37	30,74	2,42	4,50	41	35,74
		3	2,38	4,35	38	30,84	2,40	4,49	41	34,79
	07	1	2,37	4,41	41	33,67	2,40	4,68	44	38,28
		2	2,38	4,45	41	34,06	2,40	4,69	44	38,14
		3	2,35	4,39	40	32,29	2,41	4,67	44	39,25
	28	1	2,33	4,51	42	37,05	2,39	4,81	46	45,23
		2	2,34	4,53	43	37,96	2,39	4,79	47	44,38
		3	2,36	4,53	44	38,50	2,42	4,83	47	45,51
	90	1	2,35	4,62	46	41,18	2,42	4,83	50	54,67
		2	2,37	4,63	46	42,38	2,42	4,82	51	53,79
		3	2,32	4,61	45	40,40	2,43	4,84	51	56,05
B2	02	1	2,38	4,17	33	23,35	2,38	4,29	36	26,65
		2	2,39	4,15	34	23,59	2,40	4,33	37	28,81
		3	2,41	4,18	34	24,98	2,40	4,31	36	27,55
	07	1	2,35	4,25	36	26,65	2,38	4,37	40	30,79
		2	2,34	4,28	36	28,81	2,39	4,42	41	32,60
		3	2,36	4,26	36	27,55	2,40	4,46	41	32,01
	28	1	2,35	4,30	41	33,68	2,42	4,50	44	36,96
		2	2,33	4,32	40	32,69	2,41	4,51	45	37,01
		3	2,34	4,35	41	33,80	2,42	4,52	45	37,06
	90	1	2,32	4,55	45	38,08	2,42	4,83	48	45,74
		2	2,35	4,56	47	39,25	2,42	4,89	49	46,00
		3	2,33	4,55	46	38,22	2,41	4,85	48	45,05

Tableau 3.4 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base de ciment de Mascara.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B3	02	1	2,29	3,96	30	16,54	2,38	4,18	34	20,86
		2	2,33	4,00	31	17,54	2,35	4,16	33	19,35
		3	2,34	4,02	31	17,67	2,36	4,18	33	20,30
	07	1	2,35	4,12	35	20,45	2,38	4,45	38	25,25
		2	2,34	4,10	35	20,21	2,37	4,43	38	25,02
		3	2,34	4,08	34	19,51	2,36	4,39	37	24,14
	28	1	2,36	4,20	37	26,51	2,40	4,49	40	35,48
		2	2,36	4,21	36	26,07	2,38	4,50	39	35,12
		3	2,35	4,16	36	25,54	2,37	4,55	39	34,36
	90	1	2,30	4,34	39	35,88	2,39	4,59	44	39,46
		2	2,32	4,35	41	37,85	2,37	4,54	42	37,17
		3	2,31	4,34	39	36,20	2,38	4,57	43	38,95
B4	02	1	2,33	3,81	29	12,65	2,36	4,02	32	14,66
		2	2,32	3,66	29	12,56	2,34	3,89	31	13,80
		3	2,31	3,59	28	12,38	2,35	4,07	32	13,99
	07	1	2,34	3,93	33	19,01	2,38	4,23	36	21,81
		2	2,34	3,96	32	18,57	2,37	4,21	34	22,00
		3	2,34	3,92	32	18,61	2,37	4,22	35	22,72
	28	1	2,30	4,15	32	21,56	2,36	4,41	36	25,81
		2	2,28	4,04	31	20,98	2,37	4,42	36	26,94
		3	2,28	3,98	30	20,41	2,37	4,43	37	27,23
	90	1	2,28	4,18	36	25,72	2,40	4,52	40	29,40
		2	2,27	4,14	36	24,98	2,37	4,53	41	30,67
		3	2,26	4,10	35	24,44	2,36	4,51	41	30,23

Tableau 3.5 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base de ciment de Meftah.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B1	02	1	2,37	4,38	35	26,84	2,44	4,50	39	28,51
		2	2,36	4,27	35	26,15	2,40	4,50	36	28,08
		3	2,37	4,30	35	26,39	2,41	4,50	37	28,09
	07	1	2,37	4,44	36	29,51	2,41	4,57	42	32,91
		2	2,36	4,44	36	29,01	2,43	4,58	42	33,87
		3	2,34	4,39	38	28,50	2,41	4,56	42	32,53
	28	1	2,36	4,50	44	36,29	2,43	4,76	49	45,87
		2	2,34	4,50	44	35,96	2,41	4,66	48	43,83
		3	2,33	4,49	44	36,12	2,43	4,66	49	44,38
	90	1	2,33	4,64	47	46,00	2,43	4,86	51	60,67
		2	2,39	4,70	49	47,90	2,44	4,87	50	62,63
		3	2,35	4,65	47	47,51	2,41	4,82	51	59,17
B2	02	1	2,37	3,70	29	14,30	2,41	4,15	31	16,01
		2	2,38	3,74	30	14,62	2,39	4,04	31	15,13
		3	2,35	3,64	28	13,11	2,39	4,09	32	15,95
	07	1	2,35	4,03	34	20,30	2,37	4,30	36	22,78
		2	2,31	3,93	33	19,78	2,38	4,34	38	23,34
		3	2,33	3,94	33	19,96	2,39	4,35	39	22,98
	28	1	2,32	4,12	41	28,14	2,41	4,59	46	31,85
		2	2,32	4,05	41	27,20	2,39	4,52	44	29,63
		3	2,31	4,00	41	28,00	2,40	4,56	45	31,63
	90	1	2,35	4,41	44	37,60	2,41	4,79	50	51,37
		2	2,37	4,44	45	39,13	2,41	4,84	50	53,06
		3	2,39	4,47	46	39,47	2,40	4,73	49	50,63

Tableau 3.6 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base de ciment de Meftah.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B3	02	1	2,35	3,55	26	12,11	2,40	3,83	30	15,21
		2	2,38	3,69	27	13,94	2,40	3,84	31	15,70
		3	2,37	3,65	27	13,25	2,39	3,75	30	14,30
	07	1	2,33	3,80	30	14,93	2,41	4,39	34	19,80
		2	2,35	3,94	31	15,92	2,41	4,36	34	19,35
		3	2,33	3,91	31	14,96	2,40	4,24	33	19,29
	28	1	2,34	4,07	40	26,14	2,40	4,40	44	32,42
		2	2,38	4,12	42	27,13	2,39	4,23	43	30,37
		3	2,37	4,12	41	27,99	2,39	4,33	43	31,69
	90	1	2,34	4,32	46	31,29	2,42	4,70	48	39,53
		2	2,32	4,32	45	30,70	2,43	4,70	48	39,57
		3	2,32	4,31	44	29,80	2,40	4,64	47	37,23
B4	02	1	2,32	3,31	23	7,89	2,38	3,58	27	9,00
		2	2,34	3,41	24	8,38	2,35	3,51	26	8,79
		3	2,33	3,38	23	7,99	2,36	3,61	26	8,89
	07	1	2,32	3,65	28	10,89	2,40	4,09	31	14,87
		2	2,35	3,88	29	11,31	2,38	3,96	30	13,79
		3	2,34	3,72	29	11,06	2,39	4,02	31	14,68
	28	1	2,36	4,13	37	22,13	2,40	4,30	42	25,88
		2	2,35	4,12	36	21,35	2,40	4,32	43	26,06
		3	2,37	4,15	37	23,90	2,41	4,42	43	26,67
	90	1	2,31	4,14	43	27,54	2,39	4,55	46	31,50
		2	2,31	4,14	43	27,07	2,38	4,53	46	31,22
		3	2,30	4,13	42	26,55	2,37	4,52	45	30,32

Tableau 3.7 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B1 et B2) à base de ciment de Chlef.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B1	02	1	2,37	4,31	30	22,90	2,42	4,50	34	30,61
		2	2,36	4,29	30	22,05	2,38	4,46	33	29,76
		3	2,37	4,35	30	23,65	2,39	4,47	33	29,21
	07	1	2,34	4,44	31	25,16	2,39	4,65	34	32,91
		2	2,35	4,45	32	27,80	2,40	4,64	36	33,24
		3	2,34	4,44	31	26,17	2,39	4,69	35	33,17
	28	1	2,36	4,75	43	39,65	2,41	4,83	47	41,40
		2	2,35	4,79	43	38,93	2,40	4,81	47	40,11
		3	2,35	4,73	42	39,22	2,44	4,91	48	42,00
	90	1	2,36	4,93	47	44,98	2,41	5,22	51	50,59
		2	2,33	4,88	46	43,80	2,40	5,21	51	49,13
		3	2,37	4,96	47	45,89	2,39	5,18	50	47,33
B2	02	1	2,32	3,93	27	13,97	2,43	4,21	31	21,54
		2	2,38	3,87	28	15,85	2,42	4,17	31	20,69
		3	2,36	3,90	28	15,19	2,41	4,22	30	20,23
	07	1	2,35	4,24	32	22,81	2,42	4,39	36	26,96
		2	2,34	4,17	31	21,87	2,37	4,32	35	24,49
		3	2,34	4,22	32	22,06	2,39	4,36	35	25,67
	28	1	2,33	4,34	37	28,50	2,42	4,93	41	37,60
		2	2,32	4,39	37	28,98	2,39	4,83	40	37,01
		3	2,32	4,32	36	27,99	2,43	4,91	41	37,96
	90	1	2,34	4,59	39	32,24	2,43	5,04	45	41,32
		2	2,32	4,64	38	33,06	2,43	5,04	46	43,88
		3	2,33	4,66	38	33,58	2,45	5,02	46	43,92

Tableau 3.8 : Résultats des essais destructifs et non destructifs des bétons (B3 et B4) à base de ciment de Chlef.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B3	02	1	2,35	3,53	26	14,69	2,41	4,05	30	16,88
		2	2,32	3,64	25	13,86	2,39	4,04	29	15,77
		3	2,33	3,59	25	14,25	2,42	4,06	30	16,97
	07	1	2,33	3,75	28	15,12	2,39	4,33	34	20,48
		2	2,36	3,86	27	16,44	2,40	4,39	35	21,60
		3	2,34	3,80	28	16,07	2,39	4,37	35	20,90
	28	1	2,31	4,14	37	21,89	2,39	4,77	40	28,68
		2	2,33	4,16	38	22,33	2,42	4,79	42	29,15
		3	2,31	4,09	36	21,32	2,40	4,80	41	29,46
	90	1	2,32	4,40	41	28,72	2,41	4,77	45	37,52
		2	2,30	4,39	41	28,26	2,38	4,74	44	36,00
		3	2,34	4,43	42	30,05	2,37	4,75	43	36,91
B4	02	1	2,30	3,73	24	9,53	2,39	3,82	27	11,73
		2	2,32	3,75	25	10,04	2,40	3,89	28	11,96
		3	2,28	3,69	24	9,50	2,39	3,81	27	11,80
	07	1	2,34	3,78	27	11.97	2,37	4,04	30	14,81
		2	2,31	3,75	26	11,42	2,37	4,09	31	15,10
		3	2,30	3,75	25	11,40	2,36	4,02	30	14,27
	28	1	2,28	4,05	36	19,29	2,41	4,50	39	24,92
		2	2,33	4,04	35	17,37	2,35	4,32	38	23,68
		3	2,33	3,97	36	18,01	2,39	4,42	39	24,27
	90	1	2,33	4,48	41	27,54	2,41	4,61	42	31,50
		2	2,30	4,53	40	26,07	2,40	4,63	43	31,53
		3	2,30	4,52	39	25,55	2,41	4,60	42	31,12

Tableau 3.9 : Résultats des essais destructifs et non destructifs du béton B5 à base de ciment de Chlef.

Conservation			à l'air libre (C1)				dans l'eau (C2)			
Mélange	**Age (jours)**	**Epr.**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**	**Densité (kg/l)**	**V (km/s)**	**I**	**Rc (MPa)**
B5	02	1	2,35	3,61	23	12,05	2,38	4,08	28	17,82
		2	2,36	3,68	24	12,37	2,37	4,04	27	16,53
		3	2,33	3,59	23	11,12	2,36	4,02	27	16,14
	07	1	2,34	3,83	26	16,82	2,38	4,24	30	23,10
		2	2,37	3,86	27	18,13	2,39	4,26	30	23,59
		3	2,36	3,85	27	17,54	2,37	4,21	30	21,05
	28	1	2,32	3,86	35	23,96	2,37	4,27	36	33,59
		2	2,35	3,89	35	25,33	2,38	4,32	37	34,03
		3	2,30	3,82	34	22,91	2,38	4,31	37	33,86
	90	1	2,34	4,01	43	26,82	2,38	4,46	48	38,31
		2	2,35	4,04	45	29,11	2,38	4,51	49	43,68
		3	2,34	4,02	43	26,93	2,42	4,59	50	45,21

3.3. Analyse des résultats d'essai au scléromètre

3.3.1. Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

La figure 3.1 présente la corrélation établie entre les mesures de la résistance à la compression par écrasement «Rc» et les indices de rebondissement «I» correspondants (courbe base I). Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons testés à différents âges. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme puissance présentée par l'équation 3.1 avec un coefficient de corrélation r = 0,957 et une erreur type s = 3,121 MPa

$$\mathbf{R} = 0{,}013\ \mathbf{I}^{2{,}112} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.1)$$

Avec : **R** en MPa

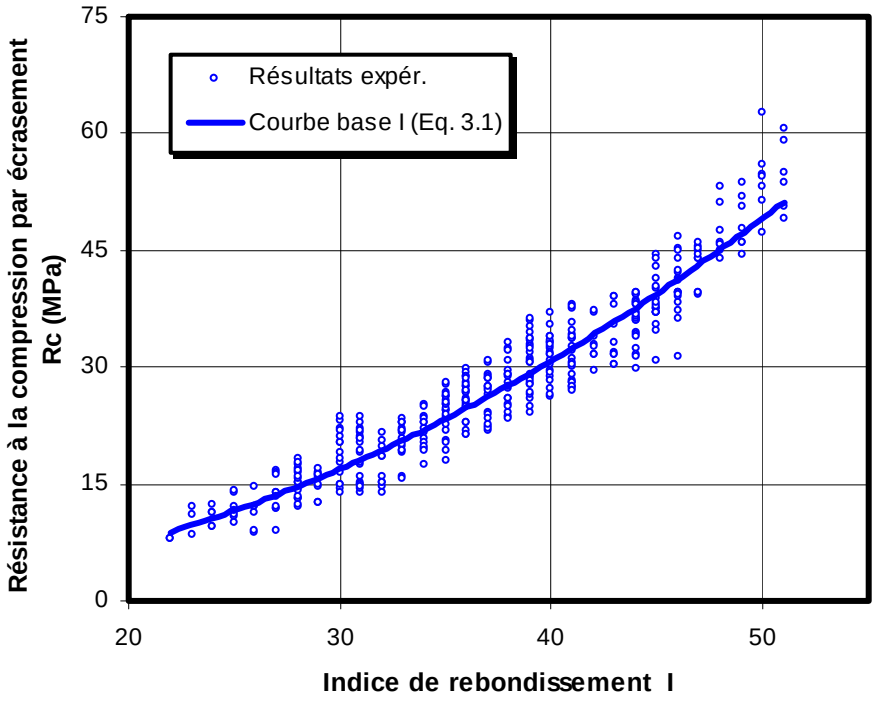


Fig. 3.1 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des différents bétons utilisés.

D'après la figure 3.1, on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation (r = 0,957) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges. A cet effet, on peut dire que les résultats trouvés par le scléromètre convergent bien vers ceux trouvés par écrasement directe.

3.3.2. Effet du mode de conservation sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement

3.3.2.1. Conservation à l'air libre

L'expression analytique proposée à cette corrélation, en utilisant la régression simple est une fonction de forme puissance présentée par l'équation 3.2 avec un coefficient de corrélation r = 0,951 et une erreur type s = 2,868 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}022\ \mathbf{I}^{1{,}952} \qquad \text{(3.2)}$$

Avec : **R** en MPa

La figure 3.2 suivante illustre la corrélation reliant les résistances à la compression par écrasement «Rc» avec les indices de rebondissement «I» correspondants pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre (C1) et testés à différents âges.

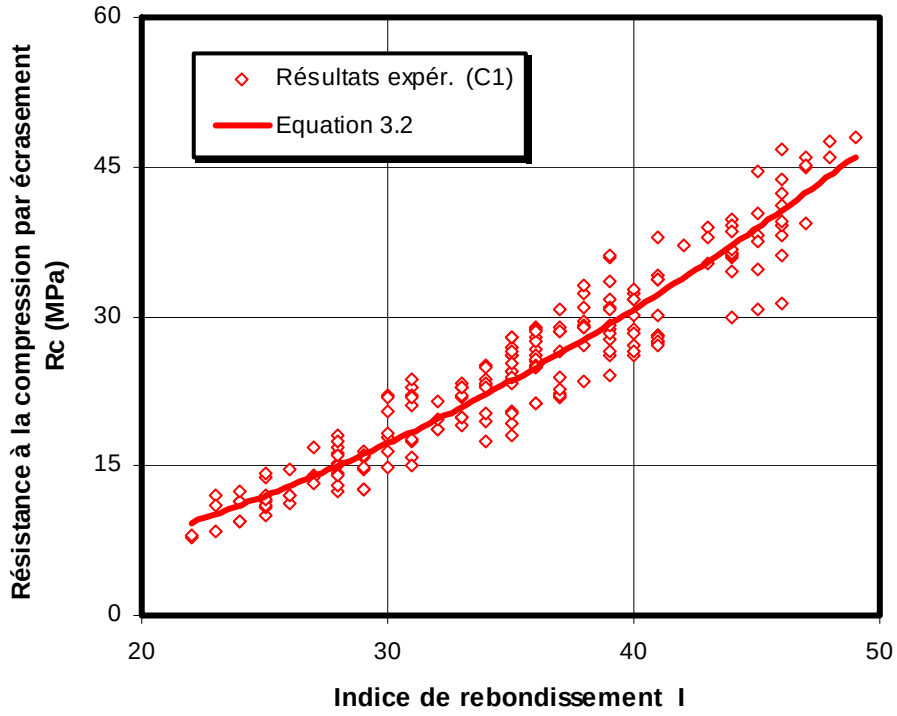


Fig. 3.2 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre (C1).

