REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA
Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie

MEMOIRE
Présentée pour l'obtention du diplôme de
MAGISTER

Spécialité : Génie Civil
Option : Matériaux et structures

THEME

CORRELATIONS ENTRE ESSAIS NON DESTRUCTIFS ET ESSAIS DESTRUCTIFS DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON : ESSAIS SUR SITE

Par
M^r^ BENROKIA Missoum

Devant le jury composé de :

Pr. S. HANINI	**PR**	**Univ. de Médéa**	**Président**
Dr. O. BOUKENDAKDJI	**MCA**	**Univ. de Médéa**	**Examinateur**
Dr. B. MENNADI	**MCA**	**Univ. de Blida**	**Examinateur**
Pr. S. KENAI	**PR**	**Univ. de Blida**	**Rapporteur**
Dr. F. DEBIEB	**MCA**	**Univ. de Médéa**	**Co-rapporteur**

Octobre 2011

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je remercie ALLAH le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage a achevée ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement mon promoteur Pr. S. KENAI, pour son soutien, ses conseils et l'intérêt qu'il a porté à ce travail dés le début.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à mon Co-promoteur Dr. F. DBIEB, pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer durant toute la période de recherche.

Je tiens à remercier sincèrement monsieur M. SAFIEDDINE pour son soutien et son aide.

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

Mes remerciements vont à mes parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements au cours de ces longues années. Ainsi, un grand merci à toute ma famille et tous mes amis.

Enfin, mes sentiments vont à toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخـــص

إن نوعية الخرسانــة في ورشات البناء في الجزائــر متوسطة عمومـا أو ضئيلـة. في حالة مقاومـة الانضغاط المنخفضــة أو المشكوك فيها، عدة إختبارات غير مهدمــة بإستعمال مقياس الصلابـة و الموجات فوق الصوتيــة تم تنفيذهـا. كما يتم إستخدام رسومات بيانيــة للإرتباطـات من طرف مصنعي الأجهزة و إرتباطات أخرى متاحة بين هذه الإختبارات لتحديد المقاومـة. هذه الإرتباطات كثيرا ما تكون غامضة عند تفسير هذه الإختبـارات و بالتالي عدة تناقضـات لوحظت مع الإختبـارات المهدمة تبين ضـرورة إستعمـال إرتباطات خاصة بالمواد المحلية و التي تعكس الظروف السائدة في البيئــة المحليــة.

الهـدف الرئيســي من هذا المشروع هو إقتراح إرتباطــات بسيطـة بين الإختبــارات غير المـهـدمــة و الإختبـارات المهدمة على الخرسانة المصنوعة من مواد محلية من أجل مقاومات تعكس الممارسات الحالية في ورشات البناء في الجزائــر.

سمحت لنا هذه الدراســة بتقديم سلسلـة من الإرتباطات الناتجة بين الإختبارات المهدمة و غير المهدمة من أجل الحصول على الإرتباطات الملائمة لأحسن تقدير لمقاومة الخرسانة في الميدان، ولقد بينت النتائج المتحصل عليها بأن الإرتباطات الناتجة عن القياسات غير المهدمة المنجزة على عناصر الخرسانة تقدم أحسن مقاربة لمقاومة الخرسانة في الميدان مقارنة مع القياسات المنجزة على عينــات الإختبــار.

الكلمـات المفتـاحيــة : الإرتـباطــات، الإختبــارات المهدمــة، الإختبــارات غيــر المهدمــة، مقـاومــة الإنضغــاط، الطريقــة الأحاديــة، الطريقــة المركبــة .

Résumé

La qualité du béton dans les chantiers algérien est généralement moyenne à mauvaise. Dans le cas où la résistance à la compression est faible ou douteuse, des essais non destructifs au scléromètre et à l'ultrason sont réalisés. Des abaques de corrélations des fabricants du matériel ainsi que d'autres corrélations disponibles dans la littérature entre ces essais sont utilisés pour la détermination de la résistance. Ces corrélations donnent lieu souvent à des confusions quand à l'interprétation de ces essais et par suite des contradictions sont observées avec les essais destructifs montrant la nécessité d'avoir des corrélations spécifiques aux matériaux locaux et reflétant les conditions de l'environnement local.

L'objectif principal de ce projet est de proposer des corrélations simples entre les essais non destructifs et les essais destructifs sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie.

Cette étude nous a permis de présenter une série de corrélations établies entre les essais destructifs et non destructifs afin d'obtenir la corrélation la plus appropriée pour mieux estimer la résistance du béton in situ, ou on a montré que les corrélations élaborées à partir des mesures non destructives effectuées sur éléments offrent une meilleure approche de la résistance potentielle du béton in situ comparativement à celles développées à partir des éprouvettes.

Mots clés : Corrélations, Essais destructifs, Essais non destructifs, Résistance à la compression, Méthode uniparamétrique, Méthode combinée.

Abstract

The quality of concrete in the Algerian building sites is generally average or bad. In the case of compressive strength low or questionable, non-destructive testing to sclerometer and ultrasound are performed. Charts correlations manufacturers of equipment and other correlations available in the literature between these tests are used for determining the strength. These correlations often give rise to confusion when the interpretation of these tests so discrepancies are observed with destructive testing showing the needs to have specific correlations with local materials and reflect conditions in the local environment.

The main objective of this project is to provide simple correlations between the non-destructive testing and the destructive testing on concrete to basis of local materials and for resistances reflecting the current practices of building sites in Algeria.

This study allowed us to present a set of correlations established between the destructive and non destructive tests in order to get the most suitable correlations to better estimate the resistance of the concrete in situ, or it has been shown that the correlations elaborated from the non destructive measures realized on elements offer a better approach of the potential resistance of the concrete in situ compared to those developed from the test-tubes.

Key words : Correlations, Destructive tests, Non destructive tests, Compressive strength, Uniparametric method, Combined method.

TABLE DES MATIERES

Remerciements

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations

Introduction générale 1

Chapitre I : Qualité du béton sur site

I.1 Généralités 3

I.2 Qualité du béton 3

I.3 Facteurs d'évaluation de la qualité du béton 3

I.3.1 Ouvrabilité 3

I.3.1.1 Affaissement au cône d'Abrams 4

I.3.1.2 Etalement à la table à secousses 4

I.3.1.3 Facteurs influençant l'ouvrabilité 5

I.3.2 Résistance du béton 5

I.3.3 Paramètres influençant la résistance 8

I.3.3.1 Qualité du ciment 8

I.3.3.2 Qualité des granulats 8

I.3.3.3 Qualité de l'eau de gâchage 9

I.3.3.4 Utilisation des adjuvants 9

I.3.3.5 Dosage en ciment et en eau (rapport C/E) 10

I.3.3.6 Granularité 11

I.3.4 Durabilité du béton 12

I.3.4.1 Enrobage des armatures 12

I.3.4.2 Reprise de bétonnage 12

I.3.4.3 Compacité du béton 12

I.3.5 Mise en œuvre 13

I.3.5.1 Malaxage du béton 13
I.3.5.2 Transport du béton 13
I.3.5.3 Mise en place du béton 13
I.3.5.4 Vibration du béton 13
I.3.5.5 Cure du béton 14
I.3.6 Conditions de mûrissement du béton 15
I.3.6.1 Température 15
I.3.6.2 Hygrométrie 16
I.3.7 Age du béton 16
I.4 Qualité du béton dans les chantiers Algériens 18
1.5 Conclusions 20
Chapitre II : Essais destructifs et non destructifs sur béton durci
II.1 Généralités 21
II.2 Essais destructifs 21
II.2.1 Eprouvette d'information 21
II.2.1.1 Différences de conditions de mûrissement avec l'ouvrage 22
II.2.2 Carottage 22
II.2.3 Limites des essais destructifs 23
II.3 Essais non destructifs 23
II.4 Limites des essais non destructifs 24
II.5 Types d'essais non destructifs 24
II.5.1 Essai au scléromètre 24
II.5.1.1 Principe de l'essai 24
II.5.1.2 Description de l'appareil 25
II.5.1.3 Fonctionnement de l'appareil 26
II.5.1.4 Procédé de mesure 27
II.5.1.5 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement 28

II.5.2 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement 30
II.5.3 Limites et avantages 31
II.5.4 Essai de vitesse de propagation d'ondes sonores (Auscultation dynamique) 32
II.5.4.1 Principe de l'essai 33
II.5.4.2 Description de l'appareil 34
II.5.4.3 Procédé de mesure 35
II.5.4.4 Domaine d'application 36
II.5.5 Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique 37
II.5.6 corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique 40
II.5.7 Avantages et limites 42
II.6 Méthode combinée des essais non destructifs 42
II.7 Conclusions 46
Chapitre III : Etude expérimentale
III.1 Introduction 47
III.2 Etude sur chantier 47
III.2.1 Présentation des chantiers choisis 47
III.2.1.1 Projet N° 1 47
III.2.1.2 Projet N° 2 48
III.2.1.3 Projet N° 3 49
III.2.1.4 Projet N° 4 50
III.2.1.5 Projet N° 5 51
III.2.1.6 Projet N° 6 52
III.2.2 Matériaux utilisés 54
III.2.3 Matériel utilisé 55
III.2.4 Déroulement des essais 56
III.2.4.1 Formulation du béton 56
III.2.4.2 Environnement de conservation 57

III.2.4.3 Répartition du nombre d'éprouvettes et d'éléments 57

III.2.4.4 Procédure d'essais 58

III.3 Résumé des variables étudiés 63

Chapitre IV : Présentation et discussion des résultats

IV.1 Introduction 65

IV.2 Résultats de l'étude expérimentale 65

IV.3 Analyse des résultats d'essais au scléromètre 77

IV.3.1 Effet du béton conservé dans l'eau sur l'indice de rebondissement 77

IV.3.2 Effet de type d'élément à ausculter sur l'indice de rebondissement 78

IV.3.3 Effet du béton conservé à l'air libre sur l'indice de rebondissement 80

IV.3.4 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: indice-résistance 82

IV.3.5 Conclusion 83

IV.3.6 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(I)$ 83

IV.4 Analyse des résultats d'essais à l'ultrason 85

IV.4.1 Effet du béton conservé dans l'eau sur la vitesse ultrasonique 85

IV.4.2 Effet de type d'élément à ausculter sur la vitesse ultrasonique 86

IV.4.3 Effet du béton conservé à l'air libre sur la vitesse ultrasonique 88

IV.4.4 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: vitesse-résistance 90

IV.4.5 Conclusion 91

IV.4.6 Etude comparative aux autres modèles $R_{site} = f(V)$ Site 91

IV.5 Combinaison des deux essais ND sur éléments 93

IV.5.1 Modèles proposés par corrélation combinée 93

IV.5.1.1 Bétons conservés dans l'eau 93

IV.5.1.2 Bétons conservés à l'air sur chantier 94

IV.5.2 Conclusions 96

Conclusions générales 97

Recommandations 99

Références bibliographiques

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams 4

Tableau I.2. Critères de conformité pour les résultats d'essai de résistance à la compression..... 7

Tableau I.3. Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de granularité 11

Tableau I.4. Répartition du nombre d'écrasement d'éprouvettes durant la période 1983-1993 18

Tableau I.5. Valeurs usuelles de l'écart type 19

Tableau I.6. Classification de la qualité du béton 19

Tableau I.7. Distribution du nombre d'écrasement d'éprouvettes à travers la période 1990-1997 20

Tableau II.1. Différents modèles de scléromètre 25

Tableau II.2. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I 31

Tableau II.3. Relation entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion..... 33

Tableau II.4. Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température 39

Tableau II.5. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V (Km/s, *: m/s)..... 41

Tableau II.6. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et les mesures non destructives combinées (I, V (km/s)..... 45

Tableau III.1. Formulations préconisées pour les différents bétons étudiés 57

Tableau III.2. Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées 58

Tableau III.3. Répartition du nombre d'éléments auscultés à 7 et 28 jours 58

Tableau IV.1. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 1 66

Tableau IV.2. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 1 67

Tableau IV.3. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 2 68

Tableau IV.4. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 2 69

Tableau IV.5. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 3 70

Tableau IV.6. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 3 70

Tableau IV.7. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 4 71

Tableau IV.8. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 4 72

Tableau IV.9. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 5 73

Tableau IV.10. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 5 74

Tableau IV.11. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 6 75

Tableau IV.12. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 6 76

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1. Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton 11

Fig. 1.2. Influence de la durée de cure humide sur l'évolution de la résistance d'un béton ordinaire avec E/C=0,5 14

Fig. I.3. Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures 15

Fig. I.4. Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression..... 16

Fig. I.5. Relation entre la résistance à la compression du béton pour différents rapports E/C et le degré d'hydratation 17

Fig. I.6. Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton 17

Fig. II.1. Marteau de rebondissement de Schmidt type N 26

Fig. II.2. Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N..... 26

Fig. II.3. Vue en coupe schématique du fonctionnement du marteau de rebondissement de Schmidt 27

Fig. II.4. Influence de la condition d'humidité de surface (appareil horizontal) 29

Fig. II.5. Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical) 29

Fig. II.6. Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation 30

Fig. II.7. Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion 34

Fig. II.8. Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion 35

Fig. II.9. Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique 36

Fig. II.10. Effet de type des granulats (même bétons sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) 37

Fig. II.11. Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion 38

Fig. II.12. Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement - vitesse ultrasonique) 43

Fig. II.13. Variation des résultats obtenus à la figure II.12 43

Fig. II.14. Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence..... 44

Fig. III.1. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°1..... 48

Fig. III.2. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°2..... 49

Fig. III.3. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°3..... 50

Fig. III.4. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°4..... 51

Fig. III.5. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°5..... 52

Fig. III.6. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°6..... 53

Fig. III.7. Appareil du scléromètre utilisé 55

Fig. III.8. Appareil de l'ultrason utilisé..... 55

Fig. III.9. Presse hydraulique (ADR 2000) 56

Fig. III.10. Pesage des éprouvettes..... 59

Fig. III.11. Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive 59

Fig. III.12. Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau..... 60

Fig. III.13. Mesure du temps de transit par l'ultrason..... 60

Fig. III.14. Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre 61

Fig. III.15. Zones à ausculter sur un poteau et une poutre 61

Fig. III.16. Ponçage des surfaces à examiner sur un poteau 62

Fig. III.17. Mesure du temps de transit sur une poutre 62

Fig. III.18. Mesure de l'indice de rebondissement sur un poteau 63

Fig. III.19. Organigramme de l'étude expérimentale sur site 64

Fig. IV.1. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau 77

Fig. IV.2. Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur éléments et sur éprouvettes 79

Fig. IV.3. Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations développées sur éprouvettes et sur éléments 80

Fig. IV.4. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre 81

Fig. IV.5. Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de conservation des spécimens 82

Fig. IV.6. Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs 84

Fig. IV.7. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau 85

Fig. IV.8. Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur élément et sur éprouvette 87

Fig. IV.9. Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations élaborées sur éprouvette et sur élément 88

Fig. IV.10. Courbe de corrélation développée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre 89

Fig. IV.11. Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de conservation des spécimens 90

Fig. IV.12. Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs 92

Fig. IV.13. Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et mesures non destructives sur élément d'ouvrage 94

Fig. IV.14. Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés à l'air et mesures non destructives sur élément d'ouvrage 95

NOTATIONS

Symbole	Désignation	Unité
C	Dosage en ciment	kg / m^3
C_E	Classe de résistance vraie du ciment	MPa
C1	Poutres du 1er étage	–
C2	Poutres du 2ème étage	–
C3	Poutres du 3ème étage	–
E	Dosage en eau totale sur matériaux secs	l / m^3
E/C	Rapport eau sur ciment	–
G/S	Rapport gravier sur sable	–
f	Facteur de maturité	–
f_{C28}	Résistance caractéristique spécifiée du béton à 28 jours	MPa
I	Indice de rebondissement	–
L	Longueur du parcours	m
P1	Poteaux du 1er étage	–
P2	Poteaux du 2ème étage	–
R	Résistance à la compression par écrasement	MPa
r	Coefficient de corrélation	–

s	Erreur type	MPa
S1	Semelles	–
T	Temps que met l'impulsion pour parcourir la longueur	s
V	Vitesse de propagation des impulsions	m / s
V1	Voiles du 1er étage	–
V2	Voiles du 2ème étage	–
V3	Voiles du 3ème étage	–
ρ	Densité du matériau	–
μ	Module dynamique de Poisson	–

Introduction générale

Introduction générale

Le béton est un matériau de construction universel utilisé depuis des millénaires à cause de la facilité de sa fabrication, de sa simple mise en place à l'état frais, de ses propriétés mécaniques et de durabilité à l'état durci. Depuis sa création, il ne cesse de connaître une évolution considérable offrant un produit de plus en plus fiable.

La qualité des bétons est énormément affectée par les conditions et les pratiques courantes des chantiers. La production du béton en Algérie, notamment dans le domaine du bâtiment, se fait essentiellement sur chantier et souvent de manière manuelle par des ouvriers sans aucune qualification adéquate. Cette pratique entraîne souvent à un mauvais dosage des constituants et à un excès d'eau, ce qui explique le mauvais comportement de nos constructions lors d'une tragédie. En plus, des résistances très faibles et des écarts importants entre la résistance préconisée par la réglementation et celles obtenues in situ ont été souvent signalées lors des contrôles. Pour cette raison, le suivi et le contrôle de la qualité du béton dans les différentes phases de la mise en œuvre peuvent se réaliser à l'aide des essais destructifs et des essais non destructifs (au scléromètre et à l'ultrason) effectués au laboratoire ou sur site. Des abaques de corrélations des fabricants du matériel ainsi que d'autres corrélations disponibles dans la littérature entre ces essais sont utilisés pour la détermination de la résistance.

La prise en compte de la corrélation empirique reliant les résistances du béton et les mesures non destructives correspondantes est un sujet qui préoccupe les chercheurs depuis de nombreuses années, mais qui ne reçoit qu'un écho limité dans le monde professionnel. Dans le domaine particulier du contrôle de la qualité du béton par des essais non destructifs et des essais destructifs de la résistance à la compression, il convient de mentionner en première place plusieurs travaux dus à R. Jones et I. Facaoaru qui sont publiés à partir de 1969. Ces travaux tentent de dégager une corrélation entre la vitesse de propagation du son et la résistance du béton à la compression. Ainsi, cette approche a été employée dans plusieurs applications pour élaborer des abaques de corrélations. On citera pour exemple H. Ait Mohand (1995), J. H. Bungey et S. G. Millard (1996), H. Y. Qasrawi (2000), M. M. Idrissou (2006) et T. Soshiroda (2006) qui ont effectués des comparaisons entre les essais au laboratoires dans le but de réaliser des courbes de corrélation pratiques entre ces essais, ou encore B. Hobbs et M. T. Kebir (2007) et D. Breysse et all (2009) qui ont présentés une étude expérimentale plus complète des méthodes de corrélation combinées des essais non destructifs.

L'estimation de la résistance des bétons produits dans les chantiers Algériens avec des essais non destructifs donne lieu souvent à des résultats contradictoires lors de leur comparaison avec ceux observés par les essais destructifs montrant la nécessité d'avoir des corrélations spécifiques aux matériaux locaux et reflétant les conditions de l'environnement local.

Le but principal de cette étude est de contribuer à élaborer un contrôle plus fiable de la qualité du béton en utilisant les essais non destructifs. L'étude vise à proposer des corrélations simples et convenables reliant les résistances à la compression avec les mesures non destructives (scléromètre & ultrason) correspondantes. Ces corrélations sont développées sur des bétons à base des matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes et les conditions de l'environnement des chantiers en Algérie.

Pour cela, ce mémoire est divisé en quatre chapitres. Le premier chapitre concerne les facteurs influençant la qualité du béton. Le deuxième chapitre est consacré exclusivement à la description en détail des essais destructifs et non destructifs et leur intérêt au contrôle de la qualité du béton. Dans le troisième chapitre, on s'intéresse à la partie expérimentale expliquant la nature des matériaux utilisés ainsi que le déroulement des essais effectués. La présentation et l'analyse des résultats obtenus sont abordées dans le quatrième chapitre. Enfin, des conclusions importantes ont été déduites dans la conclusion générale. De même, des recommandations et des perspectives pour des futurs travaux ont ainsi été présentées.

Chapitre I

Qualité du béton sur site

I.1 Généralités

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats, d'eau, et 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.

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.

I.2 Qualité du béton

La qualité du béton est comprise comme l'aptitude de ce matériau à satisfaire les besoins exprimés ou implicites de chaque intervenant, que ceux-ci soient d'ordres techniques, économiques, esthétiques ou écologiques [1]. Elle dépend de la nature et du dosage des constituants du béton ainsi que des soins apportés au mélange et de la mise en œuvre.

Les principales exigences imposées sur la qualité du béton par les utilisateurs sont :

- la résistance caractéristique à la compression, indiquée par la classe de résistance ;
- la durabilité souhaitée en fonction du domaine d'utilisation et de la classe d'environnement ;
- la dimension maximale des granulats ;
- des exigences complémentaires souhaitées.

I.3 Facteurs d'évaluation de la qualité du béton

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

I.3.1 Ouvrabilité

L'ouvrabilité est la propriété d'un mortier ou d'un béton fraîchement malaxé qui définit la facilité et l'homogénéité à être malaxé, mis en place, serré et fini [2]. De même elle est une qualité essentielle du béton ; elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferraillage.

De l'ouvrabilité dépendent, en effet, la plupart des qualités de l'ouvrage : compacité et résistance réelle du béton dans l'ouvrage lui-même, enrobage et adhérence des armatures, cohésion du béton entraînant un moindre risque de ségrégation, parements de belle apparence et étanchéité. C'est pourquoi l'ouvrabilité doit être considérée comme une qualité aussi importante que la résistance [3].

L'ouvrabilité ou maniabilité peut s'apprécier de diverses façons et en particulier par des mesures de plasticité d'un béton frais. Elle dépend de certaines caractéristiques qui peuvent être déterminées par certains essais.

I.3.1.1 Affaissement au cône d'Abrams

Cet essai (slump-test) est incontestablement un des plus simples et des plus fréquemment utilisés, il caractérise bien la consistance d'un béton frais et permet le classement de l'ouvrabilité des bétons courants (Tableau I.1) en fonction des variations de l'affaissement au cône.

Tableau I.1. Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams [3]

Classe de consistance	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
Ferme F	0 à 4	± 1
Plastique P	5 à 9	± 2
Prés plastique TP	10 à 15	± 3
Fluide FL	≥ 16	

I.3.1.2 Etalement à la table à secousses

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

Dans cette méthode, on mesure le diamètre total "D" après étalement et la mesure s'exprime en pourcentage d'augmentation du diamètre de base.

En général on admet comme valeur moyenne pour les bétons courants [3] :

- très ferme : 10 à 30 % ;
- ferme : 30 à 50 % ;
- plastique : 50 à 70 % ;
- très plastique : 70 à 100 %.

I.3.1.3 Facteurs influençant l'ouvrabilité

Les facteurs qui influencent d'une manière significative sur l'ouvrabilité sont [3] :

- **le ciment** est le composant le plus onéreux du béton qui peut conditionner l'ouvrabilité par sa quantité de pâte à qualité donnée. La mobilité des granulats est conditionnée par les frottements entre grains et par les propriétés rhéologiques de la pâte. Ainsi, plus les granulats sont distants plus l'ouvrabilité croît ;
- **le dosage en eau** est le facteur le plus important qui influence l'ouvrabilité. L'eau en excès augmente le risque de ségrégation, car elle rend le béton poreux et entraîne une influence négative sur la qualité du béton, et le manque d'eau le rend difficile à mettre en œuvre et ne permet pas la prise totale du ciment ;
- **l'élévation de la température ambiante** est également un facteur aggravant l'évaporation et favorisant l'accroissement de la cinétique de prise du béton en provoquant une perte de maniabilité ;
- **temps de transport** : l'augmentation du temps de transport entre la centrale de fabrication et le chantier et des attentes sur chantier aggravent l'évaporation de l'eau de gâchage et la ségrégation de ses constituants qui résultent une perte de maniabilité.

I.3.2 Résistance du béton

La résistance a longtemps été considérée comme la qualité essentielle à rechercher pour un béton : ouvrabilité et résistance sont à étudier de pair car elles sont dépendantes l'une de l'autre et varient en sens inverse en fonction de certains facteurs usuelles d'évaluation de la résistance.

La résistance à la compression est la caractéristique la plus importante d'un béton durci, car le béton résiste particulièrement bien à la compression et très mal à la traction. C'est sur elle que se basent le calcul et le dimensionnement d'une structure en béton.

La qualité du béton durci est basée essentiellement sur la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée. Cette résistance est prise en compte au niveau de la conception et elle est obtenue généralement à partir des essais de compression effectués à 28 jours sur éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm conservées sous eau pendant 28 jours à une température de (20 ± 2) °C ou dans une enceinte où l'humidité relative est supérieure ou égale à 95 % [4].

Le contrôle de la conformité à la résistance caractéristique spécifiée selon le règlement algérien est interprété suivant les prescriptions du D.T.R.BE 2-1 en trois cas [5] :

1er cas : Si les essais portent sur trois séries de trois cylindres, chaque série étant prélevée dans la gâchée (ce qui constitue un prélèvement), et l'ensemble des prélèvements étant effectué au cours d'une période d'un mois au plus, la résistance caractéristique déduite de ces essais est :

$f_{c28} \leq \min (f_{moy} - 4 , f_1 + 1)$ si fc28 (choisie) < 30 MPa

$f_{c28} \leq \min (f_{moy} - 6 , f_1 + 0)$ si fc28 (choisie) ≥30 MPa

Avec :

f_1, f_2 et f_3 : étant la résistance moyenne de rupture de chacune des trois séries ($f_1 \leq f_2 \leq f_3$)

f_{moy} : étant la moyenne arithmétique de ces trois résistances (f_1, f_2 et f_3)

2ème cas : Si les essais portent sur une série de trois cylindres prélevés sur trois gâchées différentes, les trois prélèvements étant effectué au cours d'une période d'un mois au plus, la résistance caractéristique déduite de ces essais est :

$f_{c28} \leq \min (f_{moy} - 8 , f_1 - 2)$ si fc28 (choisie) < 30 MPa

Avec :

f_1, f_2 et f_3 : étant la résistance de rupture de chacun des cylindres

f_{moy} : étant la moyenne arithmétique de ces trois résistances (f_1, f_2 et f_3)

3ème cas : Si les essais portent sur deux séries de trois cylindres prélevés sur six gâchées différentes, les trois cylindres d'une même série étant prélevés au cours d'une période d'un mois au plus, les deux séries étant espacées au plus de six mois, alors la résistance caractéristique déduite de ces essais est :

$f_{c28} \leq \min (f_{moy} - 8 , f_1 - 1)$ si fc28 (choisie) < 30 MPa

Avec :

f_1: étant la plus petite des six résistances de rupture des six cylindres

f_{moy} : étant la moyenne arithmétique de ces six résistances

Les critères de conformité, pour la résistance caractéristique selon le règlement européen [3], se présentent sous la forme des deux relations suivantes qui doivent être vérifiées par les n résultats d'essai obtenus sur le lot soumis à l'épreuve :

$\bar{f}_C \geq f_{C28} + k_1$

$f_{C1} \geq f_{C28} - k_2$

Avec :

$\bar{f}_C$: moyenne arithmétique des n résultats ;

f_{c1} : plus petite valeur parmi ces n résultats ;

f_{c28} : résistance caractéristique requise en compression à 28 jours ;

k_1,k_2 : grandeurs dont les valeurs exprimées en MPa, qui sont données au tableau I.2.

Tableau I.2. Critères de conformité pour les résultats d'essai de résistance à la compression [3]

Nombre de l'échantillon soumis à l'épreuve	**Grandeurs : k1 & k2 exprimées en MPa**	**Références relatives à la fabrication du béton**					
		Cas 1		**Cas 2**		**Cas 3**	
		f_{c28} < 30 MPa	**f_{c28} ≥30 MPa**	**f_{c28} < 30 MPa**	**f_{c28} ≥30 MPa**	**f_{c28} < 30 MPa**	**f_{c28} ≥30 MPa**
n = 1	k_2	1	0	0	0	0	0
n = 2	k_2	1.5	1	1	0	1	0
n = 3	k_1	1	2	1.5	2.7	4	6
n = 3	k_2	3.5	3	3.5	3.0	1	0
n = 6	k_1	1.5	3	2.0	3.4	3.5	5.5
n = 6	k_2	3.5	3	3.5	3	3.0	0
n = 9	k_1	1.8	3.3	2.2	3.7	3.2	5.2
n = 9	k_2	3.5	3	3.5	3	3.0	0
n = 12	k_1	2.0	3.5	2.5	3.8	3.0	5
n = 12	k_2	3.5	3	3.5	3	3.0	0
n ≥15	k_1	0.85 S	1.2 S	0.95 S	1.3 S	1.3 S	1.9 S
n ≥15	k_2	3.5	3	3.5	3	3.0	1

Avec :

S : est l'estimateur de l'écart type ;

Cas 1 : le béton figure dans le catalogue visé par le comité de la marque NF des usines de bétons prêt à l'emploi (BPE) ;

Cas 2 : le béton est fabriqué sur chantier ou dans une usine de BPE non titulaire de marque NF, mais les clauses d'assurance de la qualité stipulées par le fascicule 65 A et les résultats des essais d'étude et de convenance ont été probants ;

Cas 3 : l'une au moins des deux conditions du cas précédent n° 2 n'est pas respectée.

I.3.3 Paramètres influençant la résistance

Les plus importants paramètres influencent sur la résistance à la compression du béton sont :

I.3.3.1 Qualité du ciment

La caractéristique essentielle de la qualité d'un ciment est sa classe de résistance mécanique à la compression à 28 jours exprimée en MPa, en sorte que le béton fabriqué présentera donc lui même une résistance plus ou moins importante en fonction de la classe vraie du ciment utilisé. La résistance à la compression du béton ainsi étudié devra également répondre simultanément aux deux conditions suivantes [3]:

$$f_{CE} \geq f_{c28} + \lambda (C_E - C_{min})$$

$$f_{CE} \geq 1.1 f_{c28}$$

Avec :

f_{CE} : la résistance moyenne à la compression du béton obtenue sur trois éprouvettes;

f_{c28} : la résistance caractéristique spécifiée du béton à 28 jours;

C_E : la résistance à la compression du ciment à 28 jours;

C_{min} : la valeur minimale de la résistance à la compression du ciment à 28 jours (classe minimale garantie à 99 %);

λ : un coefficient pris égal à 1 sauf justification de la relation entre la résistance du béton et celle du ciment utilisé.

I.3.3.2 Qualité des granulats

On définit les granulats comme l'ensemble des grains inerte (Sable, graviers, cailloux) dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage, qui entrent dans la composition des bétons et jouant un rôle prépondérant dans la résistance du béton. En effet, la rupture du béton est due généralement, soit à la rupture des granulats, soit à la rupture de l'adhérence de la pâte de ciment avec les granulats. Il est donc de première importance de bien choisir les granulats.

Les granulats influencent la résistance à la compression du béton par leur : nature et qualité, forme, classe granulaire, granularité et propreté.

I.3.3.3 Qualité de l'eau de gâchage

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. Elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et la facilité de mise en place du béton. D'où les effets de la présence des impuretés dans l'eau de gâchage qui influencent la résistance du béton sont :

- **les matières insolubles** peuvent être de nature diverses, dans le cas d'argile en suspension dans l'eau. On peut craindre une action sur les caractéristiques mécaniques, qui provoque en outre un effet d'entraînement d'air diminuant la compacité ;
- **les matières dissoutes** qui peuvent être des sels de diverses natures, tels les chlorures dont l'action est corrosive sur les armatures et qui provoque en outre une accélération du phénomène de prise ;
- **les sulfates** peuvent réagir avec le ciment pour former de l'ettringite, qui ont une action sur le temps de prise et de durcissement du ciment ;
- **les sucres** retardent la prise du ciment jusqu'à empêcher les phénomènes de prise et de durcissement s'ils sont introduites en grande quantité dans le béton ;
- **les phosphates et les nitrates** diminuent fortement les résistances et présentent une action corrosive importante ;
- **les détergents** provoquent la formation de mousse pendant le malaxage, d'où un pourcentage d'air entraîné non désiré pouvant réduire fortement la compacité et les caractéristiques mécaniques [3].

I.3.3.4 Utilisation des adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités, afin d'en améliorer certaines propriétés.

La norme européenne NF EN 934-2 [6] retient la classification suivante :

- super plastifiant : ils permettent d'obtenir des bétons maniables et ouvrables par défloculation des grains de ciment. À une consistance donnée ils offrent la possibilité de réduire la quantité d'eau nécessaire à la fabrication et la mise en place du béton, et par conséquent augmenter les caractéristiques mécaniques du béton ;

- les retardateurs de prise : ils trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur de grandes distances, en particulier par temps chaud. Ils sont aussi utilisés pour éviter toute discontinuité lors de reprise de bétonnage ;
- les accélérateurs de prise : ils trouvent leur utilisation dans la réalisation de scellement ou d'étanchement ;
- les accélérateurs de durcissement : ils permettent d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques à jeune âge afin de décoffrer rapidement et augmenter par conséquent la cadence de travail, en particulier en temps froid ;
- les entraîneurs d'air : ils favorisent la formation de microbulles d'air (agrégats fictifs) de façon homogène afin d'augmenter la résistance du béton aux cycles gel-dégel ;
- les hydrofuges de masse : ils permettent d'étanchéifier le béton, en colmatant les pores capillaires, ils trouvent leur utilisation dans la réalisation des réservoirs d'eau, piscines et bâche à eau.

I.3.3.5 Dosage en ciment et en eau (rapport C/E)

Il est à noter que la résistance croit en même temps que le dosage en ciment C et elle décroît en fonction du dosage en eau E, c'est pourquoi on a tendance à prendre en compte le rapport C/E comme facteur global intervenant dans la résistance qui peut s'exprimer par une simple fonction linéaire et croissante comme par exemple celle de Bolomey (Eq.I.1)[3].

$$R = K\,(C / E - 0.5) \qquad \text{(I.1)}$$

Où :

K : coefficient qui est censé contenir beaucoup de paramètres: nature et classe du ciment, qualité des granulats (nature minéralogique, adhérence, forme et propreté), granulométrie du mélange, module de finesse des sables, intensité et procédé de serrage, etc ;

C : dosage en ciment (kg /m^3) ;

E : dosage en eau totale sur matériaux secs (l /m^3) ;

C/E : la relation linéaire entre la résistance et le rapport C/E n'est valable que pour des valeurs de C/E allant de 1.5 à 2.5.

Certains chercheurs adoptent le facteur inverse E/C auquel la résistance varie inversement proportionnelle comme le montre la figure I.1.