De la figure 3.2, on constate que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air libre (C1) présente aussi une bonne corrélation (r = 0,951) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants.

Khodja **[27]**, a déterminé une corrélation de forme puissance présentée par l'équation 3.3 avec un cœfficient de corrélation r = 0,929 et une erreur type s = 4,187. Le béton faisant l'objet de cette corrélation est basé sur une variation triparamétrique (type de ciment, rapport E/C et l'âge). Les rapports E/C utilisés sont 0.4 et 0.6, les ciments utilisés sont de Sig et Chlef. Les différents bétons examinés sont conservés à l'air libre d'un climat chaud (Chlef).

$$\mathbf{R} = 0{,}044\ \mathbf{I}^{1{,}823} \quad \text{.....} \quad (3.3)$$

Avec : **R** en MPa

Une autre corrélation sous forme linéaire (Eq. 3.4) d'un coefficient de corrélation r = 0,962 et une erreur type s = 2,333 MPa a été développée par Hobbs et Tchoketch K. **[73]**. Une variation triparamétrique (E/C, degré de serrage et type de coffrage) a été choisie dans la fabrication des bétons à étudier. Les rapports E/C utilisés sont: 0,5 ; 0,6 et 0,7 et trois types de serrage (suffisant, moyen et nul) ont été appliqués. Le coffrage utilisé était de deux types: en bois et en plastic dur. Les différents bétons en question sont conservés dans des conditions sèches sous une température de 20°C ± 2°C.

$$\mathbf{R} = 2{,}168\ \mathbf{I} - 27{,}747 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.4)$$

Avec : **R** en MPa.

3.3.2.2. Conservation dans l'eau

Pour les bétons conservés à l'eau (C2), une fonction de type puissance à régression simple (Eq. 3.5) est proposée pour la corrélation entre les résultats de la résistance à la compression trouvés par écrasement «Rc» et ceux par l'indice sclérométrique «I» avec un coefficient de corrélation r = 0,959 et une erreur type s = 3,261 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}009\ \mathbf{I}^{2{,}221} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.5)$$

Avec : **R** en MPa

La figure 3.3, résume la corrélation reliant les résistances à la compression par écrasement «Rc» avec les indices de rebondissement «I» correspondants pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau et testés à différents âges. Dans cette courbe, on constate que ces bétons présentent la meilleure corrélation (r = 0,959). En comparaison avec les résultats trouvés sur les bétons conservés à l'aire libre, les points ici se rapprochent le plus les unes des autres autour de la courbe d'équation 3.5 ce qui explique que la mesure de la résistance à la compression moyennent le scléromètre reflète mieux la réalité et converge bien vers ceux des résultats trouvés par écrasement directe si le béton est bien protégé.

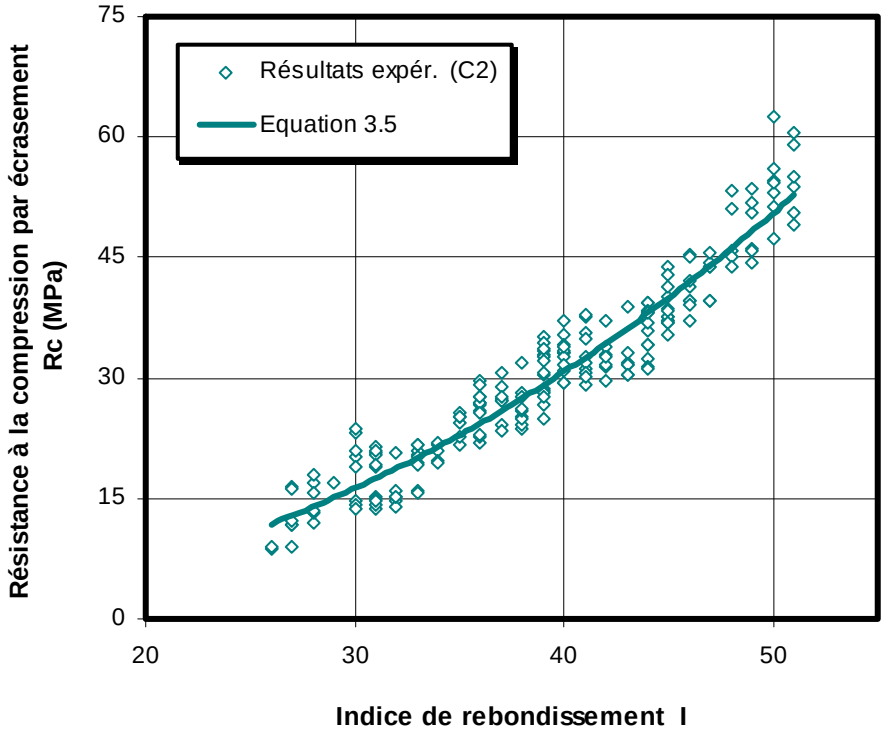


Fig. 3.3 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des différents bétons conservés dans l'eau (C2).

Khodja **[27]** a déterminé une corrélation de forme puissance de l'équation 3.6 avec un cœfficient de corrélation r = 0,960 et une erreur type s = 3,980. Les bétons soumis à l'étude sont fabriqués de la même manière que celle définie pour l'équation 3.3 mais conservés dans l'eau à 20°C ± 2°C.

$$\mathbf{R} = 0{,}057\ \mathbf{I}^{1{,}817} \quad \text{……..…..……} \quad (3.6)$$

Avec : **R** en MPa

Par contre, Soshiroda et al. **[72]**, ont développé pour le scléromètre, une relation linéaire (Eq. 3.7) d'un coefficient de corrélation r = 0,965 et une erreur type s = 4,117 MPa. Pour les bétons examinés, ils ont fait varier uniquement le rapport E/C dans une plage de 0,298 à 0,833, et les éprouvettes ont été conservées dans l'eau sous une température de 20 °C.

$$\mathbf{R}_{28} = 1{,}623\ \mathbf{I}_{28} - 20{,}547\text{…….……..…..} \quad (3.7)$$

Avec : **R** en MPa.

De même, Knaze et Beno **[91]** ont proposé une relation polynomiale (Eq. 3.8), d'un coefficient de corrélation r = 0,732 et un coefficient de variation de 10,37 %. Cette corrélation développée sur des bétons ayant une variation biparamétrique (E/C et durée de serrage). Le rapport E/C varie de 0,37 à 0,53 et la durée de serrage varie de 0,5 à 3,0 min. Les différents types de bétons étudiés sont conservés dans des conditions standard.

$$\mathbf{R} = -0{,}002\,\mathbf{I}^2 + 2{,}045\,\mathbf{I} - 46{,}426 \quad \text{(3.8)}$$

Avec : **R** en MPa.

À fin de réunir les résultats trouvés précédemment, la figure 3.4 présente une étude comparative entre les deux modèles de corrélation Résistance – Indice de rebondissement proposés pour les deux modes de conservation (C1 et C2).

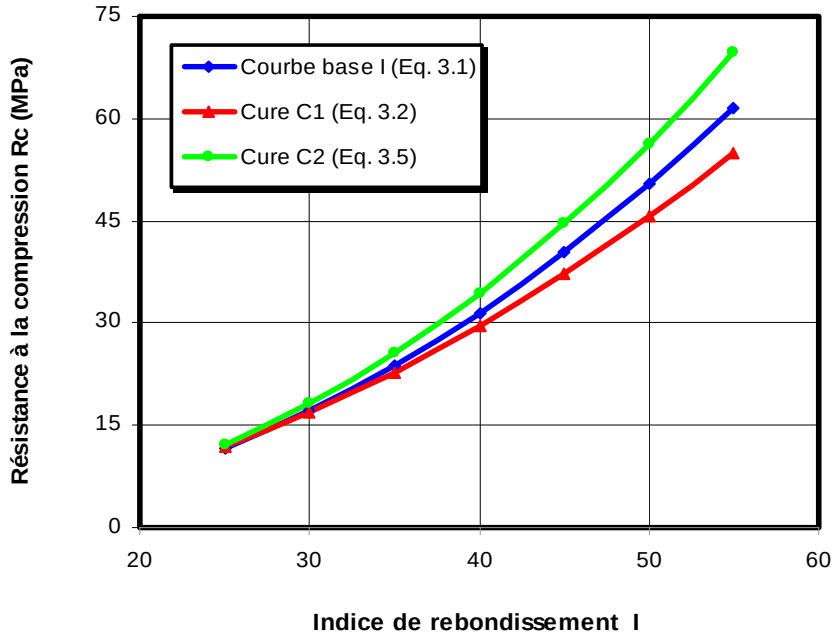


Fig. 3.4 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement des bétons à différents modes de conservation (C1 et C2).

On remarque d'après cette figure que La courbe proposée de l'équation 3.2, relative aux bétons conservés à l'air, donne des résistances inférieures à celles de l'équation 3.5 relative aux mêmes bétons conservés dans l'eau. Alors, la conservation du béton dans l'eau surestime la résistance d'une manière significative comparativement à la conservation à l'air libre. Cela confirme les résultats observés dans la littérature **[27, 47, 57, 58]**. Donc on peut dire que pour la même résistance mécanique, les bétons conservés à l'air ont les indices de rebondissement les plus élevés.

3.3.3. Effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement

Pour avoir l'effet de l'âge de vieillissement du béton sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement, on propose pour chaque âge d'essai une équation de régression simple de forme puissance. Pour les différents âges utilisés, les résultats sont regroupés dans le tableau 3.10 suivant. La figure 3.5 regroupe les différents modèles proposés

Tableau 3.10 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les différents âges du béton.

Âge du béton	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
2 jours	$\mathbf{R} = 0{,}006\ \mathbf{I}^{2{,}347}$	0,935	2,614
7 jours	$\mathbf{R} = 0{,}014\ \mathbf{I}^{2{,}090}$	0,956	2,118
28 jours	$\mathbf{R} = 0{,}018\ \mathbf{I}^{2{,}012}$	0,901	3,091
90 jours	$\mathbf{R} = 0{,}012\ \mathbf{I}^{2{,}102}$	0,913	3,908

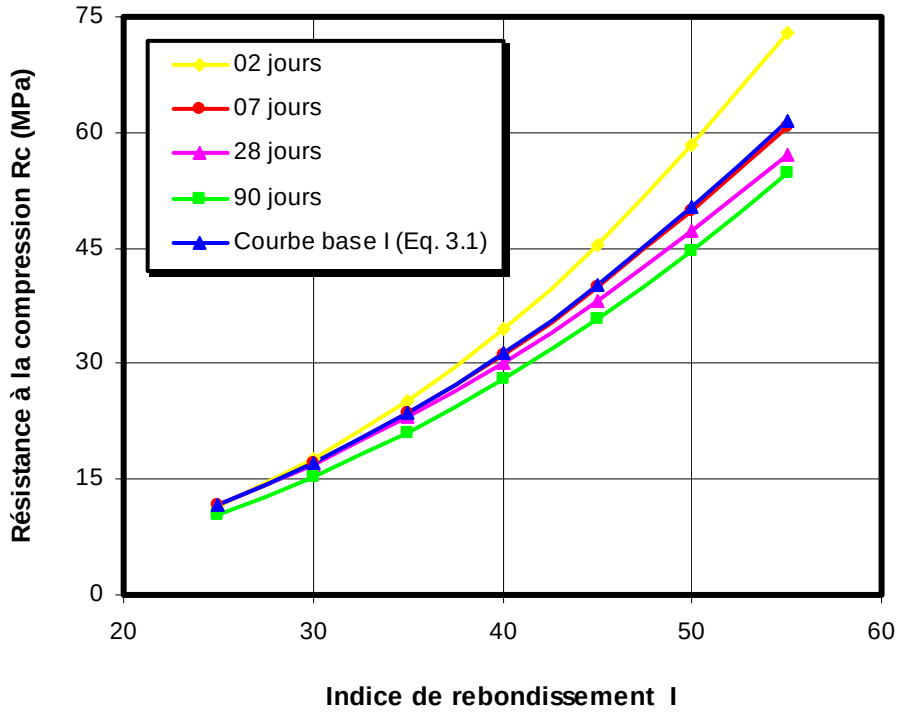


Fig. 3.5 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de l'âge du béton.

D'après la figure 3.5 on constate que l'indice de rebondissement augmente en fonction de l'âge du béton pour une même résistance de ce dernier, ce qui confirme les observations des précédentes études **[34]**. On remarque aussi que la courbe base I de l'équation 3.1 est confondue avec celle proposée pour les bétons de 7 jours. Au delà la résistance est surestimée pour des bétons plus âgés (28 et 90 jours) et sousestimé pour les bétons jeunes (2 jours). L'écart augmente avec l'élévation de l'indice de rebondissement et il est plus important dans le cas des bétons jeunes par rapport aux bétons âgés.

3.3.4. Effet de type du ciment sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement

Pour les quatre types de ciment utilisés on propose des corrélations simples sous forme d'une fonction puissance avec des cœfficients de corrélation voisins et des erreurs type peu différentes. Le tableau 3.11 regroupe les différentes équations de corrélation proposées pour les bétons à base des différents types de ciment utilisés.

Tableau 3.11 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement proposées pour les bétons à base des différents types de ciment utilisés.

Type de ciment	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
Chlef	$\mathbf{R} = 0{,}020\ \mathbf{I}^{1{,}995}$	0,961	2,880
Mascara	$\mathbf{R} = 0{,}012\ \mathbf{I}^{2{,}145}$	0,964	2,570
Meftah	$\mathbf{R} = 0{,}004\ \mathbf{I}^{2{,}413}$	0,966	3,240
M'sila	$\mathbf{R} = 0{,}014\ \mathbf{I}^{2{,}101}$	0,966	2,710

Dans la figure 3.6 on présente les différents modèles proposés pour les bétons à base des ciments différents. De cette figure on remarque que les quatre courbes suivent la même allure que la courbe base I et qu'il n'y a pas un grand écart entre ces courbes, sauf pour le cas du ciment de Meftah, on remarque une surestimation de la résistance mécanique par la courbe base I pour des résistances inférieures à 30 MPa. Mais quand l'écart n'est pas tellement important (< 3 MPa), on peut dire dans ce cas que le type de ciment n'a pas un effet significatif sur la corrélation Résistance – Indice. Ce ci s'explique par le fait que les quatre types de ciment sont tous des ciments composés de même classe de résistance (CEM II 42.5).

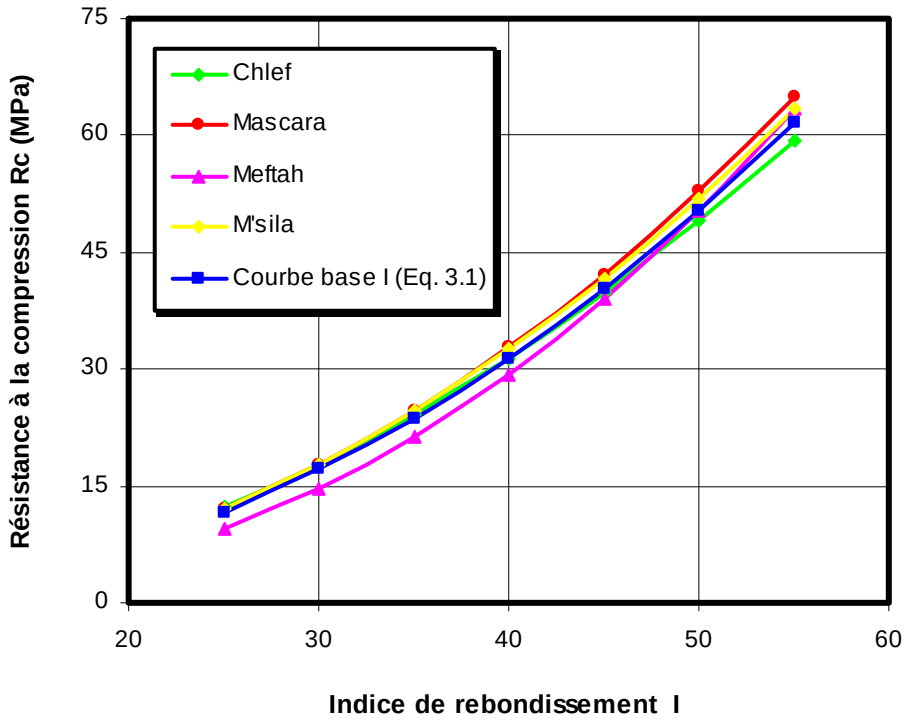


Fig. 3.6 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement des bétons à base des différents ciments utilisés.

3.3.5. Effet de la dimension maximale des granulats sur la corrélation Résistance – Indice de rebondissement

Pour viser l'effet du diamètre maximal des granulats sur la corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement, on a fait une étude comparative entre les bétons B2 et B5 à base du ciment de Chlef et dont le diamètre maximal du gravier utilisé est respectivement de 25 et 15 mm. Les résultats d'étude sont présentés au tableau 3.12 suivant.

Tableau 3.12 : Corrélations Résistance à la compression – Indice sclérométrique proposées pour les différents bétons à types de gravier différent.

Béton	Gravier	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
B2	15/25	$\mathbf{R} = 0{,}018\ \mathbf{I}^{2{,}001}$	0,982	1,697
B5	8/15	$\mathbf{R} = 0{,}028\ \mathbf{I}^{1{,}930}$	0,984	1,611

La figure 3.7 regroupe les deux modèles proposés pour les deux bétons B2 et B5 et la courbe base I de l'équation 3.1.

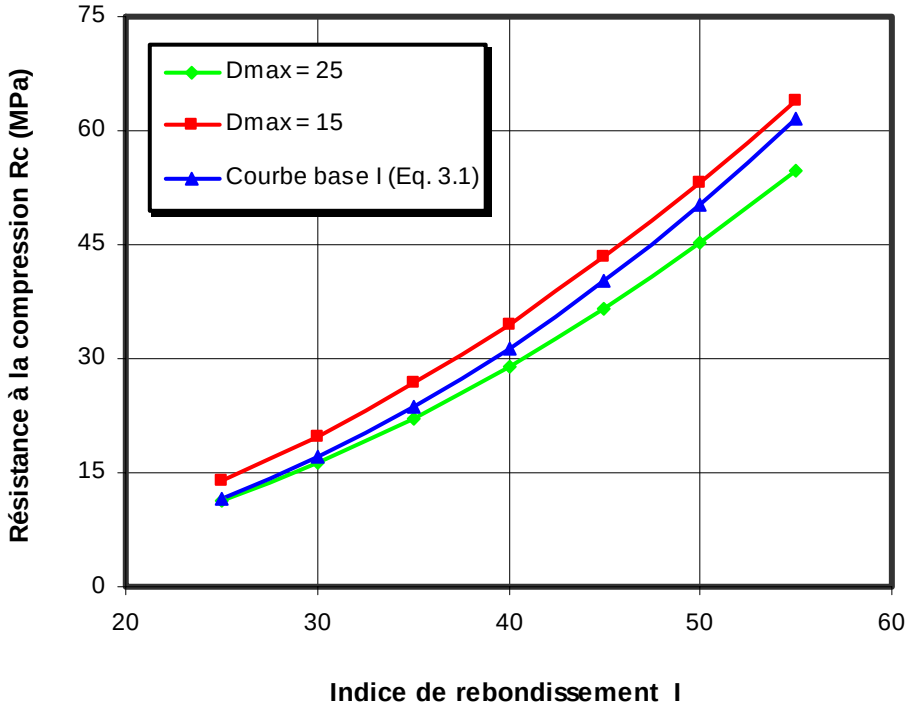


Fig. 3.7 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement fonction de dimension maximale des granulats utilisés.

.

A partir de cette figure on remarque que la résistance à la compression des bétons à base de gravier 8/15 est sousestimée avec un écart ne dépasse pas les 3 MPa. Par contre cette dernière est surestimée par les résultats trouvés sur les bétons à base de gravier 15/25 avec un écart peut atteint les 7 MPa. Donc on peut dire d'après cette étude, que pour le même indice sclérométrique «I», les bétons contenant la plus grande dimension des granulats, ayant la plus faible résistance mécanique. Ce qui confirme les résultats observés dans d'autres études **[93]**.

3.3.6. Etude comparative aux autres modèles R= f (I)

3.3.6.1. Béton de laboratoire $R_{Labo} = f(I)$

De nombreuses corrélations uniparamétriques entre la résistance à la compression par écrasement «Rc» et l'indice de rebondissement «I», ont été proposées par différents chercheurs sur des bétons fabriqués en laboratoire:

- Khodja **[27]**, a proposé deux relations de forme puissance pour le cas de conservation à l'air et dans l'eau respectivement représentés par les équations 3.3 et 3.6 ;
- Hobbs et Tchoketch K. **[73]**, Soshiroda et al. **[72]**, ont proposé des relations linéaires respectivement représentées par les équations 3.4 et 3.7 ;

- Knaze et Beno **[91]**, ont proposé une relation polynomiale représentée par l'équation 3.8 ;

- l'abaque fourni avec l'appareil **[70]**, a été élaboré sous forme de tableau d'où résulte une relation polynomiale (Eq. 3.9), avec un coefficient de corrélation r = 0,999, valable pour 14 à 56 jours d'âge. Cet abaque est souvent utilisé par de nombreux organismes de contrôle du béton.

$$\mathbf{R} = 0{,}011\ \mathbf{I}^{2} + 0{,}902\ \mathbf{I} - 12{,}870 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.9)$$

Avec : **R** en MPa.

En ce qui concerne ce travail, dans la figure 3.8 on présente une comparaison entre les différentes corrélations proposées entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre et représentées par les équations 3.2 à 3.4, en tenant compte de l'effet de l'échelle des éprouvettes qui sont tous convertis au cube de 15 cm selon la méthode proposée par Dreux **[7]**.

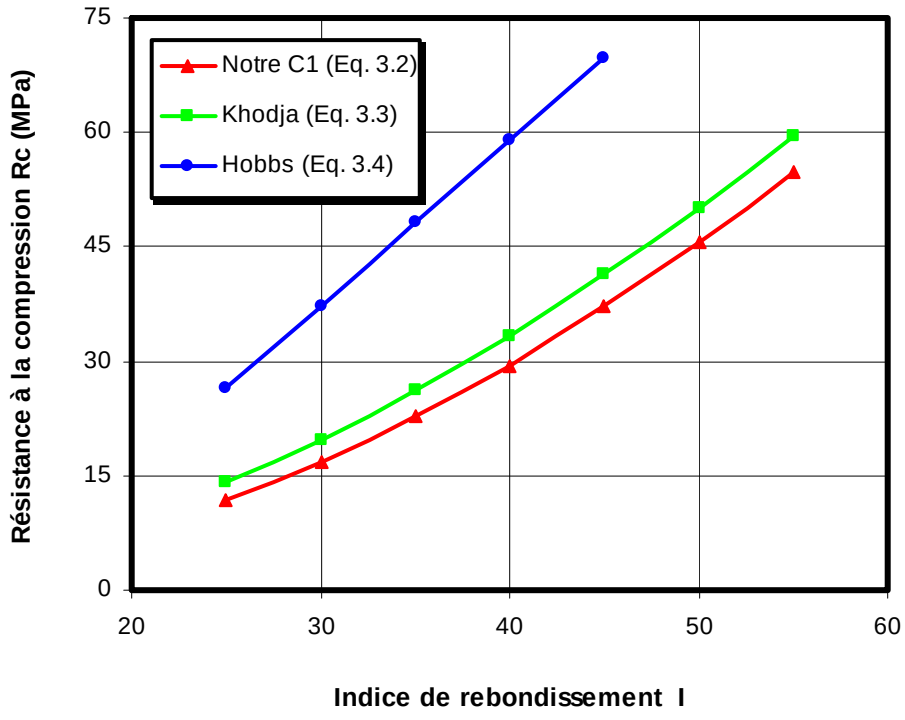


Fig. 3.8 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre.

De la figure 3.8, on remarque que :

- la corrélation proposée dans cette étude d'équation 3.2 donne des résistances inférieures à celles estimées par d'autres corrélations d'équations 3.3 et 3.4 ;
- la corrélation proposée dans cette étude d'équation 3.2 suit la même allure est plus proche à celle proposée par Khodja d'équation 3.3. l'écart entre les deux corrélations ne dépasse pas les 4 MPa et peut s'expliquer par l'effet de Dmax (D = 15 mm pour le cas de Khodja **[27]**) des granulats et peut être aussi le fait que l'indice de rebondissement est déterminé sur des éprouvettes de dimensions différentes ;
- la courbe proposée par Hobbs et Tchoketch K. d'équation 3.4 présente un écart remarquable par rapport aux autres courbes, malgré ayant le même mode de conservation (air). Cette différence s'explique probablement par le non blocage des éprouvettes entre les plateaux de la presse lors des essais au scléromètre.

La figure 3.9 montre une comparaison entre les différents modèles de corrélation des équations 3.5 à 3.8 des bétons fabriqués au laboratoire et conservés dans l'eau et la courbe représentée par l'équation 3.9, en tenant compte de l'effet d'échelle des éprouvettes.

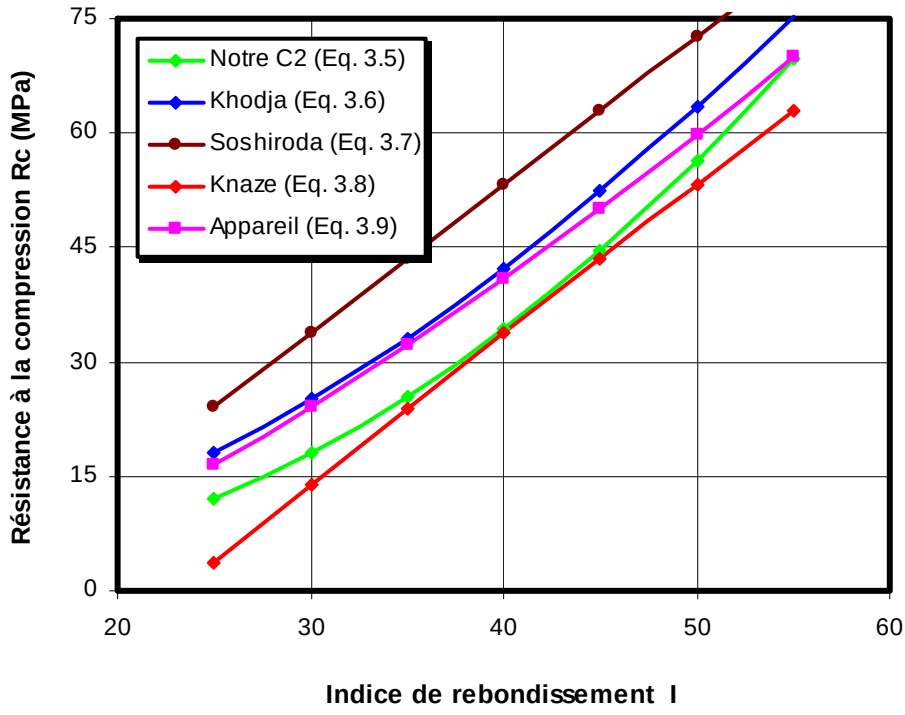


Fig. 3.9 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés dans l'eau.

D'après la figure 3.9, on remarque que:

- la courbe proposée par Knaze et Beno représentée par l'équation 3.8 est plus proche à celle proposée dans cette étude pour des résistances moyennes et élevées (25 à 50 MPa);
- la courbe proposée dans cette étude d'équation 3.5 donne des résistances inférieures à celles déterminées par les courbes des équations 3.7, 3.8 et 3.9, malgré ayant le même mode de conservation (eau). Cette différence peut s'expliquer par la variation des bétons en question et peut être aussi la différence des dimensions des éprouvettes sur les quelles est déterminé l'indice de rebondissement.

3.3.6.2. Béton d'ouvrage $R_{Site} = f(I)$

De la même façon que le travail fait sur le béton de laboratoire et déjà exposé, on a fait une autre comparaison entre notre model d'équation 3.1 et d'autres modèles proposés par différents chercheurs pour des bétons fabriqués sur site.

Khodja **[27]**, a proposé une autre corrélation entre les résistances à la compression «Rc» par écrasement des éprouvettes fabriquées et conservées à l'air libre du chantier et les indices de rebondissement « I » correspondants effectués sur des éléments d'ouvrage. Cette corrélation rassemble différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents ages. L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme puissance d'équation 3.10 avec un coefficient de corrélation r = 0,961 et une erreur type s = 1,936 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}004\ \mathbf{I}^{2{,}428} \quad \text{……..……..……..} \quad (3.10)$$

Avec : **R** en MPa.

De la même façon Qasrawi **[54]**, a élaboré une corrélation linéaire de l'équation 3.11 avec un coefficient de corrélation r = 0,938. Cette corrélation rassemblant différents bétons prélevés sur divers sites, fabriqués selon des modes inconnues et conservés sous des conditions de site.

$$\mathbf{R} = 1{,}353\ \mathbf{I} - 17{,}393 \quad \text{…….……..…..} \quad (3.11)$$

Avec : **R** en MPa.

Par contre Gallo et Morelli **[67]**, ont présenté une corrélation entre la résistance à la compression du béton et l'indice de rebondissement établis sur 2583 éprouvettes cubiques de béton, provenant de différents sites a Rome et dont le vieillissement est incertain. La fonction proposée pour cette corrélation et de forme puissance d'équation 3.12 avec un coefficient de corrélation r = 0,980 et une erreur type s = 1,10 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}0009\ \mathbf{I}^{2{,}986} \quad \text{…...……..…….. (3.12)}$$

Avec : **R** en MPa.

La figure 3.10 présente une étude comparative entre les différents modèles de corrélation proposés pour les bétons de site des équations 3.10 à 3.12, la courbe base I d'équation 3.1 proposée dans cette étude et la courbe fournie avec l'appareil représentée par l'équation 3.9.

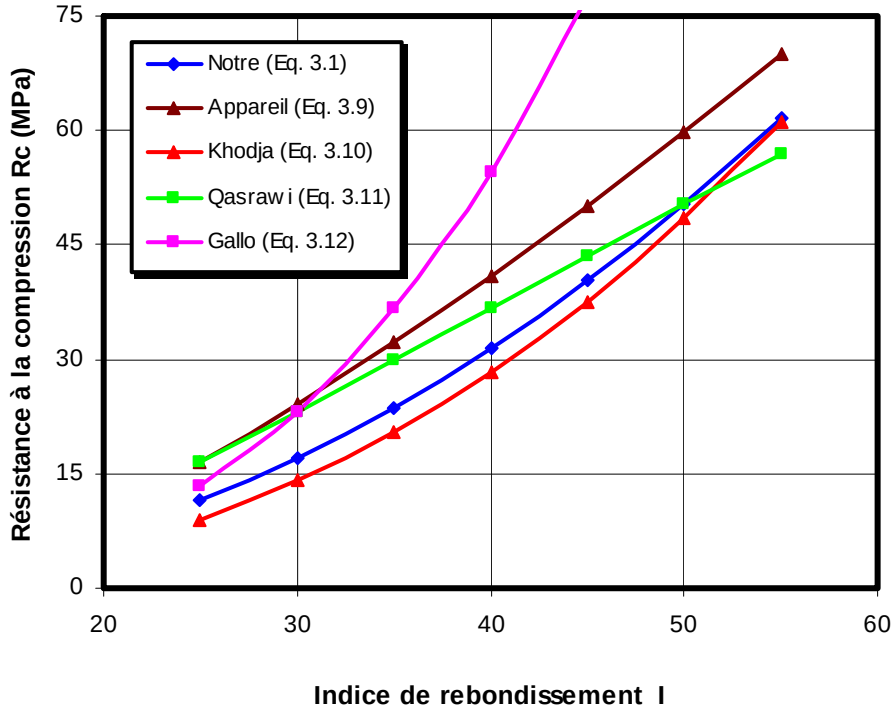


Fig. 3.10 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons de site.

De la figure 3.10 on peut conclure que :

- La courbe base I proposée dans cette étude d'équation 3.1 est proche de la courbe de l'équation 3.10 proposée par Khodja. L'écart diminue avec l'élévation de la résistance, et n'atteint pas les 3 MPa. Cet écart peut s'expliquer par l'effet de dimension des éléments sur les quelles est appliqué l'indice de rebondissement, ou bien l'effet du climat chaud de Chlef sur la résistance. Donc, on peut dire qu'il est possible d'appliquer notre corrélation pour contrôler des éléments in situ ;

- La courbe base I et celles des équations 3.11 et 3.12 établies sur éprouvettes, donnent des résistances supérieures à celle d'équation 3.10 déduite sur éléments d'ouvrages. On peut dire donc, que la corrélation développée à partir des indices de rebondissements effectués sur élément d'ouvrage sousestime la résistance comparativement à celle développées à partir des éprouvettes ;

- La courbe basée sur l'abaque de l'appareil 3.9, qui est souvent utilisée par de nombreux organismes de contrôle du béton, surestime la résistance à la compression du béton. Ceci montre probablement l'effet de type de béton et les conditions de mise en œuvre de ce dernier sur l'établissement d'une corrélation.

3.3.7. Conclusion

D'après cette série de corrélations établies à l'aide du scléromètre et en fonction de plusieurs paramètres on peut dire que :

- Les corrélations paramétriques entre la résistance du béton à la compression «Rc» et l'indice de rebondissement «I», ont essentiellement des courbes de forme puissance et la variation des différents paramètres n'a pas d'influence sur cette forme ;

- Pour une même résistance mécanique, les indices sclérométriques trouvés sur des bétons conservés dans l'eau sont inférieurs à ceux déduits sur des bétons conservés à l'air libre ;

- L'indice de rebondissement augmente en fonction de l'âge du béton pour une même résistance mécanique ;

- Le type de ciment n'a pas d'effet significatif sur la corrélation Résistance à la compression – Indice sclérométrique ;

- Pour un même indice sclérométrique, les bétons contenants la plus grande dimension des granulats, ont la plus faible résistance mécanique ;

- Les corrélations élaborées à partir des indices de rebondissements effectués sur éléments d'ouvrage donnent des résistances inférieures à celles développées à partir des éprouvettes ;

- L'utilisation de ces courbes de corrélation, permet une meilleure approche de la résistance réelle du béton comparativement aux courbes usuelles recommandées par les fabricants des appareils;

3.4. Analyse des résultats d'essai à l'ultrason

3.4.1. Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

La figure 3.11, présente une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement «Rc» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondants (courbe base II). Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons testés à différents âges. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation 3.13 avec un coefficient de corrélation r = 0,926 et une erreur type s = 4,063 MPa

$$\mathbf{R} = 0{,}342 \exp(1{,}004\,\mathbf{V}) \quad \text{……...…….} \quad (3.13)$$

Avec **R** en MPa & **V** en km/s.