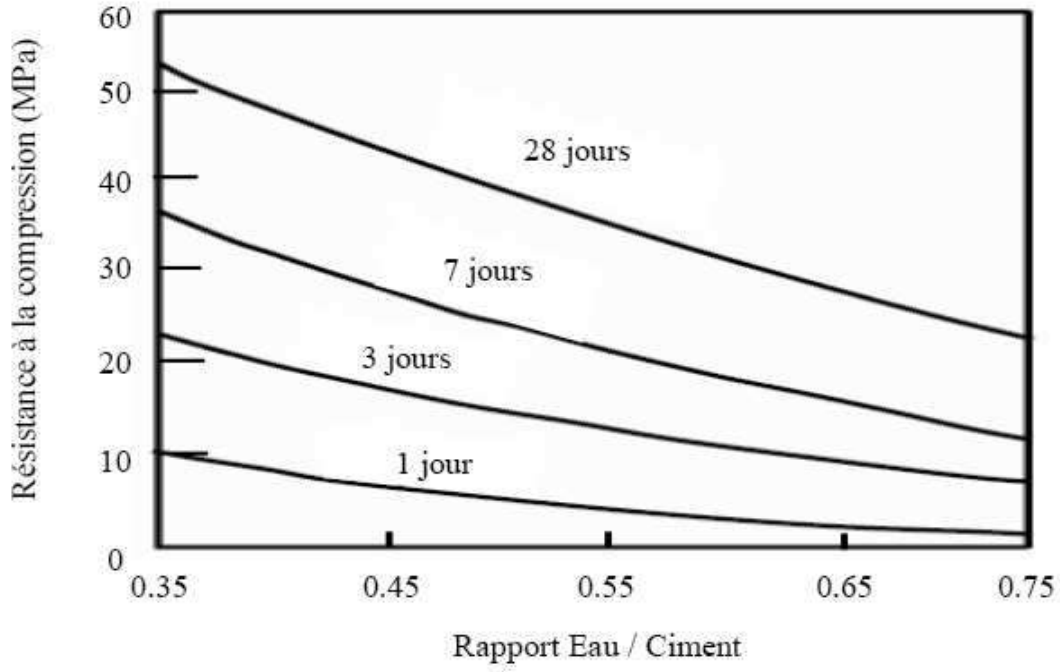


Fig. 1.1. Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [7].

I.3.3.6 Granularité

La composition granulométrique du béton, tant en ce qui concerne les propositions relatives de sable et de gravier (rapport G/S) que la continuité ou discontinuité de la courbe granulométriqueinflue peu la qualité du béton. Les appréciations concernant cette influence sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le tableau I.4.

La valeur courante du rapport G/S (un poids S de sable et un poids G de gravier et que la coupure entre eux se fait au moyen du tamis de 5 mm) peut, en général, être prise égale à 2.0, mais on peut la faire varier entre 1.5 et 2.4 selon les caractéristiques du béton recherchées [5].

Tableau I.3. Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de granularité [3]

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	continue préférable	discontinue légèrement
Dmax	plutôt petite	plutôt forte

I.3.4 Durabilité du béton

Il est essentiel que chaque structure en béton pourra continuer à remplir ses fonctions prévues et à maintenir leur résistance et fonctionnement pendant sa durée de vie de service prévue. En effet un béton durable est un béton qui résiste très longtemps aux sollicitations physico-chimiques liées aux conditions d'emploi, aussi bien qu'à l'environnement.

Il faut noter qu'une bonne résistance à 28 jours ne produira pas automatiquement une bonne durabilité, c'est pour cela que tout les deux (résistance, durabilité) sont considérées explicitement dans la phase d'étude comme aspects séparés, l'une ne peut garantir l'autre [8]. Pour assurer une bonne durabilité, un choix approprié des ingrédients du béton et une bonne qualité d'exécution depuis le gâchage jusqu'à la cure sont nécessaires.

Les exigences en matière de durabilité qu'il convient de formuler pour un béton, dépendent entre autres, du domaine d'utilisation (béton non armé, armé ou précontraint) et de la classe d'environnement dans lequel le béton sera exposé [4].

Les facteurs qui influencent directement sur la durabilité du béton et qui doivent donc faire l'objet d'un contrôle strict et rigoureux sont : l'enrobage des armatures, reprise de bétonnage et la compacité du béton.

I.3.4.1 Enrobage des armatures

Les dégradations dues principalement à la corrosion des armatures trop proches des surfaces directement exposées aux agents atmosphériques ou autres agents agressifs, donc l'enrobage insuffisant représente la plus grosse majorité des défauts de durabilité.

I.3.4.2 Reprise de bétonnage

Les reprises de bétonnage volontaires ou involontaires peuvent avoir des effets catastrophiques au niveau de la durabilité et de l'esthétique si leur traitement n'a pas été envisagé préalablement.

I.3.4.3 Compacité du béton

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

I.3.5 Mise en œuvre

I.3.5.1 Malaxage du béton

Le malaxage des matériaux est une phase importante, et sa bonne exécution conditionne toutes les propriétés que le béton pourra acquérir. Il se fait, en général, à l'aide des appareils mécaniques, et que la durée de malaxage doit être suffisante pour assurer une bonne homogénéité du mélange, ainsi que la vitesse de rotation des malaxeurs ne doit pas être trop élevée afin d'éviter que sous l'effet de la force centrifuge, ne se produise un début de ségrégation.

I.3.5.2 Transport du béton

Le transport a pour objet d'acheminer le béton de sa sortie du malaxeur jusqu'à sa mise en place dans le coffrage dans des conditions ne donnant lieu, ni à ségrégation, ni à un début de prise avant mise en place. Toutes les précautions doivent être prises pour éviter, en cours de transport, une évaporation excessive ou une intrusion de matières étrangères. Alors que le temps de transport ou d'attente ne soit pas susceptible d'entraîner une perte d'ouvrabilité, voire un début de prise du béton surtout par temps chaud, en tout état de cause, le délai séparant la fabrication de la mise en place complète du béton transporté ne doit pas excéder le début de prise estimé de 1 h à 1 h 30 mn [5].

I.3.5.3 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 déversement du béton doit être réparti régulièrement en évitant les accumulations locales et que la hauteur de chute libre du béton doit être limitée pour éviter le phénomène de ségrégation et également l'augmentation de la quantité d'air dans le béton. En outre, il doit maintenir une vitesse de bétonnage aussi constante que possible, ainsi qu'éviter la mise en place du béton lors de trop fortes pluies pouvant entraîner un lavage des gros granulats et un excès d'eau dans le béton et surtout à sa surface.

I.3.5.4 Vibration du béton

La vibration est le moyen le plus couramment utilisé pour assurer les objectifs suivants:

- un remplissage parfait des coffrages et enrobage des armatures en transformant momentanément la pâte du béton en liquide ce qui réduit considérablement l'angle de frottement interne des grains constituant le béton ;
- assurer une compacité maximale au béton en dégagent l'air contenu dans le béton 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 que la durée de vibration ne doit pas être prolongée au delà du temps nécessaire sous peine de provoquer un risque certain de ségrégation.

I.3.5.5 Cure du béton

L'ACI 308-01 [10] définit la cure du béton 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 du béton.

La cure doit être appliquée dés le début de la prise du béton car un retard de quelques heures peut diminuer sensiblement son efficacité ; et elle doit être poursuivie pendant une semaine dans les cas normaux et pendant deux semaines en cas de temps très sec et chaud [5]. Cependant, la durée minimale de cure est en fonction des conditions ambiantes, de la classe de résistance du béton et de la température. L'absence de cure est souvent une cause de fissuration.

La cure du béton 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. 1.2). En outre l'humidité relative interne inférieure à 80% provoque un arrêt de la réaction d'hydratation [7], 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 1.2.

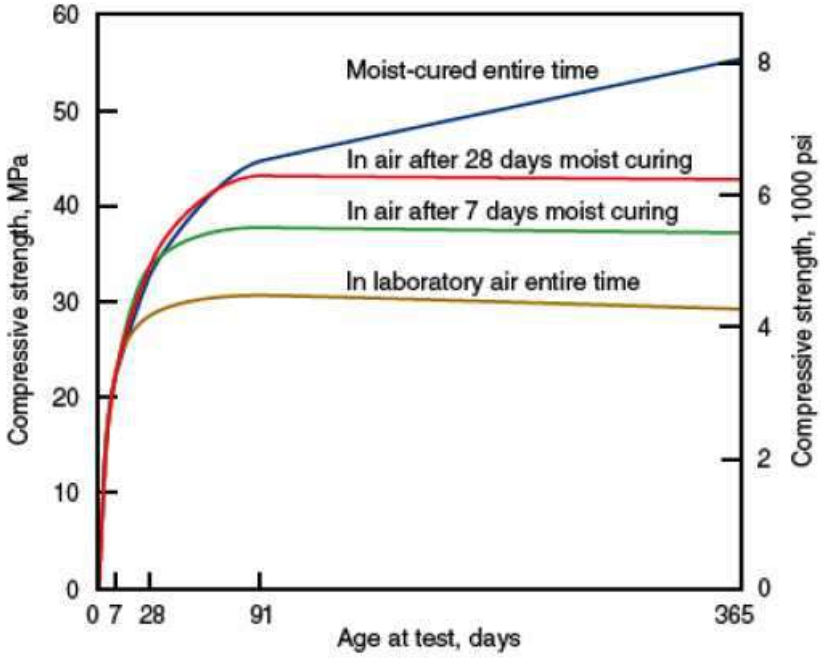


Fig. 1.2. Influence de la durée de cure humide sur l'évolution de la résistance d'un béton ordinaire avec E/C=0,5 [7].

I.3.6 Conditions de mûrissement du béton

I.3.6.1 Température

La chaleur accélère la prise et le durcissement du béton tandis que le froid allonge la durée de prise et peut même l'arrêter complètement. Une formule très empirique de Nurse-Saul (Eq. I.2) permet d'exprimer le facteur de maturité en fonction de la température et l'âge du béton.

$$f = J\,(10 + t) \qquad \text{(I.2)}$$

Avec:

f : facteur de maturité ;

t, J : pour une certaine température t_0 , un âge J_0 (jours) donne habituellement au béton un degré de résistance suffisant, il faudra pour obtenir une résistance analogue (ce qui correspond à un même facteur de maturité) J_1 jours pour une température $t_1$on aura donc à maturité égale: $J_1 = J_0\,(10 + t_0) / (10 + t) / (10 + t_1)$.

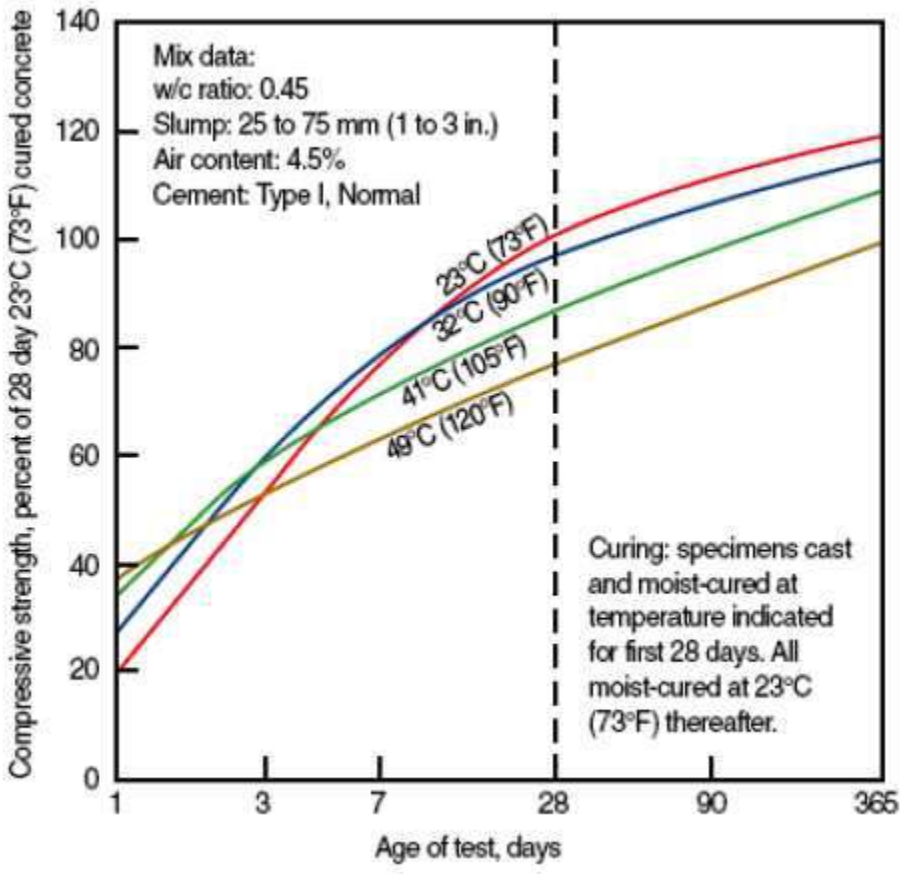


Fig. I.3. Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures [7].

Comme le montre la figure 1.3, les températures élevées entraînent des résistances élevées du béton au jeune âge, alors que les températures basses entraînent des résistances élevées à long terme (à l'exception de la température ambiante 23 °C qui va donner la résistance la plus élevée à long terme).

En outre l'élévation anormale de la température favorise d'abord l'évaporation de l'eau libre d'un béton frais, donc, elle a un effet sur l'ouvrabilité, puis elle agit sur les vitesses de prise et de durcissement pour enfin aggraver les conséquences du retrait [9].

I.3.6.2 Hygrométrie

Le degré d'humidité du milieu de conservation a une influence importante sur l'évolution de la résistance du béton comme la montre la figure I.4.

La dessiccation du béton est toujours défavorable essentiellement dans les premiers jours et un manque de protection peut provoquer sur une éprouvette de contrôle une chute de résistance de l'ordre de 10% ; alors que sur l'ouvrage, indépendamment de la baisse de résistance, des risques de fissuration sont en plus à craindre [3].

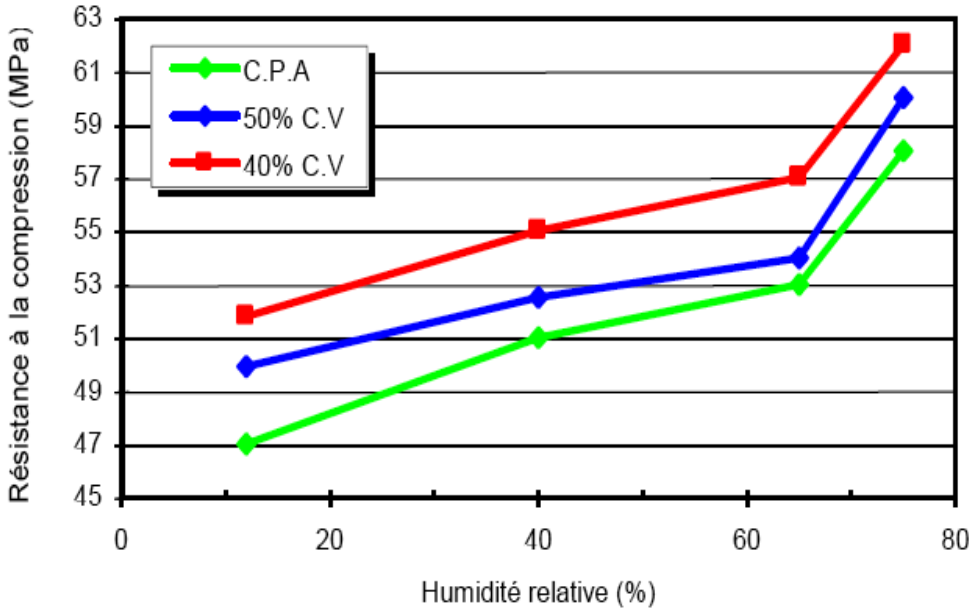


Fig. I.4. Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression [7].

I.3.7 Age du béton

L'hydratation du ciment est une réaction chimique qui évolue en fonction de l'âge du béton et par conséquent il y a une évolution de la résistance à la compression (Fig.I.5) ce qui explique que le durcissement du béton se traduit par une augmentation régulière des résistances mécaniques dans le temps (Fig.I.6).

La résistance maximum d'un béton s'acquiert progressivement avec le temps. Alors qu'au bout de 7 jours de prise, un béton a acquis de 40 à 60 % de sa résistance finale et de 60 à 80% au bout de 28 jours.

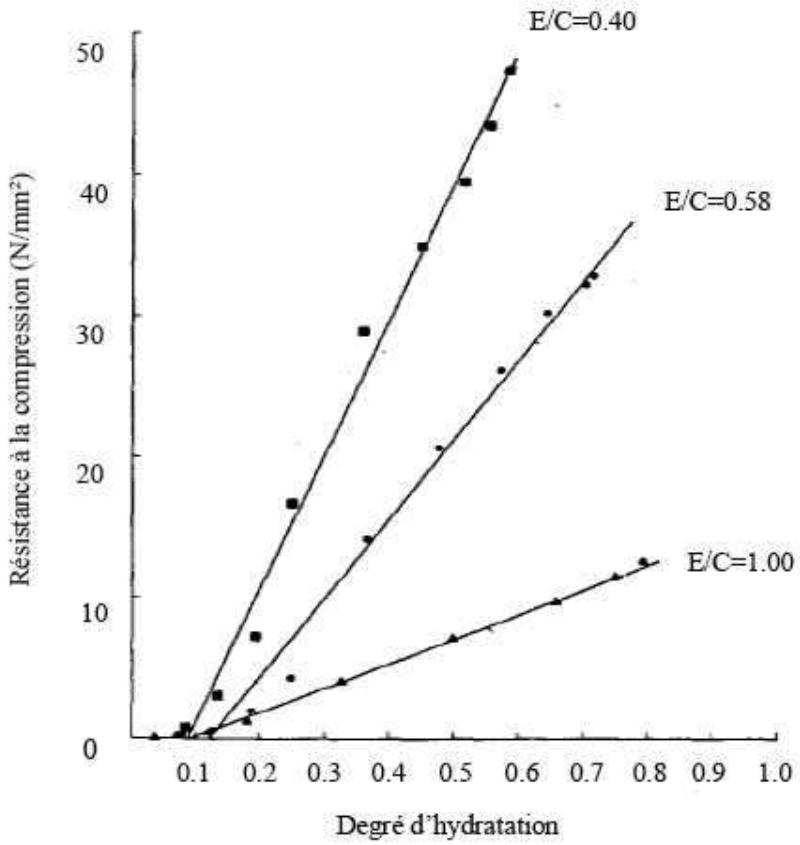


Fig. I.5. Relation entre la résistance à la compression du béton pour différents rapports E/C et le degré d'hydratation [7].

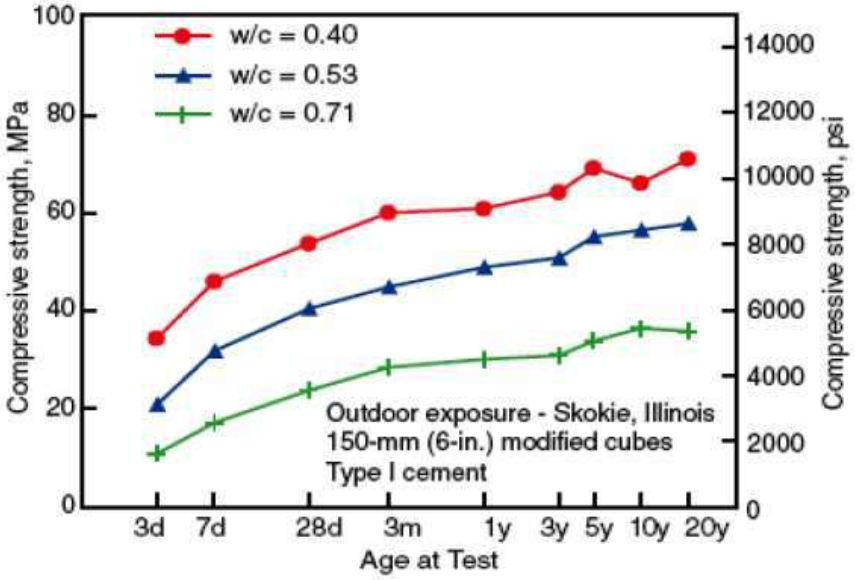


Fig. I.6. Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [7].

I.4 Qualité du béton dans les chantiers Algériens

La qualité des bétons est énormément affectée par les conditions et les pratiques courantes des chantiers. La production du béton en Algérie, notamment dans le domaine du bâtiment, se fait essentiellement sur chantier et souvent de manière manuelle par des ouvriers sans aucune qualification adéquate. Cette pratique entraîne souvent à un mauvais dosage des constituants et à un excès d'eau, ce qui explique le mauvais comportement de nos constructions lors d'une tragédie [10].

Lechani et al [11] 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 (Tableau I.4). Les auteurs ont conclu que la résistance caractéristique à 28 jours obtenue in situ est égale à 22 MPa qui n'a pas atteint celle préconisée par le cahier des charges (27 MPa). Par ailleurs, il semble exagéré d'adopter dans les calculs une résistance caractéristique de 27 MPa sans que celle-ci soit atteinte. 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 I.5) [12] que le béton conçu dans ces projets, présente une certaine irrégularité dans la fabrication et aussi un contrôle des bétons inexistant ou inefficace.

Tableau I.4. Répartition du nombre d'écrasement d'éprouvettes durant la période 1983-1993 [11]

Age (jours)	**Nombre d'écrasement d'éprouvettes**										
	Année										
	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993
07	06	07	15	11	64	287	241	139	193	109	88
14	01	05	08	04	47	223	121	86	113	85	196
21	00	03	07	00	39	194	76	35	84	50	102
28	07	11	11	10	84	351	241	188	263	169	206

Tableau I.5. Valeurs usuelles de l'écart type [12]

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

Kenai et al [13] ont analysé des cas pathologiques dans le Sud Algérien (El-Oued, Biskra et Ouargla) 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 . Cette étude a montré 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 I.6 relatif à la classification de la qualité du béton.

Tableau I.6. Classification de la qualité du béton [13]

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

De même Laribi [14] a examiné 484 cas pathologiques des constructions, survenus durant la période allant de 1984 à 1997 dans l'Ouest Algérien (14 wilayas) sur la base de rapports d'expertises. Alors, 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 (Tableau I.7). L'étude concerne deux wilayas de l'Ouest Algérien (Chlef et Tissemsilt). 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 totalement régulier, mais il y a une fluctuation dans certains d'entre eux. Pour cette raison, il est souhaitable qu'une résistance caractéristique de 15 à 18 MPa soit adoptée dans le calcul des projets ordinaires en Algérie.

Tableau I.7. Distribution du nombre d'écrasement d'éprouvettes à travers la période 1990-1997 [14]

Age (jours)	Nombre d'écrasement d'éprouvettes							
	Année							
	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997
07	03	06	24	27	78	36	66	24
14	11	00	09	12	39	24	33	51
21	00	00	00	09	03	12	12	03
28	61	03	03	39	84	27	108	48

I.5 Conclusions

Le béton, résultat d'un processus de fabrication et de mise en œuvre, apparaît au sens de la norme comme un produit issu de processus à caractère continu. Ses caractéristiques sont considérées comme intrinsèques tant du point de vue qualitatif que quantitatif. La qualité du béton est comprise comme l'aptitude de ce matériau à satisfaire les besoins exprimés ou implicites de chaque intervenant, que ceux-ci soient d'ordres techniques, économiques, esthétiques ou écologiques, elle dépend de :

- choix de constituants (ciments, granulats, eau et adjuvants) ;
- mise en œuvre (malaxage, vibration, …) ;
- cure du béton ;
- environnement extérieur (température, humidité relative, agressivité de l'environnement).

Les statistiques étudiées montrent que la résistance obtenue sur les chantiers Algériens généralement faibles, et rarement atteindre la résistance préconisée par le cahier des charges et aussi présente une composition très aléatoire qui varie d'une gâchée à une autre et d'un jour à un autre.

Chapitre II

Essais destructifs et non destructifs sur béton durci

II.1 Généralités

Dans les constructions en béton, des problèmes de contrôle, de suivi de la qualité du béton et de l'homogénéité peuvent être rencontrés à différentes phases.

- les difficultés liées à l'homogénéité se posent lors de la confection du béton. En effet il est constaté que pour cette tâche, d'une part, le personnel affecté est non qualifié, et d'autre part, les soins adéquats ne sont pas apportés aux choix judicieux des matériaux de base constituants le béton.
- lors de la mise en œuvre, plusieurs paramètres liés à la qualité sont également affectés et en raison du non respect des règles élémentaires de mise en œuvre. C'est pourquoi le contrôle de la qualité du béton demeure nécessaire sur les ouvrages réalisés.

Deux types d'essais sont envisageables selon le processus d'exécution à appliquer :

- 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 [15].

II.2 Essais destructifs

Dans l'état actuel des habitudes d'évolution de la qualité du béton dans le domaine de la construction, la méthode la plus utilisée, consiste à faire des essais destructifs à la compression ou à la traction sur des éprouvettes prélevées lors de la réalisation de l'élément structurel. Toute fois, ces méthodes présentent divers inconvénients, du fait que les éprouvettes et les carottes ne sont pas représentatives du béton de structure correspondant, à cause de l'hétérogénéité de ce matériau.

II.2.1 Eprouvette 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.

La méthode normalisée utilisée pour évaluer la qualité du béton dans les bâtiments ou les ouvrages comprend les essais de résistance à la compression, à la flexion et à la traction effectués sur des éprouvettes coulées au même moment. Les principaux désavantages de cette méthode sont les suivants: les résultats ne sont pas obtenus immédiatement; le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage car le cure ou le compactage peuvent être différents; et les propriétés de résistance d'une éprouvette de béton dépendent de sa grosseur et de sa forme.

II.2.1.1 Différences de conditions de mûrissement avec l'ouvrage

Des différences existantes concernant le rapport volume de béton sur surface d'échange avec l'extérieur, il existe systématiquement un écart sensible entre l'historique de température au sein des éprouvettes et au sein de l'ouvrage. Ceci est d'autant plus marqué que l'ouvrage est constitué de pièces de forte épaisseur (effet de masse important).
La prise et le durcissement du béton étant fortement influencés par la température, il en résulte des différences considérables entre les valeurs de résistance mesurées sur éprouvettes d'information et la résistance réelle du béton dans l'ouvrage.

II.2.2 Carottage

Le carottage peut être considéré comme une méthode semi-destructive dans la mesure où la carotte prélevée pourra être analysée ou être soumise à des essais mécaniques. Elle peut également faire l'objet d'un essai non destructif, contribuant au calage des résultats des essais non destructifs de même nature faits en surface.

Les carottes sont nécessairement de géométrie plus réduite que les éprouvettes de laboratoire classiques. Il est donc important de se rappeler que les résultats d'essais mécaniques menés sur ces carottes ne peuvent être comparés avec ceux issu d'essais de contrôle sans précautions.

La perforation ou l'entaille ne doit pas entraîner de désordres mécaniques à l'ouvrage. L'ouverture ne doit pas être traversant et doit pouvoir être rebouchée facilement en limitant les désordres esthétiques.

Un avantage de cette méthode est d'accéder à l'intérieur du matériau et, donc, de ne pas être limité à sa surface. Elles permettent de mesurer les gradients, alors que les méthodes non destructives n'offrent pas une résolution suffisante pour cela.

II.2.3 Limites des essais destructifs

Les essais destructifs sont limités par :

- l'information acquise n'est pertinente qu'à l'échelle de l'échantillon prélevé qui peut ne présenter qu'un millionième, voir un milliardième de la structure. Si le laboratoire est le lieu idéal pour la caractérisation fine de l'interface pâte -granulat, il n'est pas forcément adapté à l'analyse d'objets ou de phénomènes couvrant des échelles plus larges ;
- 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) [16]. 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 [17].

II.3 Essais non destructifs

Les essais non destructifs sur des ouvrages en béton simple, en béton armé ou en béton précontraint sont particulièrement intéressants tant pour la proportion élevée de ces constructions dans l'ensemble des ouvrages, que pour l'importance que représente le contrôle de la qualité directement sur la construction [18].

L'essai non destructif peut être appliqué à de vieilles et à de nouvelles structures en béton. Pour les nouvelles structures, les principales applications sont susceptibles d'être pour le contrôle de la qualité ou la résolution de doutes au sujet de la qualité des matériaux ou de la construction [19]. Alors que pour les structures existantes l'essai est habituellement utilisé pour surveiller périodiquement l'évolution de l'état des structures en fournissant des informations utiles pour un système d'entretien – réparation [20, 21].

Les essais non destructifs fournissent des données et peuvent estimer les propriétés du béton réel dans l'ouvrage que les essais standard ne peuvent fournir, et 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 [22].

Les avantages de ces essais par rapport aux autres peuvent être résumés dans le caractère non destructif. On peut obtenir des informations dans des domaines inaccessibles aux méthodes classiques, économiser des matériaux, du temps et des outils d'essai par la possibilité de faire les essais sur le matériau dans l'ouvrage même ou sur une seule éprouvette un nombre pratiquement infini de fois, due à la rapidité de l'exécution de ce type d'essais [18].

II.4 Limites des essais non destructifs

L'inconvénient 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 [19]. 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 [23]. Par ailleurs, beaucoup des 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 [15, 21].

II.5 Types d'essais non destructifs

Il existe plusieurs types d'essais non destructifs qui permettre d'évaluer certaines caractéristiques du béton. Parmi ces types, l'essai scléromètrique et ultrasonique sont les plus utilisés sur les chantiers algériens.

II.5.1 Essai au scléromètre

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 Ernest Schmidt en 1948 et est connu sous le nom d'essai au marteau Schmidt ou essai au scléromètre.

II.5.1.1 Principe de l'essai

Le principe de base de l'essai de scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse. Plus la distance de rebondissement est grande, plus la surface essayée est dure. Il y a peu de rapport théorique apparent entre la résistance du béton et l'indice de rebondissement du marteau. Cependant, avec des limites, des corrélations empiriques ont été établies entre les propriétés de résistance et l'indice de rebondissement [19].

II.5.1.2 Description de l'appareil

Le modèle le plus utilisé pour la détermination non-destructive de la résistance du béton sur la base du recul est le scléromètre Schmidt de modèle N qui est montré dans la figure II.1. Il pèse environ 1.8 kg et convient aux essais en laboratoire comme aux essais sur chantier. Il existe plusieurs modèles de scléromètres Schmidt selon le type de recul ainsi que l'énergie d'impact comme le montre le tableau II.1.

Tableau II.1. Différents modèles de scléromètre [24]

Modèle	Energie d'impact (Kgf.m)	Type de recul	Domaine d'utilisation
L	0.075	Linéaire	• Eléments minces en béton (e < 10 cm) • Bétons à base des granulats légers
M	3.000	Linéaire	Eléments massifs
N	0.225	Linéaire	Bétons usuels
NA	0.225	Linéaire	Contrôle de la qualité du béton sous l'eau
NR	0.225	Linéaire	Identique au modèle N mais avec un dispositif d'enregistrement des mesures
PT	0.090	Angulaire	Contrôle de la qualité des matériaux de très faible résistance (Rc < 5MPa)

Une vue en coupe schématique du scléromètre de modèle N est montrée dans la fig. II.2. Les composants principaux incluent dans le corps : la tige de percussion, la masse du marteau et le ressort principal. D'autres dispositifs y incluent : un mécanisme de verrouillage qui ferme la masse du marteau à la tige et un curseur coulissant pour mesurer le rebondissement de la masse du marteau. La distance de rebondissement est mesurée sur une échelle arbitraire marquée de 10 à 100. La distance de rebondissement est enregistrée comme un "indice de rebondissement" correspondant à la position du curseur sur l'échelle [19].



Fig. II.1. Marteau de rebondissement de Schmidt type N.

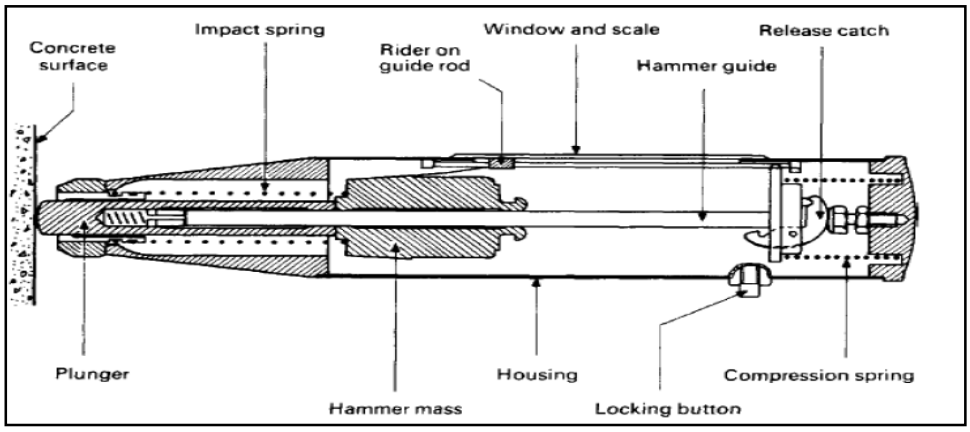


Fig. II.2. Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N [19].

II.5.1.3 Fonctionnement de l'appareil

Pour préparer l'instrument pour l'essai, libérer la tige de sa position verrouillée en poussant violement la tige contre le béton, ce qui permet au corps de s'éloigner lentement du béton. Ceci fait sortir la tige du corps et le verrou attache la masse du marteau à la tige (Fig. II.3. A). La tige est alors maintenu perpendiculaire à la surface du béton et en poussant lentement le corps vers le béton (Fig. II.3. B). Ce mouvement va tendre le ressort qui tient la masse au corps. Quand le corps est poussé à la limite, le verrou est automatiquement libéré, et l'énergie stockée au ressort venant propulser la masse vers le bout de la tige et par là, la surface du béton (Fig. II.3. C). La tige de percussion réagit et retransmet le rebondissement à la masse (Fig. II.3. D).

Lors de rebondissent, le curseur coulisse avec la masse et il s'arrête à la distance maximale où la masse atteint après le rebondissement. Un bouton du côté du corps est poussé pour fermer à clef la tige dans la position rétractée et l'indice de rebondissement est indiqué sur une échelle linéaire solidaire du bâti de l'instrument [19].

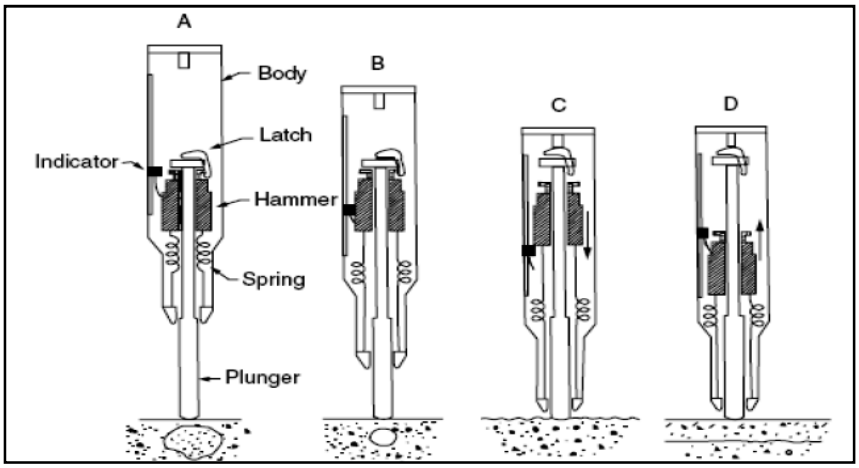


Fig. II.3. Vue en coupe schématique du fonctionnement du marteau de rebondissement de Schmidt [19].