D'après la figure 3.11, on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation (r = 0,926) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges.

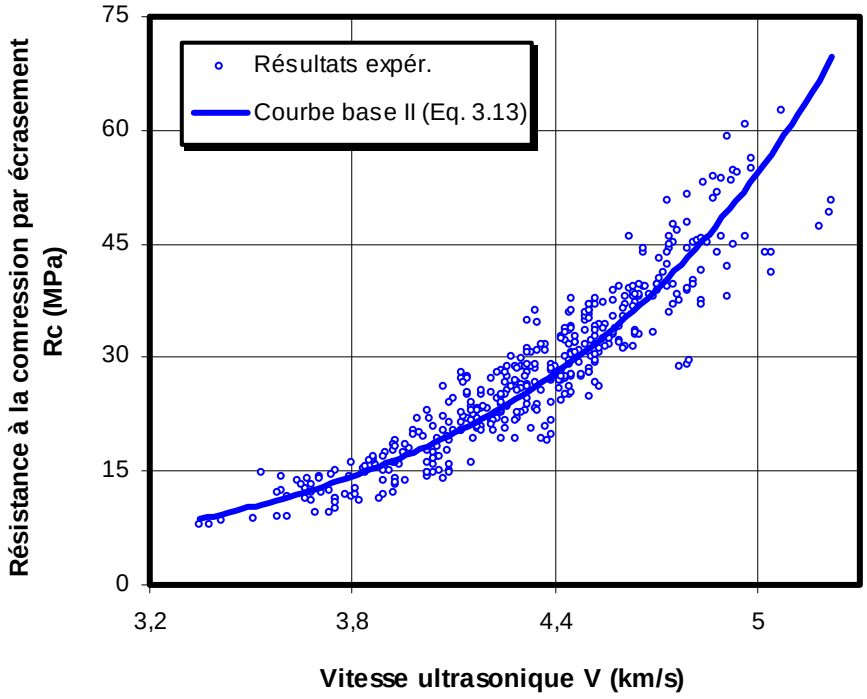


Fig. 3.11 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique proposée pour l'ensemble des différents bétons réalisés.

3.4.2. Effet du mode de conservation sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique

3.4.2.1. Conservation à l'air libre

En utilisant la régression simple, l'expression analytique proposée à cette corrélation, est aussi une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation 3.14 avec un coefficient de corrélation r = 0,951 et une erreur type s = 2,870 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}311 \exp(1{,}041\,\mathbf{V}) \quad \text{(3.14)}$$

Avec **R** en MPa & **V** en km/s.

La figure 3.12, illustre une courbe de corrélation reliant les résistances à la compression par écrasement «Rc» avec les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre et testés à différents âges. De cette figure, on observe que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air et testés à différents âges, ayant aussi une bonne corrélation (r = 0,951) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes.

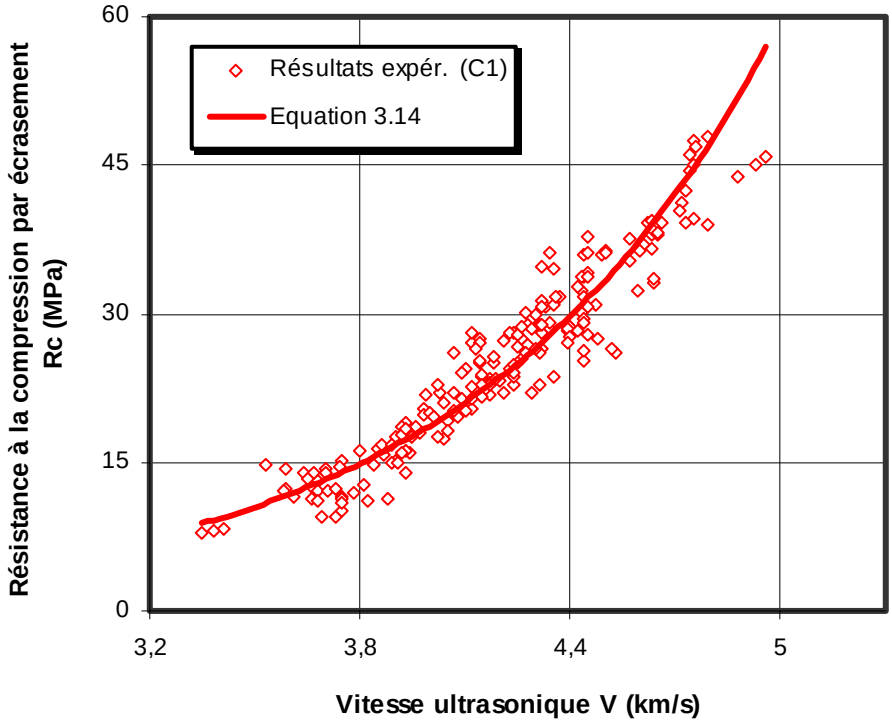


Fig. 3.12 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre (C1).

Khodja **[27]**, a déterminé une corrélation d'une relation de forme exponentielle présentée par l'équation 3.15 avec un coefficient de corrélation r = 0,923 et une erreur type s = 4,012 MPa. Cette corrélation rassemble les différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud et testés à différents âges. Les bétons soumis à l'étude sont fabriqués de la même manière que celle définie pour l'équation 3.3.

$$\mathbf{R} = 0{,}067 \exp(1{,}439\,\mathbf{V}) \quad \text{(3.15)}$$

Avec **R** en MPa & **V** en km/s.

Un autre travail a été effectué par Hobbs et Tchoketch K. **[73]**, en proposant une relation polynomiale (Eq. 3.16) d'un coefficient de corrélation r = 0,950 et une erreur type s = 2,716 MPa. Cette corrélation est élaborée sur des bétons fabriqués et conservés comme ceux définis pour l'équation 3.4.

$$\mathbf{R} = 12{,}289\,\mathbf{V}^2 - 49{,}024\,\mathbf{V} + 24{,}271 \quad \text{(3.16)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

3.4.2.2. Conservation dans l'eau

L'expression analytique proposée à cette corrélation, en utilisant la régression simple, est aussi une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation 3.17 avec un coefficient de corrélation r = 0,910 et une erreur type s = 4,746 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}250 \exp(1{,}053\ \mathbf{V}) \quad \text{(3.17)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Dans la figure 3.13, on représente une courbe de corrélation reliant les résistances à la compression par écrasement «Rc» avec les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau et testés à différents âges.

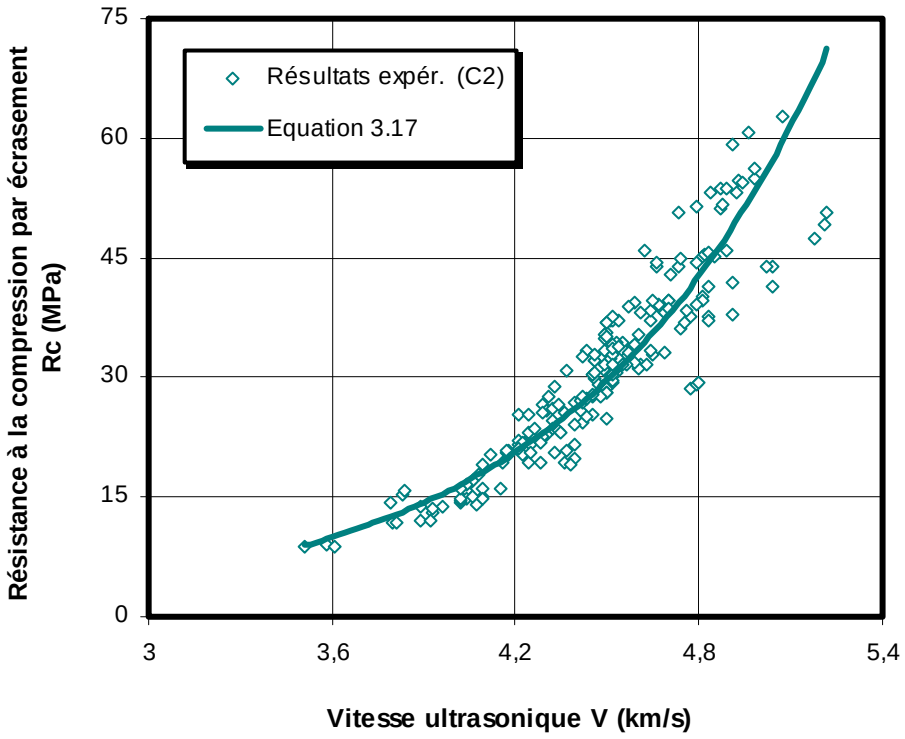


Fig. 3.13 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établie pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau (C2).

De cette figure, on constate que l'ensemble des différents bétons, conservés dans l'eau et testés à différents âges, présente aussi une bonne corrélation (r = 0,910) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes.

Khodja **[27]** a proposé à cette corrélation une relation de forme exponentielle présentée par l'équation 3.18 avec un coefficient de corrélation r = 0,950 et une erreur type s = 5,417 MPa. Cette corrélation est élaborée sur des bétons fabriqués et conservés comme ceux définis pour l'équation 3.6.

$$\mathbf{R} = 0{,}008 \exp(1{,}839\ \mathbf{V}) \quad \text{(3.18)}$$

Avec **R** en MPa & **V** en km/s.

De même Soshiroda et al. **[72]**, ont aussi développé, pour l'ultrason, une relation exponentielle (Eq. 3.19) d'un coefficient de corrélation r = 0,900 et une erreur type s = 6,431 MPa. Les bétons soumis à l'étude sont fabriqués et conservés de la même manière que celle définie pour l'équation 3.7.

$$\mathbf{R} = 0{,}043 \exp(1{,}498\ \mathbf{V}_{28}) \quad \text{(3.19)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Dans une autre étude, Knaze et Beno **[91]** ont proposé une relation polynomiale (Eq. 3.20) d'un coefficient de corrélation r = 0,931 et une déviation moyenne de 5,1 %. Les bétons faisant l'objet de cette étude sont fabriqués et conservés comme ceux définis pour l'équation 3.8.

$$\mathbf{R} = -0{,}101\ \mathbf{V}^2 + 11{,}273\ \mathbf{V} - 267{,}525 \quad \text{(3.20)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

La figure 3.14 montre une étude comparative entre les deux modèles proposés pour la corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique avec les deux modes de conservation (l'air et l'eau) et la courbe de base II. On remarque d'après cette figure que La courbe proposée de l'équation 3.14, relative aux bétons conservés à l'air, donne des résistances supérieures à celles de l'équation 3.17 relative aux mêmes bétons conservés dans l'eau. Alors, contrairement au scléromètre, la conservation du béton dans l'eau sousestime la résistance d'une manière significative comparativement à la conservation à l'air libre. Ceci est en conformité avec d'autres travaux **[27, 47, 57, 60, 74, 82]**. On remarque aussi d'après cette figure que la courbe base II (Eq. 3.13) se situe à l'intérieur de ces deux courbes.

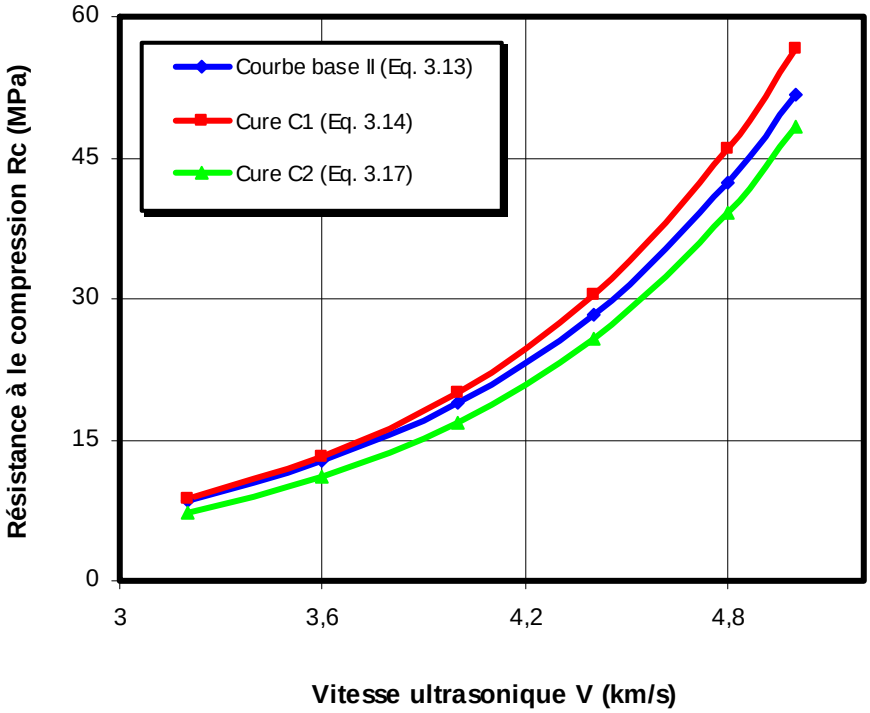


Fig. 3.14 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction du mode de conservation du béton (C1 et C2).

3.4.3. Effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique

Pour viser l'effet de l'âge de vieillissement du béton sur la corrélation Résistance – Vitesse, on a proposé pour chaque âge d'essai une équation de régression de forme exponentielle. Le tableau 3.13 suivant, regroupe les différentes corrélations proposées pour les différents âges utilisés.

Tableau 3.13 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse proposées pour les différents âges du béton (**R** en MPa & **V** en km/s).

Age du béton	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
2 jours	**R** = 0,121 exp (1,243 **V**)	0,942	2,488
7 jours	**R** = 0,183 exp (1,135 **V**)	0,920	2,827
28 jours	**R** = 0,906 exp (0,793 **V**)	0,902	3,744
90 jours	**R** = 0,971 exp (0,790 **V**)	0,898	5,080

La figure 3.15 présente une comparaison entre les différents modèles proposés entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique pour les différents âges du béton et la courbe base II de l'équation 3.13.

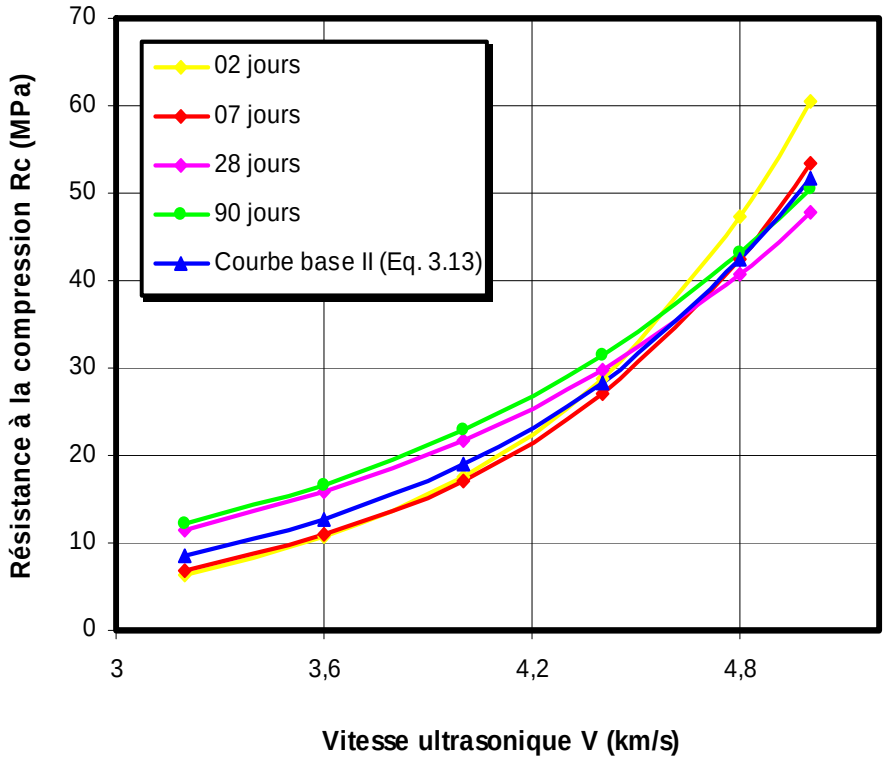


Fig. 3.15 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction de l'âge du béton.

De cette figure, on remarque que pour des vitesses inférieures à 4,6 km/s, la résistance mécanique augmente avec l'âge du béton pour une même vitesse ultrasonique. Au-delà de cette vitesse, on remarque une dispersion des résultats. On remarque dans cet intervalle aussi que la courbe base II de l'équation 3.13, sousestime la résistance pour des bétons de 28 et 90 jours et surestime la résistance pour des bétons de 2 et 7 jours.

3.4.4. Effet de type du ciment sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique

Pour les quatre types de ciment utilisés on a développé des corrélations simples sous forme des fonctions exponentielles. Le tableau 3.14 présente les différentes équations de corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique proposées pour les différents types de ciment utilisés.