II.5.1.4 Procédé de mesure

L'essai au scléromètre est sensible aux variations locales dans le béton. Par exemple, la présence d'un gros granulat directement sous la tête du marteau donne un indice de rebondissement anormalement élevé. A l'inverse, la présence d'un vide à la même position entraîne un résultat très faible. Donc il est nécessaire de prendre 10 à 12 mesures par zone et de trouver leur moyenne exprimée sous forme de nombre entier [25, 26].

- 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. Il est recommandé de définir sur la surface à essayer des zones d'environ 300 mm x 300 mm, et de tracer un quadrillage de 25 mm à 50 mm de côté, et de considérer les intersections de ces lignes comme points d'impact de la tige de percussion. 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 [26, 27].
- la position de l'appareil peut être effectué horizontalement, verticalement vers le haut ou vers le bas, ou à n'importe quel angle intermédiaire, à condition que le marteau soit fermement maintenu de manière à permettre à la tige de frapper perpendiculairement la surface d'essai. Il convient d'utiliser le scléromètre dans une température ambiante comprise entre 10 et 35 °C [26].
- l'épaisseur minimale des éléments de béton soumis à l'essai est de 100 mm qui doit être encastrés dans une structure. Des corps d'épreuve de dimensions plus réduites peuvent être testés à condition qu'ils soient fermement maintenus [26, 27].

II.5.1.5 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement

La lecture des mesures de l'indice de rebondissement est liée à de nombreux paramètres qui sont les suivants :

- uniformité de la surface d'essai : La surface à essayer doit être lisse, propre et sèche. Si la surface est rugueuse, il devrait être lissé par ponçage avec une pierre abrasive. Il est préférable d'éviter les surfaces étalées par truelle en raison de la surestimation probable de la résistance à partir des lectures de dureté. L'absorption et l'uniformité de la surface du coffrage auront également un effet considérable. Cependant, un coffrage plus absorbant peut produire une surface plus dure, et par conséquent la résistance interne peut être surestimée. Bien que les surfaces coffrées soient préférées pour l'essai in situ, le soin doit être pris pour s'assurer que des corrélations de résistance sont basées sur des surfaces semblables, puisque des erreurs considérables peuvent résulter de cette cause [28].

- forme du spécimen : 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 [19].

- âge du béton : Pour des résistances égales, l'indice de rebondissement à 7 jours d'âge est plus élevé que celui à 28 jours. Par conséquent, quand un vieux béton doit être examiné dans une structure, une corrélation directe est nécessaire entre les indices de rebondissement et les résistances à la compression des carottes prélevées de la structure. L'essai de rebondissement ne devrait pas être effectué sur un béton de faible résistance au jeune âge ou quand la résistance du béton est moins de 7MPa puisque la surface du béton pourrait être endommagée par le marteau [19].

- degré d'humidité de la surface : Une surface humide donne une sous-estimation de résistance jusqu'à 20% par l'essai de l'indice de rebondissement (figure II.4). Il est recommandé que les mesures de rebondissement et les corrélations de résistance devraient normalement être basés sur des conditions de surfaces sèches, et que les spécimens qui sont humides durant leur cure soient séchés dans l'atmosphère de laboratoire pendant 24 heures avant l'essai [28].

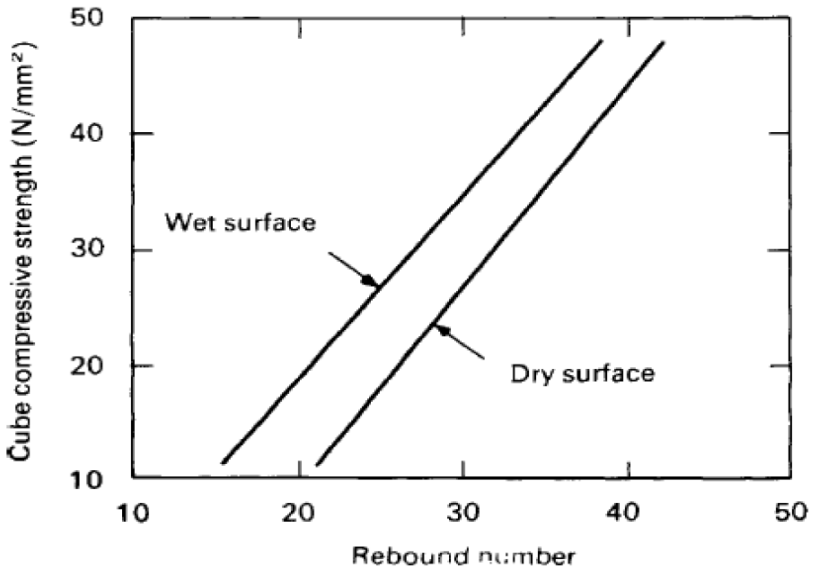


Fig. II.4 Influence de la condition d'humidité de surface (appareil horizontal) [28].

- nature et qualité des granulats : Un type particulier de granulats peut produire une corrélation (indice – résistance) différente selon leur nature et leur provenance. La figure II.5 montre la différence considérable qui peut se produire entre les courbes de corrélation développées pour différents types des granulats [28]. 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. Une démonstration est montrée dans la figure II.6 là où des courbes de corrélation sont tracées pour quatre types de granulats [19].

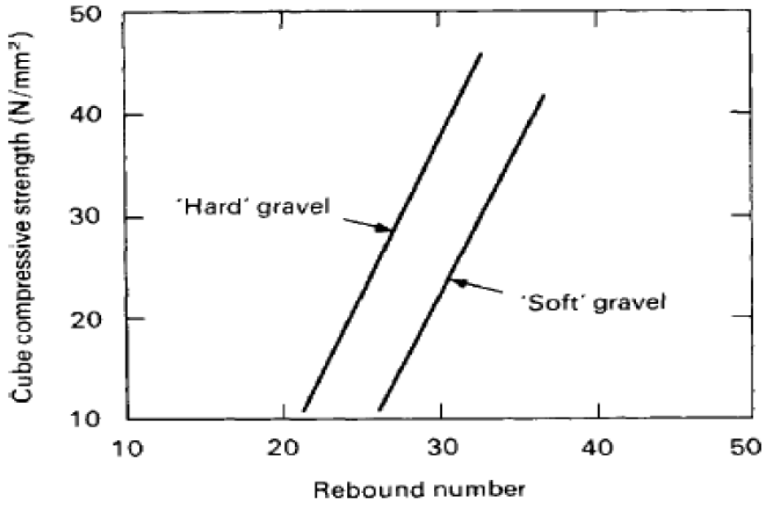


Fig. II.5. Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical) [28].

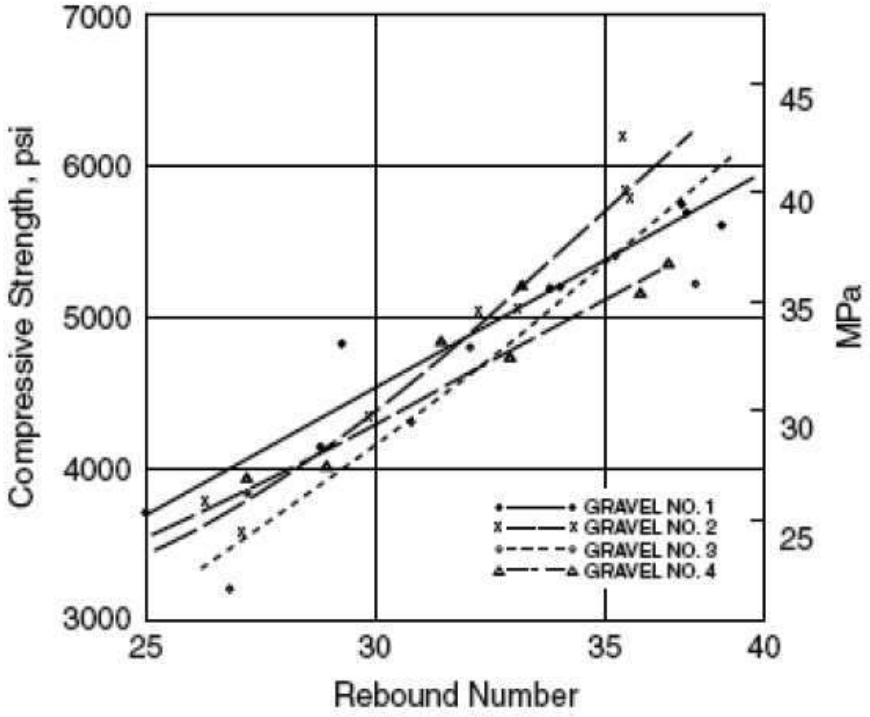


Fig. II.6 Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation [19].

- type de ciment : L'influence des variations de la finesse du ciment Portland sur la corrélation de résistance est moins de 10% [28]. Le ciment à dosage élevé en alumine peut avoir une résistance à la compression 100% plus élevée que la résistance estimée en utilisant une courbe de corrélation basée sur le ciment Portland ordinaire. En outre, le béton à ciment super-sulfaté peut avoir une résistance 50% inférieure à celle du ciment de Portland ordinaire [19].

II.5.2 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

Il existe une corrélation empirique entre la résistance et l'indice de rebondissement.Ce rapport est influencé par plusieurs facteurs (type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C, …). Les appareils des essais sont généralement accompagnés par 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 [29, 30]. Alors, plusieurs modèles de corrélation ont été proposés par différents chercheurs (tableau II.2).

Tableau II.2. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I

Auteurs	Fonctions de régression	Plage de résistance (MPa)	Spécimens	Granulats	Réf.
Ravindrajah et al. (1988)	$R = 7.25e^{0.08\,I}$	15.0 – 75.0	Cube 100mm	granite D_{max}=20mm	[31]
Almeida (1993)	$R = 1.0407\,I^{1.155}$ $R = 1.041\,I^{1.155}$	40.1- 120.3	Cube 150mm	granite D_{max}=25mm	[31]
Gonçalves (1995)	$R = 1.73\,I - 34.3$	18.0 – 42.0	Carotte 70mmx70mm	/	[31]
Pascale et al. (2000)	$R = 0.000135\,I^{3.4424}$	30.0 – 150.0	Cube 150mm	calcaire D_{max}=15mm	[31]
Qasrawi (2000)	$R = 1.353\,I - 17.393$	6.0 – 42.0	Cube 150mm	variable	[25]
Soshiroda et Voraputh (1999)	$R_{28} = 161\,I_3 - 137$ $R_{28} = 147\,I_{28} - 16.85$	20.0 – 65.0	Cube 150mm	gravier	[31]
Soshiroda et al. (2006)	$R_{28} = 1.846\,I_3 - 10.583$ $R_{28} = 1.630\,I_7 - 11.107$ $R_{28} = 1.623\,I_{28} - 20.547$	12.45 – 96.2	Cube 150mm	gravier	[32]
Lima et Silva (2000)	$R = 0.0501\,I^{1.8428}$	25.1 – 33.1	Cylindre	/	[31]
Hobbs et Kebir (2007)	$R = 2.168\,I - 27.747$	20.0 – 49.0	Cube 150mm	gravier D_{max}=20mm	[33]
Proceq-Digi Schimdt	$R_7 = 1.4553\,I_7 - 22.817$ $R_{14-56} = 1.398\,I_{14-56} - 2017$	25.1 – 33.1	Cube 200mm	gravier D_{max}=32mm	[31]

II.5.3 Limites et avantages

Le marteau de Schmidt est une méthode peu coûteuse, simple et rapide pour connaître la résistance du béton, mais 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 [22].

Les résultats obtenus sont représentatifs seulement de la couche externe du béton avec une épaisseur de 3 à 5 cm [25].

L'essai au sclérométre ne peut pas remplacé les 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 [34].

II.5.4 Essai de vitesse de propagation d'ondes sonores (Auscultation dynamique)

Cet essai est connu depuis longtemps et son utilisation permettre de determiner la vitesse de propagation d'ondes sans aucun dommage à l'élément examiné du béton, l'homogénéité du béton, les caractéristiques physiques et dynamiques et la présence de fissures ou de vides. L'essai permet d'estimé la résistance du béton en laboratoire aussi bien que sur site.

Trois types des ondes mécaniques sont créés quand la surface d'un milieu solide élastique est soumise à une charge dynamique ou vibratoire :

- les ondes de compression (longitudinales ou ondes P) ;
- les ondes de cisaillement (transversales ou ondes S) ;
- les ondes de surface (les ondes de Rayleigh).

Conformément à l'équation (II.1) [35] .Les ondes de compression se propagent à travers le milieu solide d'une manière identique aux ondes sonores qui se propageant dans l'air. Chaque type d'onde se propage avec sa vitesse caractéristique qui dépend seulement des propriétés élastiques et de la densité du milieu ; Pour un solide donné les ondes de compression peuvent avoir la vitesse la plus élevée. Par contre, les ondes de surface ayant la vitesse la plus faible.

Les vitesses des ondes de cisaillement et de surface sont en général 60% et 55%, respectivement, de celle des ondes de compression en béton. Pour un milieu solide élastique et homogène, la vitesse des ondes de compression (ondes P) est donnée par l'équation (II.1) .

$$V = \sqrt{\frac{K.E}{\rho}} \qquad \text{(II.1)}$$

Où :

V : vitesse des ondes de compression ;

$K = \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$

E : module dynamique d'élasticité ;

ρ : densité ;

μ : module dynamique de Poisson.

Pendant l'essai, le temps de propagation d'une impulsion ultrasonique traversant le béton est enregistré et la vitesse va être calculée par l'équation (II.2) [25, 36].

$$V = \frac{L}{T} \quad \text{(II.2)}$$

Où :

V : la vitesse d'impulsion (m/s) ;

L : la longueur du parcours (m) ;

T : le temps que met l'impulsion pour parcourir la longueur (s).

II.5.4.1 Principe de l'essai

Cette méthode permet de mesurer le temps de propagation d'une impulsion ultrasonique traversant le béton, alors la vitesse d'impulsion peut être déterminée. Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité comme il a été décrit dans le tableau II.3 [15, 22].

Tableau II.3. Relation entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion [15]

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

II.5.4.2 Description de l'appareil

Le diagramme schématique montré dans la figure II.7 ci-dessous fait ressortir que l'appareil est constitué d'un générateur d'impulsions électriques, d'une paire de transducteurs, d'un amplificateur et d'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 [36]. L'équipement peut inclure une batterie rechargeable et une unité de chargement, et également muni d'un afficheur pour le temps mesuré.

L'utilisation préférée des transducteurs à haute fréquence (60 kHz à 200 kHz) pour les distances de parcours courtes (à partir de 50mm) ou pour le béton à haute résistance, et les transducteurs à basse fréquence (10kHz à 40kHz) pour les distances de parcours longues (jusqu'à un maximum de 15 m) ou pour le béton à gros granulats. Les transducteurs ayant une fréquence de 40 kHz à 60 kHz conviennent pour la plupart des applications [35, 36]. L'appareil le plus utilisable est représenté à la figure II.8.

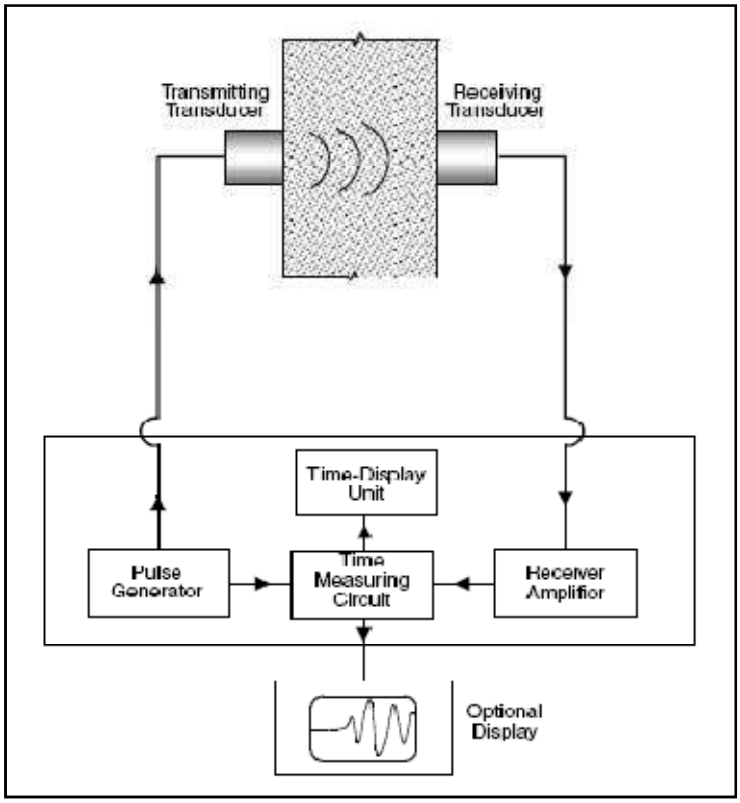


Fig. II.7. Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion [35].



Fig. II.8. Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion.

II.5.4.3 Procédé de mesure

Un grand soin est exigé afin d'obtenir des résultats fiables. Un bon accouplement acoustique doit étre assurer entre la surface du béton et la face du transducteur, en utilisant un produit de couplage tel que la vaseline, le savon liquide ou la graisse pour éliminer complètement les poches d'air. Pour les surfaces lisses, il convient d'appliquer sur elle une couche mince de la vaseline ou le savon liquide, mais une graisse plus épaisse est recommandée pour les surfaces qui n'ont pas été coulées contre des surfaces lisses d'un coffrage. Si la surface du béton est très rugueuse et irrégulière, il convient de la polir et de l'égaliser par ponçage ou à l'aide d'une résine époxy à prise rapide. Il est également important que les lectures soient répétées par le déplacement et la réapplication des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, avec une attention spéciale à l'élimination de n'importe quelle autre source de vibration, même de manière légère, pendant l'essai [28, 36, 37].