Tableau 3.14 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ulrasonique proposées pour les bétons à base des différents types de ciment utilisés (**R** en MPa & **V** en km/s).

Type de ciment	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
Chlef	**R** = 0,466 exp (0,908 **V**)	0,962	2,825
Mascara	**R** = 0,261 exp (1,076 **V**)	0,956	2,836
Meftah	**R** = 0,123 exp (1,243 **V**)	0,957	3,640
M'sila	**R** = 0,173 exp (1,167 **V**)	0,969	2,603

Dans la figure 3.16, on présente une comparaison entre les différents modèles proposés pour les bétons à types de ciment différents et la courbe base II de l'équation 3.13.

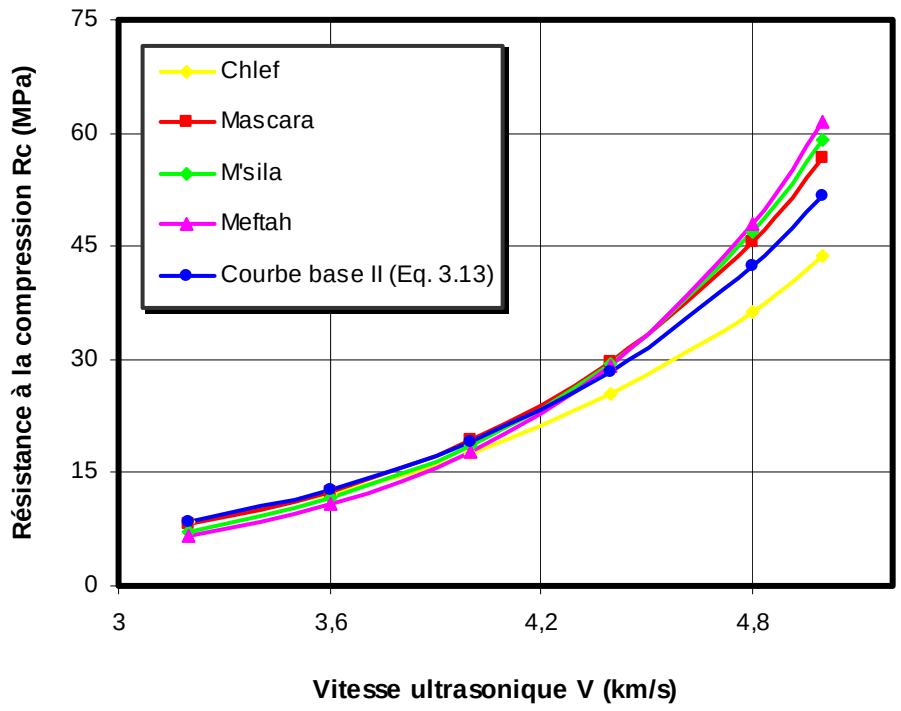


Fig. 3.16 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction du type de ciment utilisé.

D'après cette figure on remarque que la courbe base II de l'équation 3.13 surestime la résistance pour les bétons préparés par le ciment de Chlef, l'écart augmente avec l'élévation de la vitesse et il peut atteindre 8 MPa. Et elle sousestime la résistance pour les autres bétons à partir de V = 4,4 km/s. On remarque aussi que pour des vitesses inférieures à 4 Km/s, le type de ciment n'a pas un effet significatif sur la corrélation Résistance – vitesse ultrasonique.

3.4.5. Effet de la dimension maximale des granulats sur la corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique

Pour avoir l'effet du diamètre maximal des granulats sur la corrélation Vitesse –Résistance, on a fait une étude comparative entre les deux bétons : B2 et B5 à base du ciment de Chlef et dont le diamètre maximal du gravier utilisé est respectivement de 25 et 15 mm. Les résultats d'étude sont présentés au tableau 3.15 suivant.

Tableau 3.15 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique proposées pour les bétons à base des différents types de gravier utilisés (**R** en MPa & **V** en km/s).

Béton	Gravier	Equation de corrélation	Cœfficient de corrélation (r)	Erreur type (s)
B2	15/25	**R** = 0,435 exp (0,928 **V**)	0,977	1,928
B5	8/15	**R** = 0,382 exp (0,998 **V**)	0,962	2,462

Une comparaison entre les deux modèles proposés pour les bétons à dimensions des granulats différentes (15 et 25 mm) et la courbe base II d'équation 3.13 est présentée dans la figure 3.17 suivante.

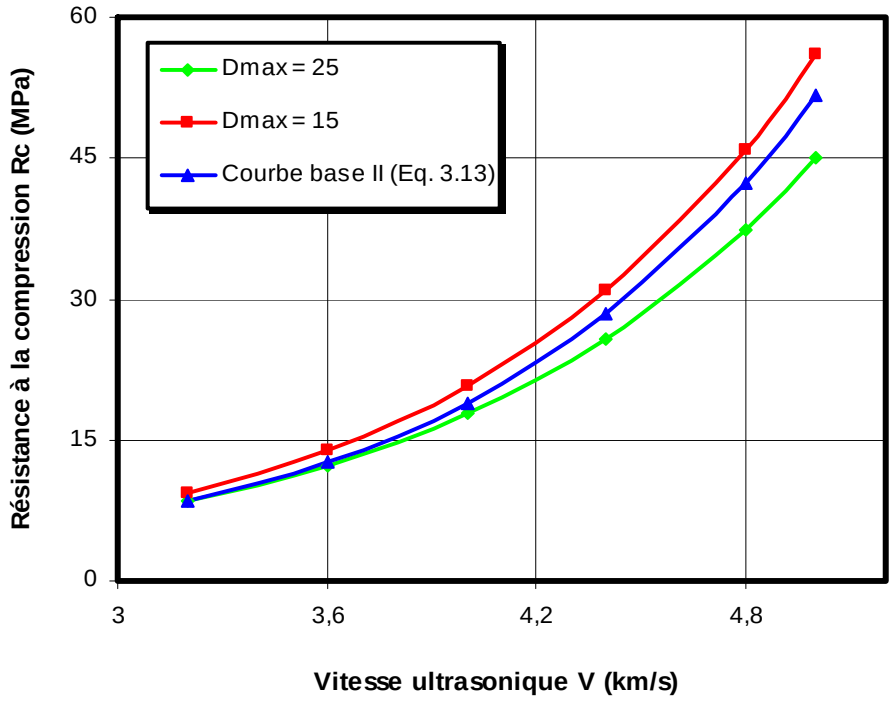


Fig. 3.17 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique en fonction de dimension maximale des granulats utilisés.

On constate de la figure 3.17 que pour une même résistance mécanique, les bétons fabriqués par le gravier 15/25 ayant des vitesses plus grandes que ceux fabriqués par le gravier 8/15, ce qui confirme les résultats observés dans la littérature **[74, 79, 82, 93]**. L'écart est important pour des vitesses supérieures à 3,8 km/s. On remarque aussi que la courbe base II d'équation 3.13, se situe au milieu de ces courbes.

3.4.6. Etude comparative aux autres modèles R = f (V)

3.4.6.1. Béton de laboratoire R_{Labo} = f (V)

Pour des bétons fabriqués au laboratoire, de nombreuses corrélations uniparamétriques entre la résistance à la compression par écrasement «Rc» et la vitesse ultrasonique «V», ont été proposées par différents chercheurs.

- Khodja **[27]**, a proposé deux relations de forme exponentielle pour le cas de conservation à l'air et le cas de conservation dans l'eau des équations 3.15 et 3.18 respectivement.

- Hobbs et Tchoketch K. **[73]**, Knaze et Beno **[91]**, ont proposé des relations polynomiales des équations 3.16 et 3.20 respectivement.

- Soshiroda et al. **[72]**, ont proposé une relation de forme exponentielle d'équations 3.19.

- Dreux et Festa **[31]**, ont développé une relation sous forme graphique d'où résulte une relation exponentielle (Eq. 3.21), avec un coefficient de corrélation r = 0,999. Cette courbe est souvent utilisée par de nombreux organismes de contrôle du béton.

$$\mathbf{R} = 0{,}051 \exp(1{,}487\ \mathbf{V}) \quad \text{(3.21)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

La figure 3.18 montre une comparaison entre les différents modèles de corrélation entre la résistance à la compression par écrasement «Rc» et la vitesse ultrasonique «V» des bétons fabriqués au laboratoire et conservés à l'air libre, des équations 3.14 à 3.16 et la courbe proposée par Dreux et Festa d'équation 3.21, en tenant compte de l'effet d'échelle des éprouvettes.

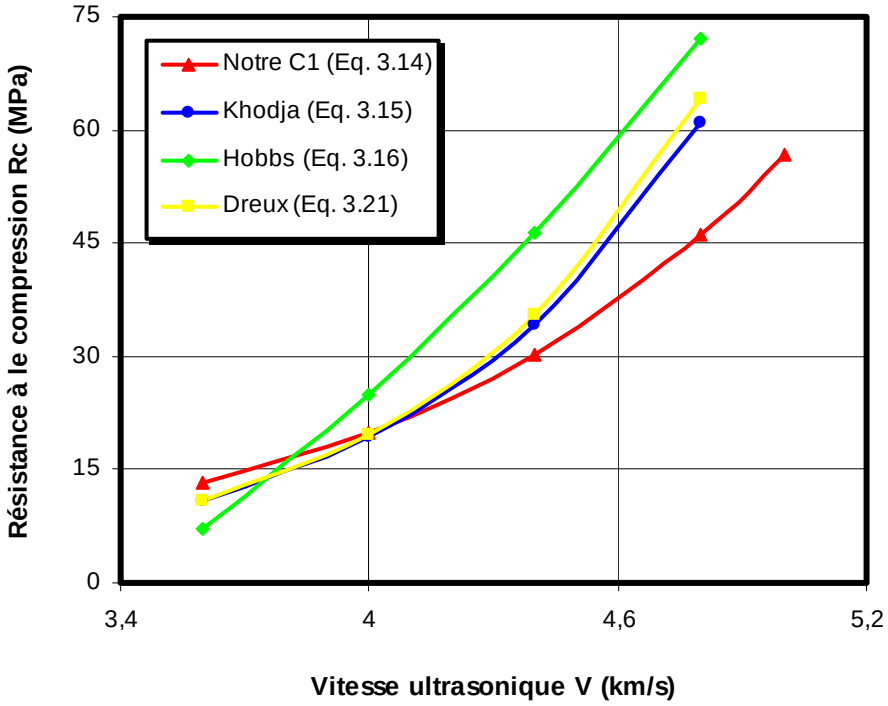


Fig. 3.18 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre.

On remarque d'après cette figure, que malgré qu'ayant le même mode de conservation (air), la corrélation proposée dans cette étude d'équation 3.14 développe des résistances inferieures à celles déduites par les autres courbes des équations 3.15, 3.16 et 3.21 pour des vitesses supérieures à 4 Km/s. L'écart est important pour des vitesses élevées. Ceci montre que l'établissement d'une corrélation doit être basé sur des mélanges de béton particuliers à l'étude.

La figure 3.19 montre une comparaison entre les différents modèles de corrélation entre la résistance à la compression par écrasement est la vitesse ultrasonique des bétons fabriqués au laboratoire et conservés dans l'eau, des équations 3.17 à 3.19 et la courbe proposée par Dreux et Festa d'équation 3.21, en tenant compte de l'effet d'échelle des éprouvettes. On remarque d'après cette figure que :

- Comparativement à la corrélation proposée dans cette étude d'équation 3.17, le modèle proposé par Khodja d'équation 3.18 sousestime et surestime la résistance pour des vitesses inférieures et supérieures à 4,4 Km/s respectivement ;

- Le modèle d'équation 3.21 proposé par Dreux et Festa, et ce développé par Soshiroda d'équation 3.19, surestiment la résistance à la compression du béton d'une manière significative. Cette surestimation augmente avec l'élévation de la vitesse ultrasonique.

Ces comparaisons montrent probablement l'effet de variation du béton sur l'établissement d'une corrélation.

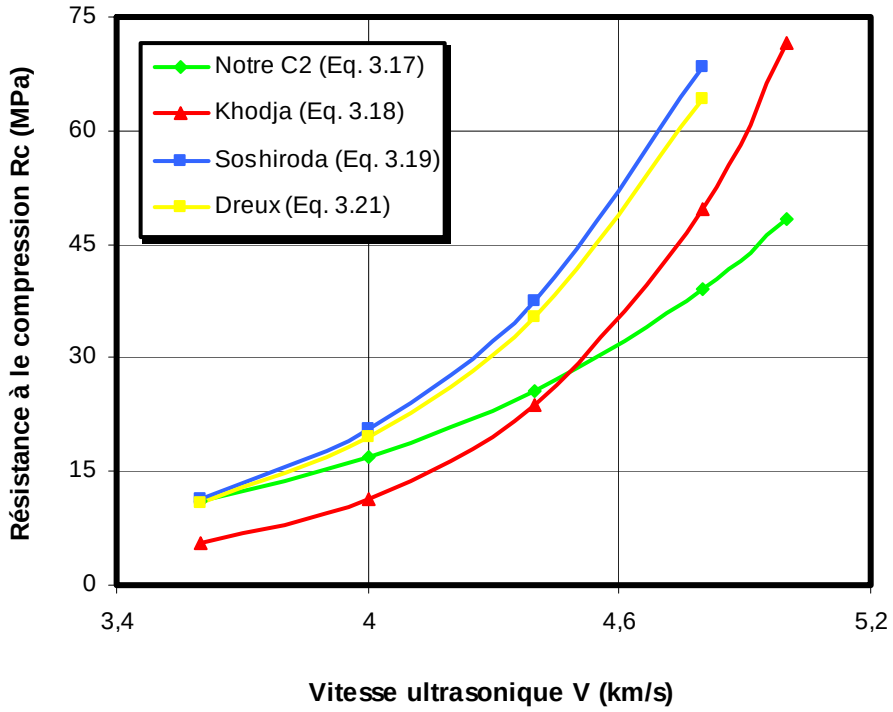


Fig. 3.19 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés dans l'eau.

3.4.6.2. Béton d'ouvrage $R_{Site} = f(V)$

Pour avoir la possibilité d'application de la corrélation Résistance – Vitesse proposé dans cette étude d'équation 3.13 (courbe base II) sur site, on a proposé de faire une deuxième étude comparative entre ce model et ceux proposés par autres chercheurs sur des bétons de site.

Khodja **[27]**, a proposé une corrélation entre les résistances à la compression «Rc» par écrasement des éprouvettes fabriquées et conservées à l'air libre du chantier et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrage. Cette corrélation rassemble différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme exponentielle d'équation 3.22 avec un coefficient de corrélation r = 0,966 et une erreur type s = 1,903 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}232 \exp(1{,}117\ \mathbf{V}) \quad \text{.....(3.22)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Qasrawi **[54]**, a aussi élaboré, pour l'ultrason, une relation linéaire (Eq. 3.23) d'un coefficient de corrélation r = 0,978. Les bétons faisant l'objet de son étude, sont fabriqués et conservés de la même façon que celle définie pour l'équation 3.11.

$$\mathbf{R} = 36{,}720\ \mathbf{V} - 129{,}077 \quad \text{..... (3.23)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

La figure 3.20 présente une étude comparative entre les différents modèles de corrélation proposés pour les bétons de site des équations 3.22 et 3.23, la courbe base II d'équation 3.13 et la courbe établie par Dreux et Festa d'équation 3.21.

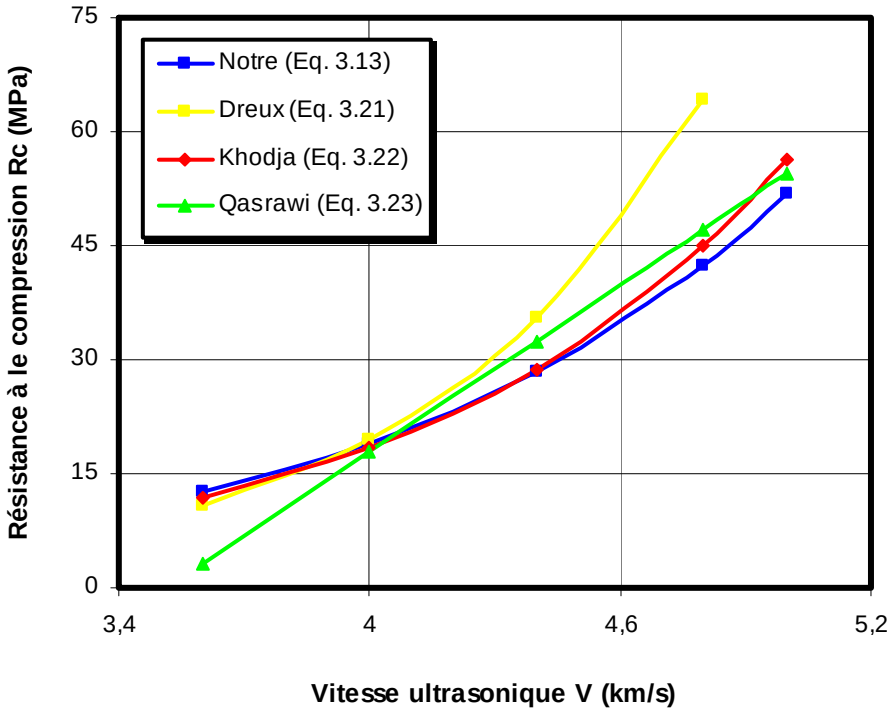


Fig. 3.20 : Variation des différents modèles de corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établis par divers auteurs des bétons de site.