Les trois dispositions possibles dans lesquelles les transducteurs peuvent être arrangés, comme la figure II.8 indique :

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

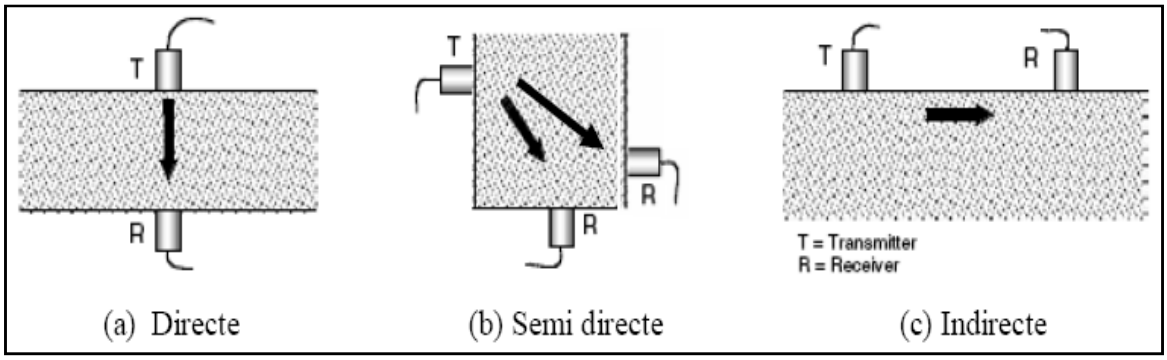


Fig. II.9. Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique [35].

- pour obtenir des résultats fiables la méthode directe est très souhaitée pour son parcour qui est bien défini, et cette approche devrait être utilisée pour évaluer la qualité du béton.
- la disposition semi directe est utilisée lorsque la disposition directe ne peut pas être adoptée.
- la disposition par transmission indirecte 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.

La méthode indirecte est certainement la moins satisfaisante, puisque l'amplitude du signal reçue peut être moins de 3 % de celle pour une transmission directe comparable. Alors la vitesse de l'impulsion sera principalement influencée par la couche de surface du béton, qui ne peut pas être représentative du béton interne [28].

II.5.4.4 Domaine d'application

L'application de la méthode de la vitesse d'impulsion est multiples, et ces applications qui généralement sont :

- estimation de la résistance du béton ;
- établissement de l'homogénéité du béton ;
- études de l'hydratation du ciment ;
- études de la durabilité du béton ;
- mesure de la profondeur des fissures de surface ;
- détermination du module d'élasticité dynamique et module de Poisson.

II.5.5 Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique

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

- type du ciment : Le type de ciment n'a pas eu un effet significatif sur la vitesse de l'impulsion, mais les différents ciments ont une vitesse d'hydratation différente qui influencera la vitesse de l'impulsion. Tant que le degré d'hydratation augmente, le module d'élasticité augmentera et la vitesse de l'impulsion augmentera également [38]. En outre, Jones et Facaoari [39] ont montré que la résistance correspondante à une certaine valeur de la vitesse d'impulsion est d'autant plus grande que le pourcentage de silicate tricalcique « C3S » et la finesse de mouture (surface spécifique) du ciment sont plus élevés.
- rapport (E/C) : Tant que le rapport E/C augmente, il y a une diminution des résistances à la compression et les vitesses de l'impulsion correspondantes, en respectant la même composition du béton [39].
- taille, type et dosage des granulats **:** Pour la même formulation du béton et pour la même résistance à la compression, le béton à gravier roulé peut avoir la plus faible vitesse d'impulsion. Par contre, le béton à calcaire concassé a produit la vitesse la plus élevée, et une vitesse intermédiaire est observée en cas du béton à granite concassé [38].D'autre chercheurs ont constaté que la vitesse de l'impulsion est affectée sensiblement par le type et la quantité des granulats. La figure II.9 indique l'effet du type de granulats sur la relation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression.

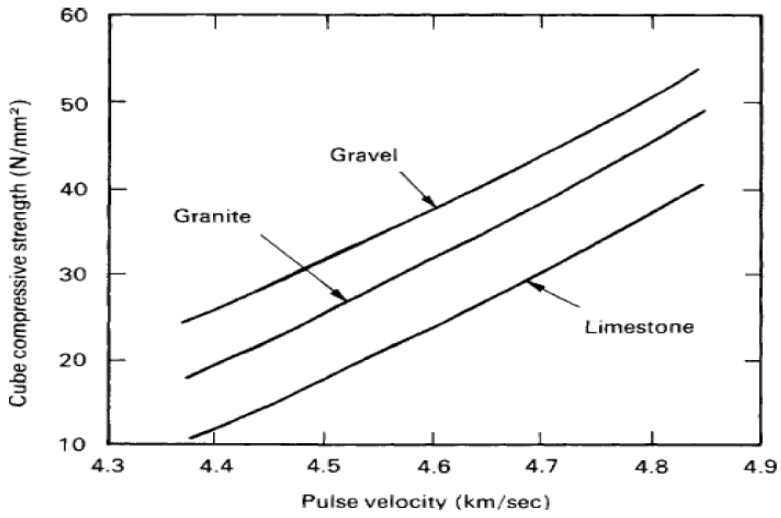


Fig. II.10. Effet de type des granulats (même bétons sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) [28].

Dans certains cas, un dosage en granulats plus élevé peut causer une augmentation de vitesse et une diminution de résistance.Ce qui permet à déduire que la quantité des granulats n'affecte pas au même degré les résultats de vitesse et de résistance [41].

Les effets de la variation de la proportion des granulats dans un mélange du béton sur la corrélation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression sont concrétisés sur la figure II.10.

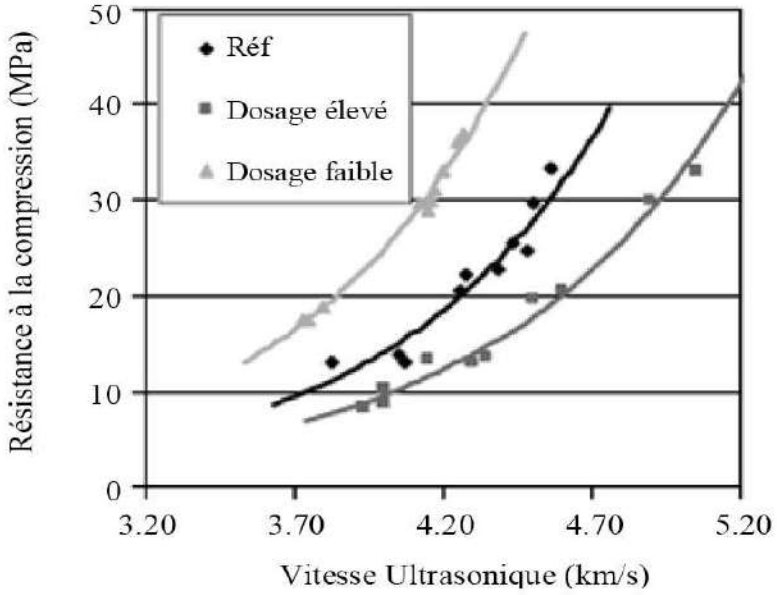


Fig. II.11. Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion [41].

- âge du béton **:** La vitesse d'impulsion augmente très rapidement au début, mais elle s'aplatit ensuite [38]. Cette tendance est identique à la résistance du béton, mais la vitesse d'impulsion atteint une valeur limite plus tôt que la résistance. Pour un béton L'effet de l'âge du béton sur la vitesse d'impulsion est semblable à l'effet sur le développement de la résistance à la compression du béton. pour un béton d'un jour d'âge est de l'ordre 3.8 km/s et après trois ans va être environ de 5.2 km/s. Alors, la vitesse d'impulsion augmente environ de 40 % durant trois ans. Par contre, la résistance à la compression atteint pendant la même période une augmentation plus de 500 % [42].
- température du béton : Les températures non comprises dans la plage de 10 et 30°C sont recommandées par des corrections indiquées sur le tableau II.4 [35, 36].

Tableau II.4. Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température [35]

Température du béton (° C)	Correction (%)	
	Béton séché à 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

- conditions de cure du béton : La vitesse d'impulsion pour les spécimens du béton ayant une cure en laboratoire était plus élevée que pour les spécimens à cure in situ. De même, la vitesse d'impulsion des éléments coulés du même béton était inférieure que dans les spécimens à cure in situ et en laboratoire [43].
- efforts appliqués : Le béton soumis à un niveau très élevé de charge statique ou cyclique par exemple 65% de la résistance ultime ou plus grands, des microfissures se développent dans le béton, qui réduira considérablement la vitesse d'impulsion [35].Par ailleurs, la vitesse d'impulsion n'est pas généralement affectée par les efforts dans l'élément soumis à l'essai.
- présence des armatures : La vitesse d'impulsion mesurée en acier est égale à 1.4 à 1.7 fois la vitesse en béton simple [44]. En effet, la vitesse d'impulsion mesurée en béton armé à proximité des armatures est habituellement plus élevée que celle mesurée en béton simple de même composition. Alors, il convient de ne pas effectuer les essais à proximité immédiate des armatures en acier parallèles à la direction de propagation de l'impulsion [36].

Les armatures en acier perpendiculaires à la direction de propagation de l'impulsion n'affectant pas 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 [44].

II.5.6 corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

Il est 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 [39].Ce pendant, L'évaluation de la résistance à la compression du béton sur site est habituellement basée sur des corrélations empiriques établies entre la résistance à la compression par écrasement et la vitesse ultrasonique correspondante. Les expressions analytiques les plus utilisées reliant la résistance à la compression "R" avec la vitesse ultrasonique "V" sont les suivantes :

- Relation de forme polynomiale : $R = a V^2 + b V + c$,
- Relation de forme puissance : $R = a V^b$,
- Relation de forme exponentielle : $R = a e^{bV}$.

Le plus important pour la précision est la façon dont sont déterminées les constantes expérimentales a, b, et c qui sont affectées par beaucoup de facteurs (type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C et les conditions de conservation du béton à examiner). Cependant, l'utilisateur doit développer sa propre modèle de corrélation qui est adapté à sa situation [29, 30, 39]. Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le tableau II.5.

Tableau II.5. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V (Km/s, *: m/s).

Auteurs	Fonctions de régression	Plage de Résistance	Spécimens	Granulats	Réf.
Ravindrajah et al. (1988)	$R = 0.060 \exp(1.44\ V)$	15.0 à 75.0	Cube 100mm	granite D_{max}=20mm	[31]
Almeida (1993)	$R = 0.0133\ V^{5543}$ $R = 0.011\ V^{5654}$	40.1 à 120.3	Cube 150mm	Granite D_{max}=25mm	[31]
Gonçalves* (1995)	$R = 0.02\ V - 65.4$	18.0 à 42.0	Carotte 70mmx70mm	/	[31]
Pascale et al* (2000)	$R = 10^{-28}\ V^{8.1272}$	30.0 à 150.0	Cube 150mm	Calcaire D_{max}=15mm	[31]
Qasrawi (2000)	$R = 36.72\ V - 129.077$	6.0 à 42.0	Cube 150mm	variable	[25]
Soshiroda et Voraput (1999)	$R_{28} = 44.52\ V_1 - 126.83$ $R_{28} = 54.18\ V_{28} - 206.27$	20.0 à 65.0	Cube 150mm	gravier	[31]
Soshiroda et al. (2006)	$R_{28} = 1.941 \exp(0.815\ V_1)$ $R_{28} = 0.356 \exp(1.110\ V_3)$ $R_{28} = 0.131 \exp(1.293\ V_7)$ $R_{28} = 0.043 \exp(1.498\ V_{28})$	12.45 à 96.2	Cube 150mm	gravier	[32]
Phoon et al (1999)	$R = 124.4\ V - 587.0 + \varepsilon$	35.0, 55.0 et 75.0	Cube 150mm	granite D_{max}=20mm	[31]
Hobbs et Kebir (2007)	$R=2.289V^2-48.024V+24.271$	20.0 à 49.0	Cube 150mm	gravier D_{max}=20mm	[33]
Elvery et Ibrahim (1976)	$R = 0.012 \exp(2.27\ V) \pm 6.4$	15.0 à 60.0	Cube 100mm	Gravier D_{max}=19mm	[31]
Yun et al (1988)	$R = 0.329\ V - 1065$	5.0 à 30.0	Carotte 150mmx300mm	gravier D_{max}=25mm D_{max}=40mm	[31]

II.5.7 Avantages et limites

La méthode consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton. Elle peut être utilisée autant sur les ouvrages complétés que sur ceux en construction. Habituellement, lorsque de grands écarts de la vitesse de propagation de l'impulsion sont découverts sans causes apparentes dans l'ouvrage, il y a lieu de soupçonner que le béton est défectueux ou altéré.

Les méthodes d'essai ont été normalisées par plusieurs normes. L'essai ultrasonique ajoute une nouvelle dimension à la qualité du contrôle du béton dans l'ouvrage. Il peut être effectué sur des spécimens en laboratoire comme sur le béton dans des structures. En plus, les techniques ultrasoniques peuvent fournir un moyen efficace pour détecter les fissures de surface et interne du béton de structure [35]. Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse des impulsions [27].

II.6 Méthode combinée des essais non destructifs

L'utilisation d'une seule méthode des essais uniparamétriques au scléromètre et à l'ultrason est insuffisante pour étudier et évaluer la propriété requise du béton, car ces essais sont limités. A cet effet, il est très pratique d'associer les deux méthodes ensemble pour avoir des résultats plus fiables et la réduction de l'erreur produite lors de l'utilisation d'une seule méthode. Par exemple, l'augmentation de la teneur des en humidité du béton augmente la vitesse ultrasonique d'impulsion mais au contraire diminue l'indice de rebondissement. Cette combinaison a été développée depuis plusieurs années dans quelques pays et par conséquent elle a gagné la reconnaissance dans l'évaluation des structures en béton [25, 29, 45].

Comparativement aux méthodes uniparamétriques, le coefficient de corrélation obtenu par la méthode combinée (scléromètre - ultrason) lors de la corrélation avec la résistance à la compression plus élevé et une erreur type moins élevée .[29, 45].

La méthode combinée (scléromètre - 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.

Plusieurs modèles de corrélation par la méthode combinée proposés par les chercheurs sous forme graphique et sous forme d'équations reliant les mesures des essais non destructifs (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) avec la résistance à la compression par écrasement.

Qasrawi [25] a développé un modèle combiné sous forme graphique en regroupant les indices de rebondissement avec un incrément de 2 (Fig. II.11). 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. II.12).

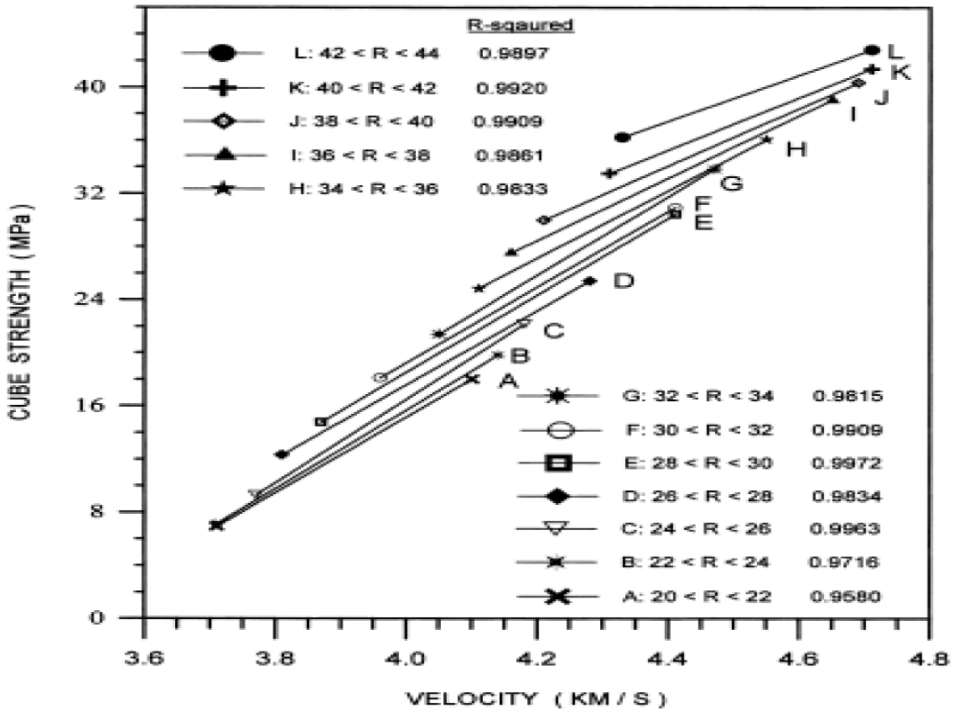


Fig. II.12. Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement - vitesse ultrasonique) [25].