On remarque d'après la figure 3.20 que:

- la courbe base II proposée dans cette étude d'équation 3.13 est très proche à celle développée par Khodja d'équation 3.22. On constate de cette comparaison, qu'il est possible d'appliquer notre corrélation pour contrôler des éléments d'ouvrages ;
- Le modèle d'équation 3.21 proposé par Dreux et Festa, qui est souvent utilisé par de nombreux organismes de contrôle du béton, surestime la résistance à la compression du béton d'une manière significative. Cette surestimation augmente avec l'élévation de la vitesse ultrasonique.
- Le modèle proposée par Qasrawi d'équation 3.23 sousestime la résistance pour des vitesses inférieures à 4 km/s, et la surestime pour des vitesses entre 4 et 5 km/s.

3.4.7. Conclusion

D'après cette série de corrélations établies à l'aide de l'ultrason et en fonction de plusieurs paramètres on peut dire que :

- Les corrélations paramétriques entre la résistance du béton à la compression «Rc» et la vitesse ultrasonique «V», ont essentiellement des courbes de forme exponentielle, et la variation des différents paramètres n'a pas d'influence sur cette forme.
- Pour une même résistance mécanique, le béton conservé dans l'eau (C2), donne des mesures de Rc par vitesses ultrasoniques supérieures à celles déduites sur béton conservé à l'air libre ;
- La vitesse ultrasonique augmente en fonction de l'âge du béton pour une même résistance mécanique ;
- Le type de ciment a peu d'influence sur la corrélation Résistance – Vitesse pour des vitesses élevées (V > 4 km/s) ;
- Pour une même résistance mécanique, les bétons contenants la plus grande dimension des granulats, ont la plus grande vitesse ultrasonique ;
- L'utilisation de ces courbes de corrélation, permet une meilleure approche de la résistance réelle du béton comparativement aux courbes d'ajustement établies par d'autres auteurs. Donc, l'établissement d'une corrélation Résistance – Vitesse ultrasonique doit être basé sur des mélanges de béton particuliers à l'étude ;

3.5. Combinaison de deux essais non destructifs

Le principe de l'estimation de la résistance à la compression du béton par la méthode combinée des deux dispositifs de mesure (scléromètre et ultrason) consiste à établir une courbe de corrélation donnant la variation de la résistance du béton en fonction de l'indice de rebondissement et de la vitesse ultrasonique.

3.5.1. Modèle proposé pour la corrélation combinée.

Dans la figure 3.21, on présente une courbe de corrélation combinée élaborée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les mesures d'auscultations correspondantes (indices de rebondissement «I» & vitesses ultrasoniques «V») relative à l'ensemble des différents bétons réalisés.

L'expression analytique proposée à cette corrélation, en utilisant la régression multiple, est une fonction de forme puissance présentée par l'équation 3.24 avec un coefficient de corrélation r = 0,970 et une erreur type s = 2,620 MPa.

$$\mathbf{R} = 0{,}013\ \mathbf{V}^{1{,}756}\ \mathbf{I}^{1{,}401} \quad \text{……..……...…} \quad (3.24)$$

Avec : **R** en MPa et **V** en km/s.

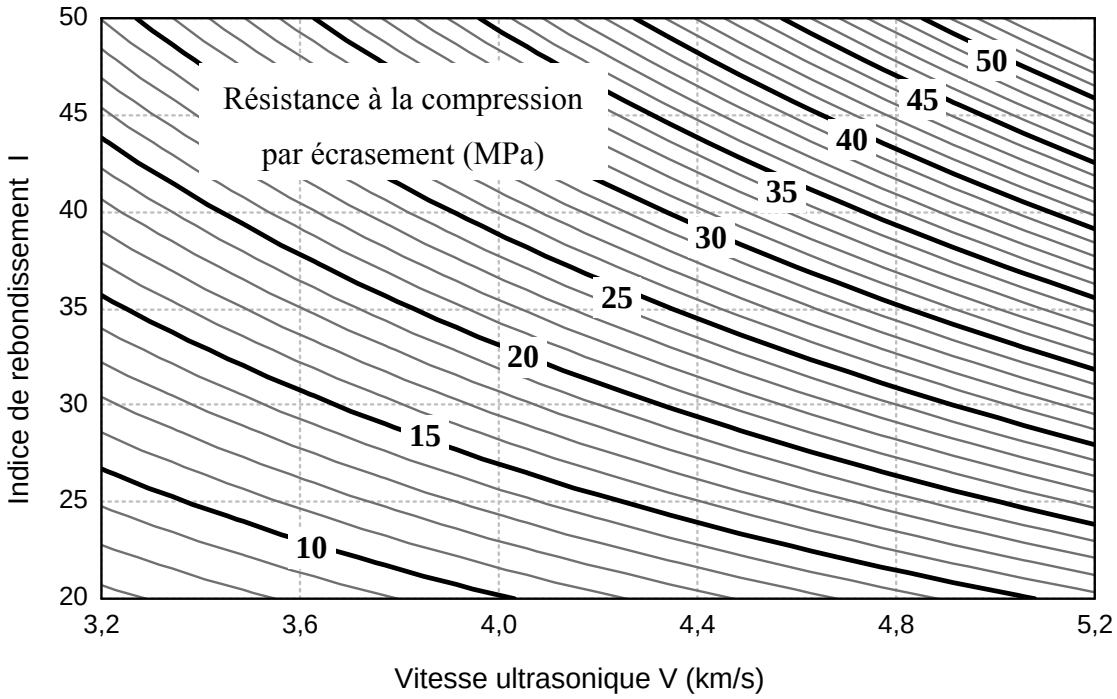


Fig. 3.21 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique).

On remarque que la corrélation par la méthode combinée (Eq. 3.24) présente un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement à ceux des modèles uniparamétriques des équations 3.1 et 3.13. La même observation a été soulevée par d'autres chercheurs **[27, 54, 68, 72, 73, 117, 118]**. Ceci prouve que l'estimation de la résistance à partir de la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à la méthode uniparamétrique.

3.5.2. Béton conservé à l'air libre

La figure 3.22 montre une corrélation combinée qui est développée sur des bétons conservés à l'air libre du laboratoire (C1). L'expression analytique proposée, en utilisant la régression multiple, est une fonction de forme puissance présentée par l'équation 3.25.

La présente corrélation a un coefficient de corrélation r = 0,979 et une erreur type s = 1,894 MPa. Il est à noter que le modèle combiné de l'équation 3.25 présente aussi un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée en comparaison à ceux des modèles uniparamétriques des équations 3.2 et 3.14**.**

$$\mathbf{R} = 0{,}019\ \mathbf{V}^{2{,}442}\ \mathbf{I}^{1{,}013} \quad \text{……..……..……} \quad (3.25)$$

Avec : **R** en MPa et **V** en km/s.

Hobbs et Tchoketch K. **[73]**, ont proposé une corrélation combinée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les mesures d'auscultations correspondantes (indices de rebondissement «I» & vitesses ultrasoniques «V»). Les bétons soumis à l'étude sont fabriqués et conservés de la même manière que celle définie pour l'équation 3.4.

L'expression analytique proposée à cette corrélation, est une fonction de forme polynomiale présentée par l'équation 3.26 avec un coefficient de corrélation (r = 0,974) plus élevé et une erreur type (s = 1,849 MPa) moins élevée que ceux des corrélations uniparamétriques des équations 3.4 et 3.16.

$$\mathbf{R} = -\,4{,}069\ \mathbf{V}^{2} + 57{,}693\ \mathbf{V} + 1{,}307\ \mathbf{I} - 173{,}033 \quad \text{…..……..…. .} \quad (3.26)$$

Avec: **R** en MPa & **V** en km/s.

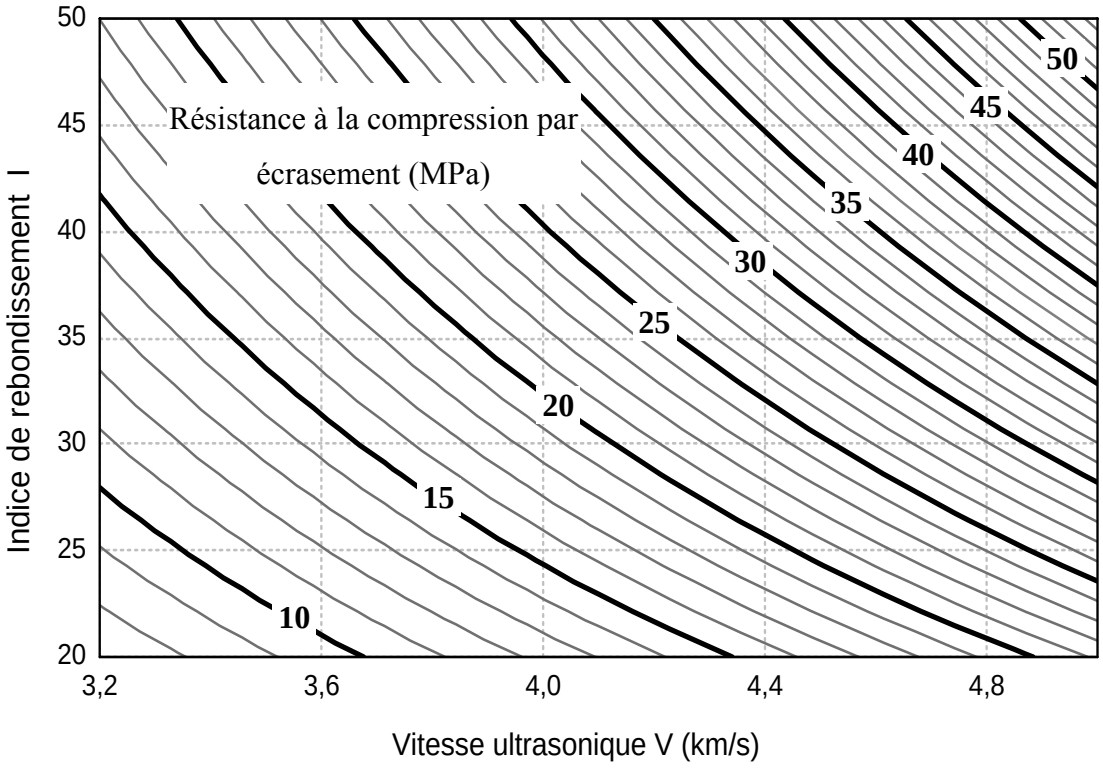


Fig. 3.22 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique) établies sur des bétons conservés à l'air libre (C1).

3.5.3. Béton conservé dans l'eau

La corrélation combinée basée sur des éprouvettes conservées dans l'eau est présentée sous forme graphique par la figure 3.23 et sous forme d'expression analytique par l'équation 3.27 de forme puissance.

$$\mathbf{R} = 0{,}007\ \mathbf{V}^{1{,}522}\ \mathbf{I}^{1{,}638} \quad \text{……..……..……} \quad (3.27)$$

Avec : **R** en MPa et **V** en km/s.

Cette corrélation a un coefficient de corrélation r = 0,966 et une erreur type s = 2,951 MPa. La corrélation par la méthode combinée (Eq. 3.27) présente aussi un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement à ceux des modèles uniparamétriques des équations 3.5 et 3.17.

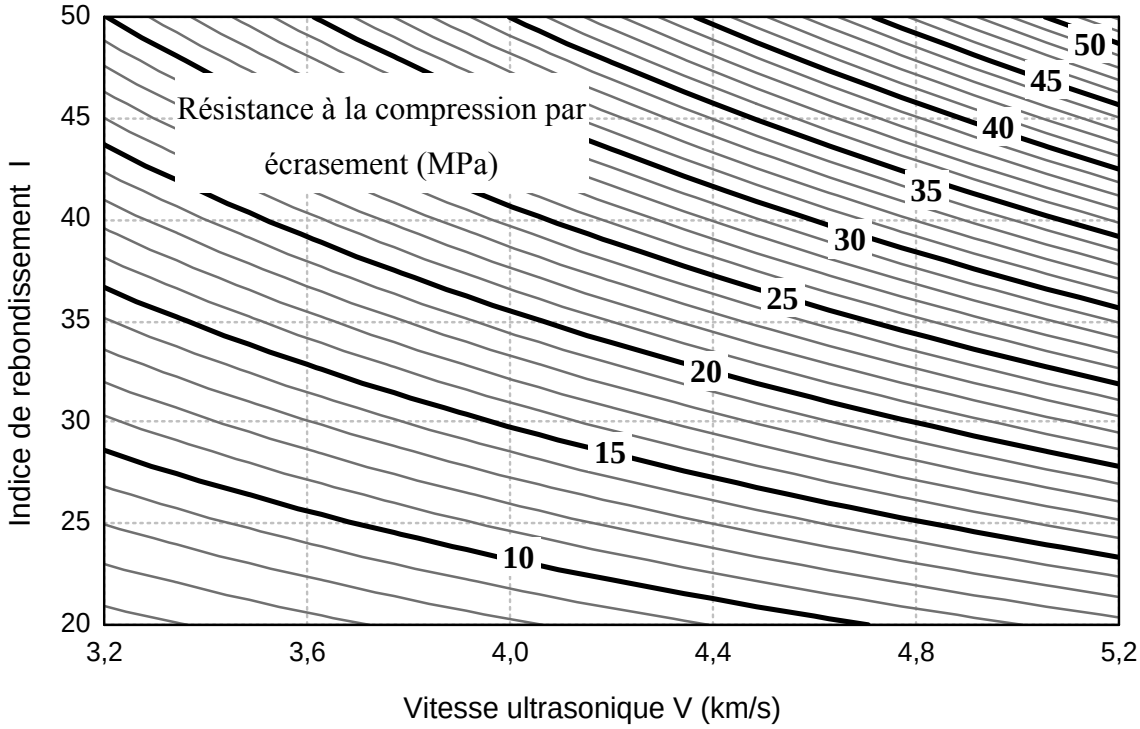


Fig. 3.23 : Corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives (Indice sclérométrique et Vitesse ultrasonique) établies sur des bétons conservés dans l'eau (C2).

Khodja **[27]**, a élaboré une corrélation combinée entre les résistances à la compression par écrasement «Rc» et les mesures d'auscultations correspondantes (indices de rebondissement «I» & vitesses ultrasoniques «V») relative à l'ensemble des différents bétons fabriqués en laboratoire, conservés dans l'eau et testés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation, est une fonction de forme polynomiale présentée par l'équation 3.28 avec un coefficient de corrélation (r = 0,962) plus élevé et une erreur type (s = 3,697 MPa) moins élevée que ceux des corrélations uniparamétriques des équations 3.6 et 3.18.

$$\mathbf{R} = 16{,}567\ \mathbf{V} + 0{,}020\ \mathbf{I}^{2} - 64{,}668 \quad \text{……..……...……} \quad (3.28)$$

Avec: **R** en MPa & **V** en km/s.

Soshiroda et al. **[72]**, ont proposé un modèle combiné de l'équation 3.29 avec un coefficient de corrélation (r = 0,967) plus élevé et une erreur type (s = 3,898 MPa) moins élevée que ceux de corrélation uniparamétrique des équations 3.7 et 3.19. La fabrication et la cure des bétons sont semblables à celles définies pour la relation (Eq. 3.7).

$$\mathbf{R}_{28} = 8{,}630\ \mathbf{V}_{28} + 1{,}416\ \mathbf{I}_{28} - 51{,}581 \quad \text{…….……..} \quad (3.29)$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Un autre modèle par la méthode combinée a été développé par Knaze et Beno **[91]**, en concluant que la précision de la méthode combinée soit meilleure seulement si les précisions des méthodes uniparamétriques sont voisines.

3.5.4. Etude comparative aux autres modèles R = f (I, V)

3.5.4.1. Béton de laboratoire $\mathbf{R}_{Labo}$ = f (I, V)

Plusieurs chercheurs ont proposé différentes corrélations combinées entre la résistance à la compression par écrasement «Rc» et les mesures d'auscultations non destructives correspondantes (indice de rebondissement «I» & vitesse ultrasonique «V») déterminées sur des bétons fabriqués au laboratoire :

- Hobbs et Tchoketch K. **[73]**, Khodja **[27]** ont élaboré des corrélations de forme polynomiale des équations 3.26 et 3.28 respectivement ;
- Soshiroda et al. **[72]**, ont proposé une relation linéaire (Eq. 3.29) ;
- Des chercheurs du Centre National d'Etudes et Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB) ont développé une relation linéaire d'équation 3.30 **[53]**.

$$\mathbf{R} = 0{,}017\ \mathbf{V} + 0{,}866\ \mathbf{I} - 62{,}684 \quad \text{……..……..} \quad (3.30)$$

Avec : **R** en MPa & **V** en m /s.

La figure 3.24 illustre une comparaison entre les résistances à la compression estimées à partir des différents modèles combinés établis pour des bétons de laboratoire des équations 3.24 à 3.30 et les résistances à la compression correspondantes déterminées par écrasement, en tenant compte toujours de l'effet d'échelle des éprouvettes.

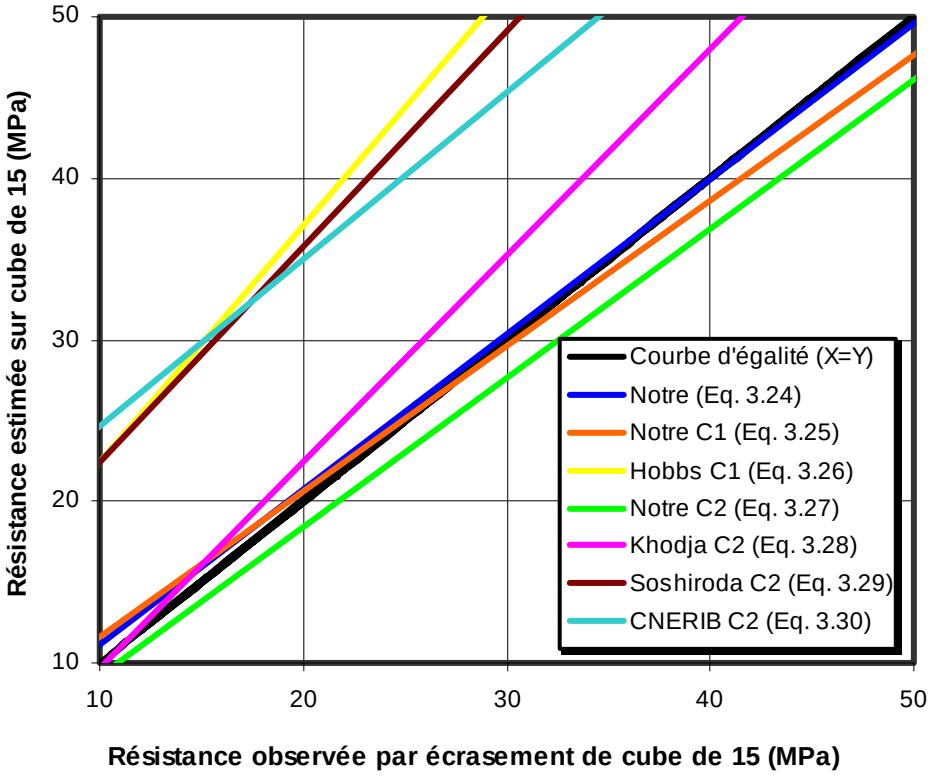


Fig. 3.24 : Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs sur des bétons de laboratoire.

D'après cette figure, on constate que:

- la courbe de l'équation 3.24 du modèle proposé par cette étude est très voisine à la courbe d'égalité (Y=X). Ce qui montre que le modèle proposé présente une grande précision dans l'estimation de la résistance, en comparaison aux autres modèles qui généralement surestiment la résistance;

- le modèle proposée dans cette étude d'équation 3.27, sousestime la résistance du béton. Et la courbe d'équation 3.25 présente une sous-estimation au-delà environ de 33 MPa de la résistance observée;

- Les modèles des équations 3.26, 3.28, 3.29 et 3.30 surestiment la résistance du béton.

3.5.4.2. Béton d'ouvrage R_{Site} = f (I, V)

Pour avoir la possibilité d'application de la corrélation combinée proposée dans le cadre de cette étude (Eq. 3.24) sur site, on a proposé de faire une comparaison entre ce model et ceux proposés par autres chercheurs sur des bétons de site.

Khodja **[27]**, a développé deux corrélations combinées de forme linéaire. Ces corrélations sont établies entre les résistances à la compression par écrasement « R » des éprouvettes d'une part et d'autre part les mesures d'auscultations correspondantes (indice de rebondissement « I » et vitesse ultrasonique « V ») effectuées sur des éléments d'ouvrage:

- La première est basée sur des éprouvettes conservées dans l'eau d'équation 3.31 avec un cœfficient de corrélation r = 0,968 et une erreur type s = 1,746 ;

$$\mathbf{R} = 9{,}576\ \mathbf{V} + 0{,}800\ \mathbf{I} - 37{,}436 \quad (3.31)$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

- La deuxième est basée sur des éprouvettes conservées à l'air libre sur chantier d'équation 3.32 avec un cœfficient de corrélation r = 0,969 et une erreur type s = 1,709.

$$\mathbf{R} = 11{,}506\ \mathbf{V} + 0{,}631\ \mathbf{I} - 45{,}721 \quad (3.32)$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Lechani et al. **[38]**, ont élaboré une relation linéaire d'équation 3.33 d'un coefficient de corrélation r = 0,880. La corrélation est basée sur des bétons prélevés sur des chantiers de la région de Tizi-Ouzou et conservés dans l'eau sous une température de 20° C ± 2°C;

$$\mathbf{R} = 0.087\ \mathbf{V} + 3.120\ \mathbf{I} - 209.400 \quad (3.33)$$

Avec : **R** en bars & **V** en m /s.

Kenai et Bahar **[92]**, ont développé un modèle de corrélation combinée de forme linéaire d'équation 3.34. Cette corrélation est établie entre la résistance à la compression par écrasement « R » des carottes prélevées sur site et les mesures non destructives (indice de rebondissement « I » et vitesse ultrasonique « V ») effectuées sur les éléments d'ouvrage.

$$\mathbf{R} = 0{,}011\ \mathbf{V} + 0{,}390\ \mathbf{I} - 26{,}200 \quad (3.34)$$

Avec : **R** en MPa & **V** en m /s.

Galon **[93]**, a proposé une corrélation combinée entre la résistance à la compression par écrasement « R » et les mesures non destructives (vitesse ultrasonique «V» et indice sclérométrique «I») effectuées sur des éprouvettes cubiques de béton prélevés sur différents site de dosages et résistances différents. Les éprouvettes sont conservées 7 jours en milieu humide suivis de 21 jours en atmosphère de 60 à 70 % d'humidité relative à 20° C. L'expression analytique proposée à cette corrélation, est une fonction de forme puissance d'équation 3.35.

$$\mathbf{R} = 0{,}027\ \mathbf{V}^{1{,}846}\ \mathbf{I}^{1{,}246} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(3.35)}$$

Avec : **R** en MPa & **V** en km /s.

Pour notre cas, une comparaison est illustrée sur la figure 3.25 entre la corrélation combinée de l'équation 3.24 proposée dans le cadre de cette étude et d'autres corrélations combinées des équations 3.31 à 3.35 proposées par différents chercheurs sur des bétons de site. L'effet d'échelle des éprouvettes a été pris en considération.

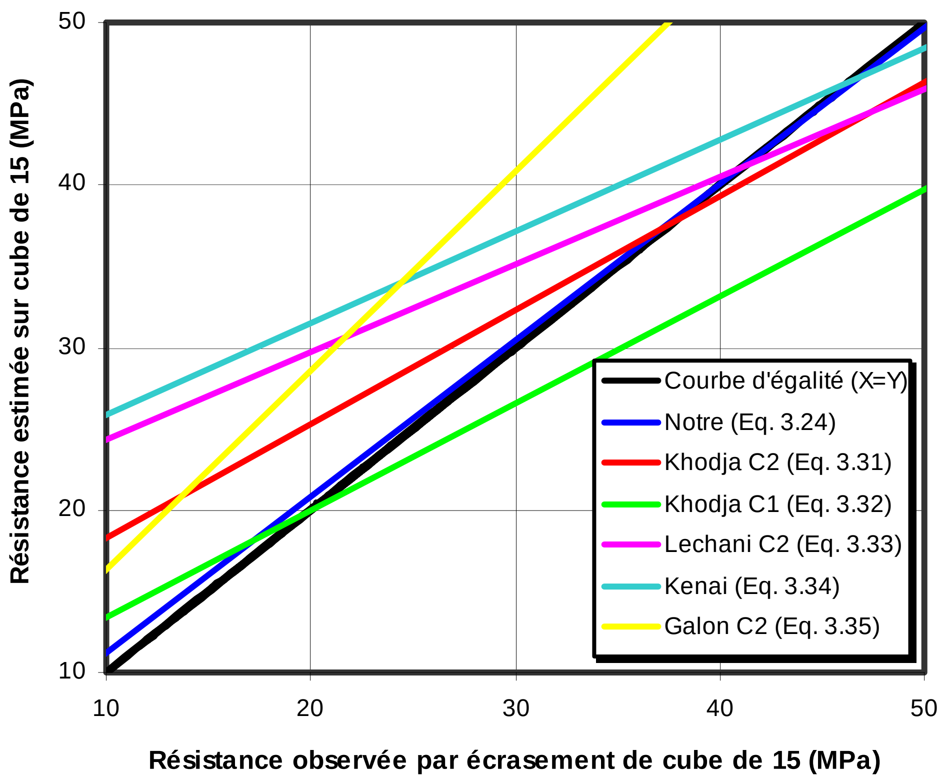


Fig. 3.25 : Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs sur des bétons d'ouvrage.

De la figure 3.25, On remarque que l'estimation de la résistance à la compression du béton déduite à partir des courbes d'ajustement établies par d'autres auteurs montre des écarts importants par rapport aux résistances réelles du béton. Ceci montre le risque lié à l'utilisation de ces courbes sans connaître au préalable la valeur intrinsèque du béton.

3.6. Conclusion

Dans le cadre de cette partie d'étude, l'analyse des résultats expérimentaux peut mener aux quelques conclusions suivantes:

- il est possible de développer une corrélation 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 variable des bétons fabriqués en laboratoire (type de ciment, E/C, Dmax, mode de conservation et âge) ;
- la variation des différents paramètres de composition de béton, n'a pas d'influence sur la forme de la courbe de corrélation (puissance pour I, exponentielle pour V et puissance pour la corrélation combinée) ;
- les corrélations développées à l'aide du scléromètre sur des bétons conservés dans des conditions humides donnent des résistances supérieures à celles développées sur des bétons conservés dans des conditions sèches. Par ailleurs, le cas contraire est observé pour l'ultrason ;
- pour une même résistance mécanique, les mesures non destructives (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) augmentent avec l'augmentation de l'âge et le Dmax des granulats utilisés ;
- pour une évaluation correcte de la résistance des bétons, il est nécessaire d'utiliser des courbes différentes suivant les paramètres adoptés aux mélanges et qui puissent être facilement identifiés par l'opérateur ;
- l'estimation de la résistance à partir des modèles établis par la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à ceux établis par la méthode uni-paramétrique ;
- l'estimation de la résistance à la compression du béton à partir des corrélations proposées par les fabricants des appareils ou celles disponibles dans la littérature montre des écarts importants comparativement aux résistances réelles observées par écrasement. Alors, l'utilisation de ces courbes généralement provoque un risque dû au non conformité.

Conclusions générales et recommandations

Le présent travail avait pour principal objectif de développer des corrélations entre les mesures de la résistance à la compression par les essais destructifs (écrasement des éprouvettes) et non destructifs (scléromètre et ultrason) sur des bétons à base des matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie afin d'obtenir le modèle le plus approprié pour mieux estimer la résistance du béton in situ.. À cet objectif principal s'est ajoute l'étude de l'influence de quelques paramètres de formulation du béton sur les corrélations proposées. Ainsi une comparaison entre ces corrélations et celles proposées dans la littérature. Pour répondre à nos objectifs, différents bétons ont été fabriqués au laboratoire de Génie Civil du Hall de technologie de l'Université de Médéa, en faisant varier cinq paramètres (type de ciment, E/C, Dmax des granulats mode de conservation et l'âge).

À travers la synthèse bibliographique et d'après les études statistiques réalisées par différents auteurs sur la qualité du béton produit en Algérie, on constate que le béton produit sur nos chantiers, a généralement des faibles résistances qui ont rarement atteint la résistance préconisée par le cahier des charges et que la qualité du béton n'est pas la même pour les différentes régions du territoire Algérien.

Les essais non destructifs offrent un moyen pour mieux estimer la résistance du béton sur site. Néanmoins, ces méthodes nécessitent l'élaboration des corrélations entre les mesures de ces essais et la résistance du béton. Ces corrélations sont affectées par plusieurs paramètres. Donc, pour établir une bonne corrélation entre les mesures non destructives et la résistance du béton, l'utilisateur de ces essais doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation.

Les résultats expérimentaux nous a permet de tirer les conclusions suivantes :

- il est possible de développer des relations de bonne corrélation 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 (type de ciment, E/C, Dmax des granulats mode de conservation et l'âge).

- On ne peut se fier à une seule courbe de corrélation, étant donné que les différents paramètres de composition du béton, ont une influence non négligeable sur les réponses non destructives (indice sclérométrique et vitesse ultrasonique) ;

- la variation des différents paramètres de composition du béton, n'a pas d'influence sur la forme de la courbe de corrélation (puissance pour I, exponentielle pour V et puissance pour la corrélation combinée) ;

- les corrélations développées à l'aide du scléromètre sur des bétons conservés dans des conditions humides donnent des résistances supérieures à celles développées sur des bétons conservés dans des conditions sèches. Par ailleurs, le cas contraire est observé pour l'ultrason ;

- pour une même résistance mécanique, les mesures trouvées moyennement des essais non destructifs (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) augmentent avec l'augmentation de l'âge et le Dmax des granulats utilisés ;

- Le type de ciment n'a pas d'effet significatif sur la corrélation entre la résistance et l'indice sclérométrique et a peu d'influence sur la corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique pour des grandes vitesses (V > 4 km/s) ;

- l'estimation de la résistance à partir des modèles établis par la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à ceux établis par la méthode uniparamétrique ;

- L'utilisation de ces courbes de corrélation, permet une meilleure approche de la résistance réelle du béton comparativement aux courbes usuelles recommandées par les fabricants des appareils ou celles établies par d'autres auteurs. Donc, l'établissement d'une corrélation entre la résistance et les mesures non destructives doit être basé sur des mélanges de béton particuliers à l'étude.

Recommandations

Grâce à ce programme de recherche, nous avons démontré qu'il est possible d'établir des relations de bonne corrélation entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique). A fin de compléter et valider cette recherche, nous suggérons les recommandations pratiques suivantes :

- L'introduction d'autres facteurs influençant les mesures non destructives, dans l'expression des résultats comme étant des indices de correction reflétant les matériaux et les conditions de l'environnement locaux ;

- l'élaboration des corrélations entre les mesures non destructives déterminées sur des éléments prototypes (poteaux, poutres, dalles,…) préparés au laboratoire, et la résistance à la compression par écrasement des carottes extraites à partir de ces éléments afin de rapprocher à la résistance réelle du béton in situ ;

- l'établissement des corrélations entre les mesures destructives de la résistance du béton et les mesures non destructives réalisées sur éléments d'ouvrage pour différents chantiers dans la wilaya de Médéa, dans le cadre d'avoir l'effet des autres paramètres sur les mesures non destructives, comme la présence du ferraillage ;

- l'élaboration des modèles de corrélation appropriés aux bétons de nos chantiers entre les mesures des essais non destructives et les propriétés du béton autre que la résistance, tel que la porosité, la fissuration et la détérioration ;

- l'organisation des journées de sensibilisation, afin de montrer aux corps techniques (Ingénieurs contrôleurs, BET, ETB,….etc.) l'importance et la fiabilité des essais non destructifs au contrôle des ouvrages en béton armé ;

- l'élaboration d'un règlement pratique régissant les corrélations entre les mesures des essais non destructifs et la résistance du béton.

Références bibliographiques

[1] Breysse D. & Abraham O., 2005, « *Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton* », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

[2] Neville A. M., 2000, « *Propriétés des bétons* », Edition Eyrolles, Paris, France.

[3] Acker P., ADAM M., MAMILLAN M. & SAULNIER J., 1986, « *Béton hydraulique* », Techniques de l'ingénieur, Traité construction, C 2 240.

[4] Benia M., 1998, « *Influence de la surface spécifique des ciments aux ajouts minéraux sur le comportement mécanique du mortier et du béton à base de matériaux locaux* », Mémoire de Magister, Université Mohamed Boudiaf, M'sila, Algérie.

[5] Naadia T., 1996, « *La qualité du béton dans les chantiers de construction* », Mémoire de Magister, Université Saad Dahleb, Blida, Algérie.

[6] Larrard F. & Tondat P., 1993, « *Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton* », Materials and Structures J., N° 26, pp. 505-516.

[7] Dreux G. & Festa J., 1998, « *Nouveau guide du béton et de ses constituants* », Huitième édition, Éditions Eyrolles, Paris, France.

[8] Kedjour. N, 1993, « *Propriétés et pathologie du béton* », Office des Publications Universitaires, Algérie.

[9] D.T.R. BE 2-1, 1991, « *Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé* », C.G.S.

[10] Derbala A., 1999, « *Contribution aux possibilités d'amélioration de la qualité du béton* », Mémoire de Magister, Université ' Saad Dahleb ' de Blida, Algérie.

[11] Brahma A., 1992, « *Le Béton* », Office des Publications Universitaires, Algérie.

[12] Bessa A., Philippe J. B. & Gallias J. L., 2004, « *Évaluation de la contribution liante des additions minérales à la porosité, à la résistance en compression et à la durabilité des mortiers* », 22^{iemes} Rencontres universitaires de Génie Civil, Université de Cergy-Pontoise, France, 8 p.

[13] Baoju L., Youjun X., Shigiong Z. & Qianlian Y., 2000, « *Influence of ultrafine fly ash composite on the fluidity and compressive strength of concrete* », Cement and Concrete Research, N° 30, pp. 1489-1493.

[14] Tremblay M. H., 2009, « *Ecaillage des bétons contenant des ajouts cimentaires* », Thèse de maître ès sciences (M.Sc.), Université Laval, Québec, Canada.

[15] Riçal K., Nabil R. & Muzahim A., 2006, « *Influence des ciments a base d'ajouts minéraux locaux sur les propriétés mécaniques des mortiers et des bétons* », 22^{iemes} rencontres AUGC, France, 8p.