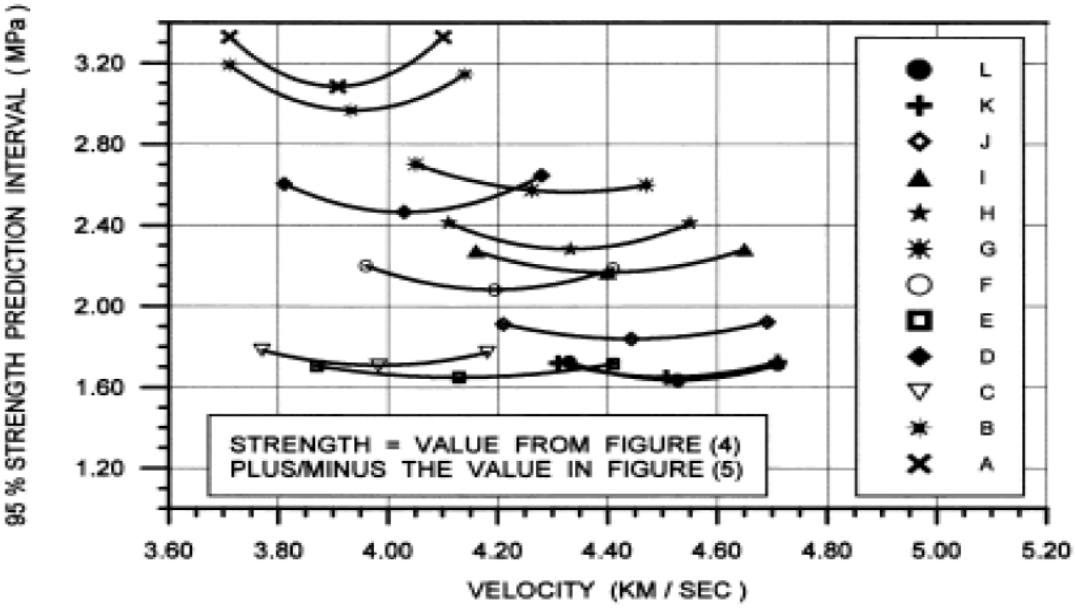


Fig. II.13. Variation des résultats obtenus à la figure II.12 [25].

De même, Samarin [46] a proposé un modèle combiné sous forme graphique et cette méthode est la plus utilisée en Roumanie. Ce modèle a été établi sur un béton de référence (Fig. II.13) avec des séries de coefficients de correction ont été utilisés selon Facaoaru [47] pour améliorer la précision de la résistance.

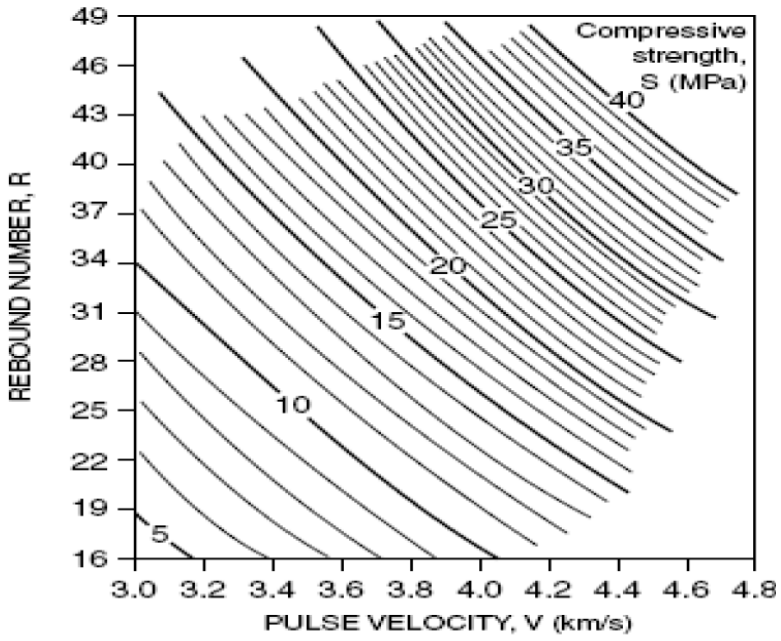


Fig. II.14. Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence [47].

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 II.6.

Tableau II.6. Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et les mesures non destructives combinées (I, V (km/s).

Auteurs	Fonctions de régression	Coefficient de corrélation			Erreur type (MPa)			Réf.
		(V)	(I)	(V, I)	(V)	(I)	(V, I)	
Soshiroda et al (2006)	$R_{28} = 10.028\ V_1 + 1.369\ I_3 - 33.261$ $R_{28} = 10.222\ V_3 + 1.498\ I_3 - 43.372$ $R_{28} = 14.820\ V_7 + 1.210\ I_7 - 62.184$ $R_{28} = 8.630\ V_{28} + 1.416\ I_{28} - 51.581$	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	[32]
Hobbs et Kebir (2007)	$R = -4.069V^2 + 57.693\ V + 1.307\ I - 173.033$	0.903	0.925	0.949	2.716	2.333	1.849	[33]
Idrissou (2006)	$R = 0.00745\ V^{3.27}\ I^{0.97}$ $R = 0.06V^4 + 1.05\ I - 28.26$	0.91 0.96	0.86 0.86	0.95 0.95	/	/	/	[29]
Ait Mohand (1995)	$R = 8.700\ V + 0.312\ I - 20.940$	0.87	0.83	0.88	/	/	/	[48]
Kenai et Bahar (2003)	$R = 11.000\ V + 0.390\ I - 26.200$	/	/	/	/	/	/	[49]
Sakhraoui CNERIB (2009)	$R = 17.000\ V + 0.866\ I - 62.684$	/	/	/	/	/	/	[24]
Khodja A.B (2010)	$R = 11.506\ V + 0.631\ I - 45.721$	/	/	0.969	/	/	1.709	[30]

La précision de la méthode combinée est meilleure, si les précisions des méthodes uni paramétriques sont voisines.

II.7 Conclusions

Les spécimens habituellement examinés pour determiner la qualité du béton, ne sont pas vraiment représentatifs du béton in situ de l'ouvrage. A cet effet un recour aux essais non destructifs est obligatoire pour avoir des donnés réelles sur le béton d'ouvrage.

Les essais non destructifs sont excellents pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage. Lorsqu'ils sont correctement effectués, sans affecter le comportement structural des éléments et laissent également la structure dans un état acceptable.

L'utilisation parfaite des essais non destructifs est depend des facteurs influençant les mesures obtenues et la méthode adéquate pour l'élaboration d'une corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives.

La précision dans l'évaluation de la résistance à la compression du béton par une méthode uniparamétriqe est insuffisante. Par contre, l'utilisation de méthodes combinées donnera des résultats plus fiables et plus précis.

Les essais non destructifs ciblés par ce travail pour evaluer la resistance du béton à partir des courbes de corrélation entre les mesures non destructives et la résistance à la compression par écrasement du béton sont : le scléromètre et l'ultrason.

Chapitre III

Etude expérimentale

III.1 Introduction

Le programme expérimental adopté consiste à étudier des bétons fabriqués à base des matériaux locaux et conservés durant leur durcissement dans des conditions climatiques reflétant celles de l'environnement local.

L'objectif de ce programme est de proposer des corrélations simples entre les essais au scléromètre et à l'ultrason sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie.

III.2 Etude sur chantier

Le béton à examiner a été prélevé de différents chantiers sur une période d'environ onze mois et les essais non destructifs ont été effectués sur des spécimens et également sur des éléments d'ouvrages qui sont réalisés lors du prélèvement du béton.

III.2.1 Présentation des chantiers choisis

Les projets faisant l'objet de cette étude et qui pris comme échantillon sont au nombre de six, choisis sur la base de la variété des paramètres suivants :

- différentes provenances de matériaux utilisés ;
- modes de production du béton ;
- éléments structuraux des ouvrages ;
- usages des ouvrages à réaliser ;
- entreprises de réalisation et bureaux d'études de suivi.

III.2.1.1 Projet N° 1

C'est un projet de construction d'un centre loisirs scientifiques, implanté à Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Tir Mourad qualifiée à la catégorie quatre, et au bureau d'études Faycel pour le suivi des travaux. Ce projet est composé de deux blocs à un gabarit de (R+3) dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure des blocs présente des semelles isolées et filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. III.1).



Fig. III.1. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°1.

Le béton retenu pour le calcul est un béton B25. Il est produit au niveau du chantier au moyen d'une bétonnière avec des matériaux provenant des régions Médéa et Chlef. La mise en place du béton est effectuée par grue et également par pompage. Le coffrage utilisé pour les éléments de structure est réalisé avec des planches en bois.

III.2.1.2 Projet N° 2

C'est un projet de construction d'un siège de l'unité opérationnelle des télécommunications avec agence commerciale, implanté à Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Taibi Ahcéne qualifiée à la catégorie quatre, et au bureau d'études Benadda Abderrezak pour le suivi des travaux. Le projet est composé d'un seul bloc à un gabarit de (R+3+S/SOL) dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure présente des semelles isolées et filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. III.2).



Fig. III.2. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°2.

Le béton (B25) est fabriqué au niveau du chantier au moyen d'une bétonnière avec des matériaux locaux provenant des régions de Médéa et de Chlef. Le coffrage est réalisé avec des planches en bois et la mise en œuvre du béton est effectuée à l'aide d'une grue et par pompage.

III.2.1.3 Projet N° 3

Le projet est un mur de soutènement de 100 m de longueur en avale du projet 75 logements LSP, implanté à Tablat Wilaya de Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Guittioui Mohamed qualifiée à la catégorie trois, et au bureau d'études Hadibi pour le suivi des travaux. Le projet est composé de trois (3) panneaux en fonction de la dénivelée du terrain à savoir (Fig. III.3) :

- panneau n°1 longueur = 50.00 m , hauteur= 8.00m
- panneau n°2 longueur = 48.00 m , hauteur= 6.00m
- panneau n°3 longueur = 12.00 m , hauteur= 4.00m



Fig. III.3. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°3.

Les matériaux utilisés pour la fabrication du béton au niveau du chantier sont provenus des régions de Médéa et de Chlef. La mise en place du béton est effectuée par grue et également par pompage. Ainsi, le coffrage utilisé pour les éléments de structure est réalisé avec des planches en bois.

III.2.1.4 Projet N° 4

C'est un projet de construction de 50 logements incessibles type F4 au profit de l'enseignement supérieur, implanté à Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Meghatli Slimane qualifiée à la catégorie cinq, et au bureau d'études Benchouhra Abdelkader pour le suivi des travaux. Le projet est composé de plusieurs blocs à un gabarit de (R+1) dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure de différents blocs présente des semelles isolées et filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. III.4).



Fig. III.4. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°4.

Le béton produit au niveau du chantier au moyen d'une bétonnière est un béton B25 avec des matériaux locaux provenant des régions de Médéa et de Chlef. La mise en œuvre du béton est effectuée par grue et également par pompage avec un coffrage en bois pour les éléments de structure.

III.2.1.5 Projet N° 5

C'est un projet de construction de 24 logements (LSP) type F3, implanté à Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Bettaher Othmane qualifiée à la catégorie trois, et au bureau d'études Benzaid Mohamed pour le suivi des travaux. Le projet est composé de deux blocs à un gabarit de (R+5) dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure de différents blocs présente des semelles isolées et filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. III.5).



Fig. III.5. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°5.

III.2.1.6 Projet N° 6

C'est un projet de construction d'un siége de la direction de commerce, implanté à Médéa, confié à l'entreprise de réalisation Bensala Nasreddine qualifiée à la catégorie quatre, et au bureau d'études Safar Djaafar pour le suivi des travaux. Ce projet est composé d'un seul bloc à un gabarit de (R+4) dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure des blocs présente des semelles isolées et filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. III.6).



Fig. III.6. Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°6.

Le béton retenu pour le calcul est un béton B25. Il est produit au niveau du chantier avec des matériaux provenant des régions de Médéa et de Chlef. La mise en place du béton est effectuée par grue et également par pompage avec un coffrage en bois pour les éléments de structure.

III.2.2 Matériaux utilisés

Projet N° 1, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est généralement de provenance Hassi Bahbah dont le module de finesse est 1.06. Le gravier utilisé est un gravier concassé à trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Mont Guerno ou celle de Kaf Al asel.

Projet N° 2, le ciment utilisé est celui de ACC M'sila (CEM II/ A 42.5) et de Sour El-Ghozlane (CEM II/ B 42.5). Le sable est de provenance de deux régions: celui de Hassi Bahbah et Mont Guerno dont le module de finesse est respectivement 1.06 et 3.45. Le gravier utilisé est celui de concassage avec trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Mont Guerno.

Projet N° 3, le ciment utilisé est celui de ACC M'sila (CEM II/ A 42.5). Le sable est de provenance Hassi Bahbah dont le module de finesse est 1.06, par ailleurs le gravier utilisé est un gravier concassé à trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Mont Guerno.

Projet N° 4, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est de provenance de deux régions: celui de Hassi Bahbah et Mont Guerno dont le module de finesse est respectivement 1.06 et 3.45, par ailleurs le gravier utilisé est un gravier concassé à trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Kaf Al asel.

Projet N° 5, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est de provenance de deux régions: celui de Hassi Bahbah et Mont Guerno dont le module de finesse est respectivement 1.06 et 3.45 .Le gravier utilisé est celui de concassage avec trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Mont Guerno.

Projet N° 6, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est de provenance de deux régions: celui de Hassi Bahbah et Mont Guerno dont le module de finesse est respectivement 1.06 et 3.45 .Le gravier utilisé est celui de concassage avec trois classes granulaires (8/15 et 15/25) provenant de la carrière Mont Guerno.

III.2.3 Matériel utilisé

Le béton à examiner a été confectionné dans des moules métalliques de forme cubique de 15 cm d'arête. 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. III.7).
- L'ultrason est de type E 46 avec des transducteurs de 50 mm de diamètre et de 54kHz de fréquence (Fig. III.8).



Fig. III.7. Appareil du scléromètre utilisé.



Fig. III.8. Appareil de l'ultrason utilisé.

Les essais destructifs par écrasement des éprouvettes ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique (ADR 2000) et de charge maximale 3000 kN (Fig. III.9).



Fig. III.9. Presse hydraulique (ADR 2000).

III.2.4 Déroulement des essais

III.2.4.1 Formulation du béton

Les bétons prélevés sur les six sites choisis pour cette étude, présentent réellement plusieurs sortes de formulations. Les formulations préconisées par les cahiers des charges pour les bétons étudiés, sont données sous forme de dosages pondéraux dans le tableauIII.1. Ces formulations proposées permettent d'obtenir des résistances visées à la compression à 28 jours qui sont de :

- 27.5 MPa pour le projet N° 1 ;
- 27.5 MPa pour le projet N° 2 ;
- 28 MPa pour le projet N° 3 ;
- 27.5 MPa pour le projet N° 4 ;
- 28 MPa pour le projet N° 5 ;
- 28 MPa pour le projet N° 6.

Tableau III.1. Formulations préconisées pour les différents bétons étudiés

Désignation des composants		**Dosages pondéraux des constituants (kg/m^3)**					
		Projet N° 1	**Projet N° 2**	**Projet N° 3**	**Projet N° 4**	**Projet N° 5**	**Projet N° 6**
E/C		**0.50**	**0.50**	**0.50**	**0.50**	**0.50**	**0.50**
Ciment		350	350	350	350	350	350
Sable	Hassi Bahbah	650	240	640	270	350	275
	Mont Guerno	/	366	/	356	264	366
Gravier	8/15	310	290	310	300	300	300
	15/25	640	710	640	690	690	690
Eau		179	179	179	179	179	179

III.2.4.2 Environnement de conservation

L'étude sur chantier a été réalisée sur une période d'environ onze mois (du mois de janvier au mois de décembre de l'année 2010). Le prélèvement du béton a été effectué à pied d'œuvre sur chantier. Juste après la confection, toutes les éprouvettes ont été couvertes et stockées dans l'environnement du chantier. Après 24 heures de la confection, les éprouvettes en question ont été démoulées et conservées selon deux modes différents : dans l'eau en laboratoire et à l'air sur chantier dans des conditions climatiques aussi voisines que possible que celles des éléments de structure (c.à.d. elles sont exposées à l'ensoleillement, aux vents et aux intempéries). Les spécimens conservés dans l'eau ont été séchés à l'atmosphère de laboratoire pendant 24 heures avant l'âge de l'essai (conformément à la norme NA 426).

III.2.4.3 Répartition du nombre d'éprouvettes et d'éléments

Pour chaque type d'élément de différents projets on a effectué un choix de trois éléments qui correspond à un prélèvement du béton de douze éprouvettes réparties à quatre séries (trois éprouvettes pour chaque une) selon l'âge (7 et 28 jours) et selon l'environnement de conservation (l'eau et l'air sur chantier), alors les éprouvettes confectionnées sont au nombre total de 420, comme le présente le tableau III.2.

Pour les différents chantiers on a choisi le prélèvement du béton sur la base de la variété des éléments de structures à différents niveaux et à différents blocs. Les éléments examinés sont au nombre total de 105, répartis selon leur type comme le montre le tableau III.3.

Tableau III.2. Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées

Mode de conservation	Age (jours)	Nombre d'éprouvettes confectionnées					
		Projet N° 1	Projet N° 2	Projet N° 3	Projet N° 4	Projet N° 5	Projet N° 6
Eau en Laboratoire	07	21	18	09	15	21	21
	28	21	18	09	15	21	21
Air sur chantier	07	21	18	09	15	21	21
	28	21	18	09	15	21	21

Tableau III.3. Répartition du nombre d'éléments auscultés à 7 et 28 jours

Désignation des éléments	Nombre d'éléments auscultés à 7 et 28 jours					
	Projet N° 1	Projet N° 2	Projet N° 3	Projet N° 4	Projet N° 5	Projet N° 6
Semelles	/	/	/	/	/	03
Longrines	/	/	/	03	/	/
Poteaux	06	06	/	06	06	06
Voiles	06	06	06	/	06	06
Poutres	09	06	03	06	09	06

III.2.4.4 Procédure d'essais

La confection des éprouvettes a été effectuée à pied d'œuvre sur chantier et le serrage a été réalisé par piquage pour toutes les éprouvettes. Les essais sur l'éprouvette et sur l'élément de même béton ont été effectués le jour même à l'âge de 7 et 28 jours. Il est à noter que les éléments à examiner à 7 jours sont les mêmes que ceux à examiner à 28 jours.