[16] Kerbouche H., Mouli M., Laoufi L., Senhadji Y. & Benosmane S., 2009, « *Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques des mortiers* », SBEIDCO, 1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, ENSET Oran, Algérie, pp. 12-14.

[17] Rouis F., 2007, « *Formulation et propriétés mécaniques d'un béton autoplaçant à base de ciment au laitier* », Mémoire de Magister, Université Dr Yahia Fares, Médéa, Algérie.

[18] Manai Kh., 1995, « *Étude de l'effet d'ajouts chimiques et minéraux sur la maniabilité, la stabilité et les performances des bétons autonivelants* », Thèse de maitrise ès sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.

[19] Bouglada M. S., 2008, « *Effet de l'activation du ciment avec ajout minéral par la chaux fine sur le comportement mécanique du mortier* », Mémoire de Magister, Université Mohamed Boudiaf, M'sila, Algérie.

[20] Hibbert J. J. & Khatib J. M., 2005, « *Selected engineering properties of concrete incorporation slag and metakaolin* », Construction and building Materials, N° 19, pp. 460-472.

[21] Zeghichi L., Mezghichi B. & Merzougui A., 2007, « *L'influence de l'activation du laitier sur le comportement mécanique des bétons* », Libanaise Science Journal, Vol. 8, N° 2, pp. 105-113.

[22] Abib Z. E., 2004, « *Formulations et caractérisation des bétons autoplaçants* », Mémoire de magister, USTHB, Alger, Algérie.

[23] Benkaddour M., Zaki Aoual F. & Semcha A., 2009, « *Durabilité des mortiers à base de pouzzolane naturelle et de pouzzolane artificielle* », Revue Nature et Technologie, N° 01, pp 63-73.

[24] Cochet G. & Sorrentino F., 1992, « *Limestone filled cements : Properties and Uses* », Cement and Concrete Journal, Vol. 4, pp. 267-295.

[25] Paulon V. A., Dal Molin D. & Monteiro P. J. M., 2004, « *Statistical Analysis of the Effect of Mineral Admixtures on the Strength of the Interfacial Transition Zone* », Interface Science, N° 12, Netherlands, pp. 399-410.

[26] Siad H., Mouli M., Mesbah H. M. & Khelfi H., 2009, « *Influence du type d'additions dans les bétons autoplaçants sur l'adhérence béton-ancrage* », SBEIDCO 1st International Conference on sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, ENSET Oran, Algérie, pp. 183-190.

[27] Khodja A. B., 2010, « *Corrélation entre essais non destructifs et essais destructifs du béton à faible résistance* », Mémoire de Magister, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie.

[28] Boukli H., Ghomari F., Schoefs F. & Khelidj A., 2009, « *Étude expérimentale et statistique de l'influence de l'affaissement et de l'air occlus sur la résistance a la compression des bétons* », Libanaise Science Journal, Vol. 10, N° 2, pp. 91-100.

[29] Belouadah M., 2004, *« Evaluation des effets secondaires liés à l'incorporation des adjuvants sur les propriétés de durabilité du béton à base de matériaux locaux* », Mémoire de magister, Université Mohamed Boudiaf, M'sila, Algérie.

[30] Hermide G., 2008, « *Influence du volume de pâte et de la concentration en ciment sur la performance du béton : vers le développement d'un béton à contenu minimal en pâte* », Thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan, France.

[31] Dreux G. & Festa j., 2002, « *Nouveau guide du béton et de ses constituants* », Edition Eyrolles, Paris, France.

[32] Venuat M., 1976, «*La pratique des ciments et des bétons* », Edition du Moniteur des travaux publics et du bâtiment, Paris, France.

[33] ACI 308R-01, 2001, « *Guide to curing concrete* ».

[34] Lachmat L. & Kenai S., 1994, « *Effet du type et de la durée de cure sur les propriétés du béton en climat chaud* », Proceeding du séminaire international sur la qualité du béton en climat chaud, Ghardaïa, Algérie.

[35] Ginette A. & Hugues H., 2007, « *Grandubé : Grandeurs associées à la durabilité des bétons* », Association française de génie civil, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

[36] Kenai S., Menadi B., Fatima A. & Benyahia C., 1994, « *Analyse de quelques cas pathologiques de construction dans le Sud Algérien* : Qualité du Béton en Climat Chaud », Proceeding, Séminaire International, Ghardaia, pp.146-155.

[37] Kharchi F. & Boutamine S., 1994, « *Etude critique de bétons fabriqués dans les chantiers Algériens* : Qualité du Béton en Climat Chaud », Proceeding, Séminaire International, Ghardaia, pp.173-181.

[38] Lechani M., Medjani M. & Ait Mohand H., 1997, « *Etudes statistiques au profit de la qualité de la construction en Algérie* », 42 th Science Week, Damas.

[39] ACI 214 R-02, 2002, « *Evaluation of strength test results of concrete* ».

[40] Laribi A., 1999, « *Pathologie et qualité des constructions dans l'Ouest Algérien - Etude statistique* », Mémoire de Magister, Institut Génie Civil, Université de Blida, Algérie.

[41] Govind Khare R., « *Prediction of compressive strength of concrete by various non destructive tests methods* », Essar Engineering Center, Mumbai.

[42] Delacour J. & Geoffray J. M., 2004, « *Résultats et recommandations du projet national CALIBÉ : La maitrise de la qualité des bétons* », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

[43] Evangelista A. C., Shehata I. & Shehata L., 2003, « *Parameters that influence the results of non-destructive test methods for concrete strength* », International Symposium "Non-Destructive Testing in Civil Engineering", Brazil, 7p.

[44] Celaya M., Nazarian S. & Yuan D., 2009, « *Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs* », International Symposium "Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 6p.

[45] NF EN 12504-1, 2000, « *Essais pour béton dans les structures. Partie 1 : Carottes – Prélèvement, examen et essais en compression* », AFNOR.

[46] Lataste J. F., 2002, « *Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique* », Thèse de doctorat, Université de Bordeaux.

[47] Bin Ibrahim A. N., Bin Ismail P. & Forde M., 2002, « *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures* », International Atomic Energy Agency, Vienna.

[48] Lorenzi A., Caetano L. F., Campagnolo J. L. & Silva Filho L. C., 2009, « *An investigation of the suitability of different NDT test methods to detected voids of concrete elements* », Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France.

[49] Balayssac J. P., Laurens S., Arliguie G., Ploix M. A., Breysse D., Dérobert X. & PIwakowski B., 2009, « *Evaluation of concrete structures by combining non-destructive testing methods (SENSO project)* », International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 8p.

[50] Feidman R. F., 2005, « *Essais non destructifs du béton* », CBD-187-F.

[51] Stergiopoulou C., 2006, « *Evaluation of concrete infrastructure quality using laboratory and on-site testing* », Mémoire de Master, University of Maryland.

[52] Normand J. B., 2005, « *Contribution à la mise au point d'une procédure de Caractérisation quantitative des surfaces en béton en vue de travaux de réfection* », Thèse de maître ès sciences (M. Sc.), Université LAVAL, QUÉBEC.

[53] Sakhraoui S. & Mouffok L., 2009, « *Application de la méthode ultrasonique pour le calcul prévisionnel des résistances des bétons après traitement thermique* », Technologie du Béton, Séminaire, Alger.

[54] Qasrawi H. Y., 2000, « *Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted* », Cement and Concrete Research, Vol.30, pp.739-746.

[55] NF EN 12504-2, 2003, « *Essais pour béton dans les structures. Partie 2 : Essais non destructifs - Détermination de l'indice de rebondissement* », AFNOR.

[56] ASTM C805-02, 2002, « *Standard test method for rebound number of hardened concrete* », ASTM International, 3p.

[57] Bungey J. H. & Millard S. G., 1996, « *Testing of concrete in structures* », Chapman & Hall.

[58] Malhotra V. M., 2004, « *Surface Hardness Methods* », Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC.

[59] NA 17004, 2008, « *Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton* », IANOR.

[60] Naik T. R., Malhotra V. M. & Popovics J. S., 2004, « *The Ultrasonic Pulse Velocity Method* », Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC.

[61] NF EN 12504-4, 2005, « *Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son* », AFNOR.

[62] ASTM C597-02, 2003, « *Standard test method for pulse velocity through concrete* », ASTM International.

[63] Turgut P. & Kucuk O. F., 2006, « *Comparative relationships of direct, indirect, and semi-direct ultrasonic pulse velocity measurements in concrete* », Russian journal of non-destructive testing, Vol. 42, N° 11, pp. 745-751.

[64] NA 5027, 1997, « *Essais pour béton dans les structures – Détermination de la vitesse de propagation du son* », IANOR.

[65] Benouis A., Khaldi N & Cherait Y., 2007, « *Comparaison des résistances des bétons déterminées par écrasement et par scléromètre : influence de la composition* », Afrique Science, Vol.3, pp.305-314.

[66] Breysse D., Larget M., Sbartai Z., Lataste J. & Balayssac J., 2009, « *Quality of NDT measurements and accuracy of concrete physical properties* », 7th International Symposium on Non-destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, France, 8p.

[67] Gallo-Curcio A. & Morelli G., 2001, « *Recherche statistique paramétrique du rapport résistance-indice sclérométrique: essai de définition de la classe des bétons* », Matériaux & Constructions, Vol 18, N° 103, pp. 67-73.

[68] Idrissou M. M., 2006, « *Reliability in interpreting non-destructive testing (NDT) results of concrete structures* », thèse de Master, University of Malaysia.

[69] Khan S. R. M., Noorzaei J., Kadir M. R. A, Waleed A. M. T. & Jaafar M. S., 2004, « *Effectiveness of sclerometer test technique on strength assessment of high performance concrete* », International Journal of Engineering and Technology, Vol. 1, N°. 2, pp. 163-168.

[70] CONTROLS, 2000, « *Instruction manual* », Concrete Hammer, Mod. 58-C0181/N.

[71] Kim J. K., Kim C. Y., Yi S. T. & Lee Y., 2009, « *Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of concrete* », Cement & Concrete Composites J., n°. 31, pp. 139-144.

[72] Soshiroda T., Voraputhaporn K. & Nozaki Y., 2006, « *Early-stage inspection of concrete quality in structures by combined non-destructive method* », Materials and Structures J., Vol.39, pp.149-160.

[73] Hobbs B. & Tchoketch K. M., 2007, « *Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings* », Forensic Science International, Vol.167, pp.167-172.

[74] Paquet J., 1983, « *Etude des corrélations entre la vitesse des ondes longitudinales et la résistance à la compression du béton* », Annales ITBTP, N°. 416, pp. 84-89.

[75] Jones R. & Facaoaru I., 1969, « *Les méthodes non destructives d'essais des bétons: Corrélation entre la vitesse de propagation du son et la résistance du béton à la compression* », Notes d'Information Technique N°. 140-27, CEBTP, pp.148-178.

[76] Kaplan M. F., 1959, « *The effects of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete* », Mag. Concr. Res., Vol.11, N°. 32, pp. 85.

[77] Jones R., 1954, « *Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique »,* RILEM Int. Symp. On Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol.1, pp. A-17.

[78] Menou J., 1969, « *Influence du dosage en ciment des bétons sur la résistance à la compression simple et sur la vitesse du son* », Bull Liaison Labo Routiers P. et Ch., N°. 38, 8 p.

[79] Gregor T., Franci K. & Goran T., 2009, « *Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks* », Ultrasonic Journal, Vol. 49, pp. 53-60 .

[80] Popovics S., 2007, « *Analysis of the concrete strength versus ultrasonic pulse velocity relationship* », American Society for Nondestructive Testing.

[81] Abo-Qudais S. A., 2005, « *Effect of concrete mixing parameters on propagation of ultrasonic waves* », Construction and Building Materials, Vol. 19, pp. 257–263.

[82] Tanyidizi H. & Coskun A., 2008, « *Determination of the principal parameter of ultrasonic pulse velocity and compressive strength of lightweight concrete by using variance method* », Russian journal of non-destructive testing, Vol. 44, N°. 9, pp. 639-646.

[83] Ulucan Z. Ç., Türk K. & Karatas M., 2008, « *Effect of mineral admixtures on the correlation between ultrasonic velocity and compressive strength for self-compacting concrete* », Russian Journal of Nondestructive Testing, Vol. 44, No. 5, pp. 367–374.

[84] Toukal A., 2010, « *Influence des taux de chargement sur la caractéristique non destructive du béton par ultrasons* », Mémoire de Magister, Université M'hamed Bougara, Boumerdès, Algérie.

[85] Kaplan M. F., 1958, « *Compressive strength and ultrasonic pulse velocity relationships for concrete in columns* », Materials journal, Vol. 29, No. 37, pp. 675.

[86] Facaoaru I., 1970, « *Non destructive testing of concrete in Romania* », Symposium on non destructive testing of concrete and timber, ICE, London.

[87] Del Rio L. M., Jiménez A., Lopez F., Roza F. J., Rufo M. M. & Paniagua J. M., 2004, « *Characterization and hardening of concrete with ultrasonic testing* », Ultrasonic Journal, N°. 42, pp. 527 – 530.

[88] Breysse D., Soutsos M., Felicetti R., Krause M., Lataste J. & Moczko A., 2009, « *How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements* », International Symposium "Non-Destructive Testing in Civil Engineering", France, 8p.

[89] Samarin A., 2004, « *Combined Methods* », Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC.

[90] Facaoaru I., 1984, « *Romanian achievements in nondestructive strength testing of concrete* », ACI, SP-82, Detroit, pp.35-56.

[91] Knaze P. & Beno P., 1984, « *The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete* », Matériaux et constructions journal, Vol.17, N° 99, pp.207-210.

[92] Kenai S. & Bahar R., 2003, « *Evaluation and repair of Algiers new airport building* », Cement & Concrete Composites, Vol.25, pp.633-641.

[93] Galon A., 2003, « *Détermination des caractéristiques de résistance du béton d'après les mesures de propagation d'utrasons combinées avec les données sclérométriques* », J. Matériaux et Constructions, Vol. 17, N° 99, pp. 201-206.

[94] Polder R. B., 2001, « *Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation* », Construction and Building Materials, Vol. 15, pp. 125-131.

[95] Chouteau M. & Gloaguen E., 2003, « *Tomographie électrique en génie et en environnement* », Cours tomographie électrique, Ecole Polytechnique Montréal.

[96] Mc-Cann D. M. & Forde M. C., 2001, « *Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures* », NDT&E International, N°. 34, pp 71 – 84.

[97] Carino N. J., 2001, « *The impact-echo method: an overview* », Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, USA.

[98] Viriyametanont K, 2008, « *Reconnaissance physique et géométrique d'éléments en béton arme par radar et réseaux de neurones artificiels* », Thèse de Doctorat de l'Université de Toulouse, INSA de Toulouse, France.

[99] Ferrieres X., Klyszb G., Mazeta P. & Balayssac J. P, 2009, « *Evaluation of the concrete electromagnetics properties by using radar measurements in a context of building sustainability* », Computer Physics Communications, pp. 1-5.

[100] Barrile V. & Pucinotti R., 2005, « *Application of radar technology to reinforced concrete structures: a case study* », NDT&E International, N° 38, pp. 596–604.

[101] NF EN 196-6, 1990, « *Méthodes d'essais des ciments. Partie 6: Détermination de la finesse* », AFNOR.

[102] NF EN 459-2, 2002, « *Chaux de construction. Partie 2 : Méthode d'essai* », AFNOR.

[103] NF EN 196-3, 1995, « *Méthodes d'essais des ciments. Partie 3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité* », AFNOR.

[104] NF EN 196-1, 1995, « *Méthodes d'essais des ciments. Partie 1: Détermination des résistances mécaniques* », AFNOR.

[105] NF EN 933-1, 1997, « *Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats. Partie 1: Détermination de la granularité. Analyse granulométrique par tamisage* », AFNOR.

[106] NF EN 1097-6, 2001, « *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 6: Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau* », AFNOR.

[107] NF EN 1097-3, 1998, « *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 3: Méthode pour la détermination de la masse volumique en vrac et de la porosité intergranulaire* », AFNOR.

[108] NF EN 933-8, 1999, « *Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats. Partie 8: Evaluation des fines. Equivalent de sable* », AFNOR.

[109] NF EN 1097-2, 2001, « *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats. Partie 2: Méthode pour la détermination de la résistance à la fragmentation* », AFNOR

[110] NF EN 1008, 2003, « *Eau de gâchage pour bétons: spécification d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton* », AFNOR.

[111] NF EN 12350-2, 1999, « *Essai pour béton frais. Partie 2 : Essai d'affaissement* », AFNOR.

[112] NF EN 12350-6, 1999, « *Essai pour béton frais. Partie 6 : Masse volumique* », AFNOR.

[113] NF EN 12350-7, 1999, « *Essai pour béton frais. Partie 7 : Teneur en air occlus* », AFNOR.

[114] NF EN 12390-2, 2001, « *Essai pour béton durci. Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes* », AFNOR.

[115] NF EN 12390-7, 2001, « *Essai pour béton durci. Partie 7 : Masse volumique du béton* », AFNOR.

[116] NF EN 12390-3, 2003, « *Essai pour béton durci. Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes* », AFNOR.

[117] Mikulić D., Pauše Ž., Ukrainčik V., 1992, « *Determination of concrete quality in a structure by combination of destructive and non-destructive methods* », Materials and Structures J., Vol. 25, pp. 65-69.

[118] Kheder G. F., 1999, « *A two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing* », Materials and structures J., Vol. 32. pp. 410-417.