Au début de chaque essai, les éprouvettes ont été pesées à l'aide d'une balance de 5 g de précision (Fig. III.10) et ensuite on a effectué un ponçage des quatre faces moulées verticalement de chaque éprouvette à l'aide d'une pierre abrasive (Fig. III.11) afin de les préparer aux essais non destructifs.



Fig. III.10. Pesage des éprouvettes.



Fig. III.11. Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive.

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.III.12). 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 la graisse (Fig.III.13), puis l'enregistrement du temps de transit en micro seconde est réalisé.

Le résultat d'essai à l'ultrason correspond 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 [36].



Fig. III.12. Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau.



Fig. III.13. Mesure du temps de transit par l'ultrason.

Quant aux essais au scléromètre on a d'abord essuyé toutes les traces de la graisse appliquée auparavant, puis la mise en place de l'éprouvette entre les plateaux de la presse avec lesquelles les faces moulées ont été en contact, c'est-à-dire que le sens de compression soit perpendiculaire au sens de confection. Après avoir réglé la vitesse de chargement à 0.5 MPa/s (soit 5 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 deux faces opposées de l'éprouvette maintenue (Fig. III.14), qui sont au nombre de cinq par face. Alors, le résultat d'essai correspond à chaque éprouvette est la valeur médiane de l'ensemble des lectures effectuées sur les deux faces et exprimée sous forme de nombre entier conformément à la norme européenne NF EN 12504-2 [26].

Finalement, les essais destructifs ont été effectués par écrasement d'éprouvette sous une charge appliquée jusqu'à la rupture, alors le résultat d'essai correspond à chaque éprouvette est la valeur de la charge finale de rupture.



Fig. III.14. Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.

Sur chaque élément, on a choisi deux à trois points de mesures (bas, mi-hauteur et haut) (Fig. III.15). Au début de chaque essai, on a effectué un ponçage des surfaces du béton pour les zones à examiner à l'aide d'une pierre abrasive (Fig. III.16) afin de les préparer aux essais non destructifs (scléromètre et ultrason).



Fig. III.15. Zones à ausculter sur un poteau et une poutre.



Fig. III.16. Ponçage des surfaces à examiner sur un poteau.

Toujours avant de procéder aux essais à l'ultrason, on a pris le soin de vérifier le bon fonctionnement de l'appareil par son étalonnage en utilisant le barreau de calibrage. Sur chaque élément, les mesures à l'ultrason ont été effectuées en deux à trois points selon la méthode par transmission directe sauf dans des cas où par exemple le coffrage gène, alors on a opté pour la méthode par transmission indirecte. Sur les faces opposées de chaque élément, on a placé les deux transducteurs en interposant entre eux une couche mince de la graisse (Fig. III.17), puis on enregistre le temps de transit en micro seconde. Le résultat d'essai à l'ultrason correspond à chaque élément est la valeur médiane de deux ou trois mesures effectuées.



Fig. III.17. Mesure du temps de transit sur une poutre.

Pour les essais au scléromètre, l'appareil a été manipulé à la position horizontale. Sur chaque élément, on a choisi deux à trois zones à examiner, et sur chaque zone ont été effectuées douze mesures (Fig. III.18). Le résultat d'essai au scléromètre correspond à chaque élément est la valeur médiane de l'ensemble des lectures effectuées sur les deux ou trois zones.



Fig. III.18. Mesure de l'indice de rebondissement sur un poteau.

III.3 Résumé des variables étudiés

L'organigramme de figure III.19 présente les variables de l'étude expérimentale réalisée sur site. Dans l'étude expérimentale réalisée sur site, les essais ont été effectués à différents âges sur des spécimens et sur des éléments d'ouvrages qui sont réalisés de même béton prélevé sur trois sites. Les spécimens sont conservés selon deux modes: l'eau et l'air libre sur chantier.

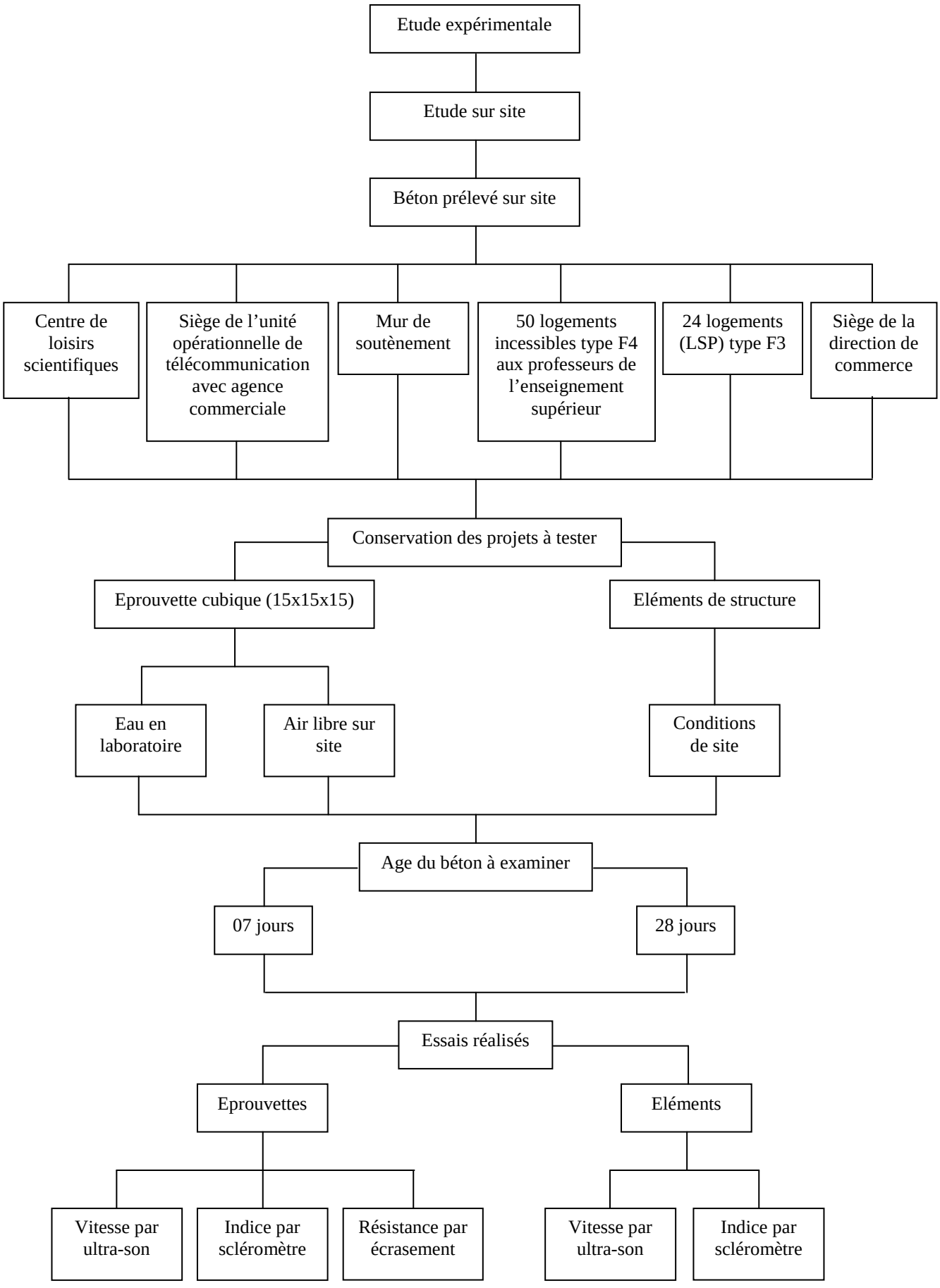


Fig. III.19. Organigramme de l'étude expérimentale sur site.

Chapitre IV

Présentation et discussion

des résultats

IV.1 Introduction

L'établissement des corrélations simples et spécifiques aux bétons à base des matériaux locaux et reflétant les conditions et les pratiques courantes sur chantier est encore peu fréquentes, mais cette approche représente un objectif particulièrement attirant pour le contrôleur de la qualité du béton.

L'objectif du présent chapitre est de proposer des corrélations simples et convenables reliant les résistances à la compression avec les mesures non destructives (scléromètre & ultrason) correspondantes. A cet effet, nous visons à obtenir une corrélation appropriée entre la résistance à la compression par écrasement des spécimens et les mesures d'auscultation effectués sur éléments pour permettre à l'ingénieur de contrôle de mieux estimer la résistance réelle du béton sur site.

IV.2 Résultats de l'étude expérimentale

Pour notre étude, on a basé principalement sur les essais non destructifs qui sont effectués non seulement sur des spécimens mais aussi sur des éléments d'ouvrages. Le béton faisant l'objet de cette étude est prélevé sur six chantiers dont les spécimens sont conservés selon deux modes différents : l'eau et l'air libre sur chantier. Les spécimens et les éléments à tester sont réalisés du même béton et examinés au même âge (7 et 28 jours).

Les séries de corrélations développées entre les essais destructifs et non destructifs sont comparées à des corrélations établissent par d'autres chercheurs afin d'obtenir la corrélation la plus appropriée pour mieux estimer la résistance réelle du béton sur site. Dans notre travail, on a utilisé l'EXCEL pour tracer les courbes de corrélation et faire le calcul nécessaire.

Les résultats obtenus lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents bétons prélevés sur les six chantiers, sont présentés dans les tableaux de IV.1 jusqu'à IV.12.

Tableau IV.1. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 1

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2.23	4.21	12	20	2.14	3.53	17	15	2.40	18
	2	2.26	4.22	11	20	2.18	3.59	15	16	2.21	19
	3	2.24	4.08	11	21	2.10	3.46	16	10	2.37	16
C2	1	2.56	3.38	20	15	2.21	3.36	22	14.94	2.96	37
	2	2.23	3.62	25	15.52	2.20	3.42	21	15.08	3.26	36
	3	2.12	3.27	19	14.5	2.20	3.45	20	13.67	3.42	32
C3	1	2.22	4.20	21	15.42	2.22	3.45	21	15.94	2.84	37
	2	2.26	3.82	22	16	2.17	3.42	22	15.08	3.46	36
	3	2.21	4.01	18	15.32	2.13	3.53	20	14.67	3.32	32
P1	1	2.30	4.88	14	12.45	2.25	3.8	16	9.89	3.15	25
	2	2.29	4.71	18	13.54	2.28	3.8	14	11.14	3.35	26
	3	2.31	4.69	13	11.96	2.27	3.78	14	11.57	3.22	26
P2	1	2.28	4.74	15	11.55	2.24	3.88	15	10.56	3.23	24
	2	2.32	4.72	16	13.20	2.28	3.84	13	12.87	3.45	23
	3	2.30	4.759	14	12.30	2.26	3.82	14	12.96	3.21	26
V1	1	2.26	4.73	16	17.57	2.25	4.24	21	19.54	2.63	23
	2	2.27	4.40	16	15.45	2.25	4.34	21	18.47	3.23	25
	3	2.25	4.83	18	18.06	2.25	4.09	20	19.41	3.32	28
V2	1	2.22	4.63	16	16.55	2.24	4.42	20	20	3.33	24
	2	2.25	4.35	15	15.5	2.25	4.39	20	19.54	3.43	21
	3	2.24	4.66	17	17.0	2.23	4.12	19	17.67	3.22	26

Tableau IV.2. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 1

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2.24	3.98	17	16.12	2.20	3.57	17	10	3.04	25
	2	2.23	4.15	17	14.82	2.24	3.87	20	13.08	3.10	25
	3	2.24	4.36	18	17.68	2.19	3.50	20	12.44	3.04	24
C2	1	2.25	4.26	18	17.50	2.12	4.23	20	18.50	4.43	30
	2	2.31	4.13	19	15.78	2.21	4.12	22	20.56	4.56	33
	3	2.22	4.22	20	18.5	2.19	3.98	20	22.14	4.32	28
C3	1	2.21	4.13	22	21.4	2.10	4.29	23	23.40	4.31	30
	2	2.32	4.65	24	19.85	2.19	4.38	25	21.98	4.13	28
	3	2.19	4.32	21	22.15	2.11	4.18	21	20.80	4.82	24
P1	1	2.28	3.85	20	11.08	2.31	3.41	19	20.30	3.56	30
	2	2.29	3.74	21	21.94	2.27	3.42	20	10.38	3.52	32
	3	2.29	3.90	20	22.24	2.27	3.52	22	11.91	3.74	32
P2	1	2.26	4.01	21	23.15	2.12	3.78	22	21.30	4.21	32
	2	2.21	4.23	21	22.23	2.20	4.12	20	20.45	4.34	30
	3	2.19	3.98	22	22.32	2.22	4.23	22	23.12	4.11	32
V1	1	2.29	4.56	26	35.65	2.31	4.83	27	36.79	3.98	30
	2	2.30	4.68	26	36.58	2.28	4.76	28	33.70	4.32	32
	3	2.25	4.41	27	27.13	2.29	4.47	32	36.70	4.45	33
V2	1	2.32	4.55	27	34.65	2.29	4.77	30	37.13	4.13	32
	2	2.30	4.43	26	32.87	2.12	4.53	31	32.65	4.54	32
	3	2.21	4.23	28	31.12	2.34	4.45	32	36.98	4.44	30

Tableau IV.3. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 2

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2.44	2.50	21	14.75	2.29	2.49	18	9.165	3.51	28
	2	2.33	2.49	19	15.75	2.26	2.48	17	8.85	3.05	26
	3	2.36	2.47	22	17.79	2.28	2.49	20	13.72	2.39	22
C2	1	2.39	4.36	31	22.44	2.17	3.95	30	13.52	4.45	32
	2	2.38	4.29	30	17.40	2.26	3.95	30	14.60	4.33	36
	3	2.38	4.29	32	13.46	2.21	3.84	31	14.54	4.26	32
P1	1	2.34	3.37	17	7.48	2.17	3.02	17	7	3.50	24
	2	2.30	3.33	17	8.13	2.21	2.98	18	8	3.17	26
	3	2.36	3.34	16	7.36	2.24	3.01	18	9.17	3.26	26
P2	1	2.33	3.54	18	9.54	2.33	4.05	20	15.32	4.12	26
	2	2.21	3.98	18	17.54	2.12	4.33	18	16.22	4.27	26
	3	2.36	4.01	16	20.21	2.24	3.99	22	20.01	4.33	27
V1	1	2.26	3.57	23	12.45	2.21	4.68	23	15.55	4.21	24
	2	2.31	4.68	22	18.39	2.18	4.83	22	14.65	3.68	26
	3	2.25	3.65	24	18.06	2.16	4.65	24	18.34	3.73	24
V2	1	2.33	4.12	24	15.56	2.41	3.93	25	18.23	4.54	28
	2	2.29	4.22	24	15.32	2.43	4.65	24	17.21	4.23	23
	3	2.31	4.32	22	13.21	2.22	4.73	23	18.23	4.04	27

Tableau IV.4. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 2

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2.36	4.54	29	23.43	2.33	4.86	30	30.43	4.44	32
	2	2.31	4.68	29	30.83	2.12	4.75	33	24.34	4.89	32
	3	2.34	4.83	28	29.87	2.14	4.35	31	32.12	4.78	33
C2	1	2.37	4.65	30	30.45	2.23	4.83	36	30.52	4.43	34
	2	2.47	4.23	29	32.21	2.34	5	35	32.21	4.83	37
	3	2.37	4.76	32	29.76	2.27	3.98	35	28.87	4.65	33
P1	1	2.33	4.66	32	31.94	2.12	4.67	34	29.98	4.65	36
	2	2.43	4.84	31	32.45	2.22	4.81	34	30.34	4.87	37
	3	2.12	4.77	32	30.20	2.34	4.75	31	31.45	4.65	32
P2	1	2.32	4.33	33	26.39	2.43	4.83	32	30.76	4.83	34
	2	2.29	4.63	32	30.90	2.23	4.45	34	33.20	4.77	32
	3	2.23	4.23	32	31.76	2.33	4.76	33	27.50	4.75	37
V1	1	2.30	4.96	31	28.32	2.08	4.88	33	32.28	4.87	33
	2	2.25	4.83	31	32.08	2.12	4.78	31	29.80	4.66	35
	3	2.28	4.87	29	30.80	2.07	4.87	32	31.61	4.83	32
V2	1	2.22	4.76	32	29.57	2.11	4.48	32	29.98	4.76	36
	2	2.25	4.83	32	31.23	2.06	4.88	32	32.45	4.98	34
	3	2.21	4.89	29	33.01	2.18	4.76	34	30.12	4.88	31

Tableau IV.5. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 3

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
V1	1	2.36	4.41	22	15.17	2.30	4.05	25	11.97	3.83	26
	2	2.29	4.16	23	12.76	2.30	4.09	21	14.65	3.68	28
	3	2.28	4.22	21	15.21	2.33	4.17	23	17.21	4.23	24
V2	1	2.33	4.23	21	14.47	2.31	4.28	23	12.84	4.22	22
	2	2.31	4.11	19	12.94	2.31	4.05	22	11.94	4.12	24
	3	2.33	3.83	18	13.12	2.29	4.16	19	15.23	4.34	21
V3	1	2.31	4.05	22	13.45	2.22	4.23	22	10.94	4.34	23
	2	2.29	4.23	21	11.99	2.12	4.65	23	12.22	4.07	21
	3	2.23	4.21	18	12.32	2.20	4.09	20	14.23	4.11	19

Tableau IV.6. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 3

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
V1	1	2.22	4.83	26	26.22	2.22	4.88	30	29.34	4.88	33
	2	2.25	4.47	28	29.12	2.21	4.93	31	30.32	4.78	30
	3	2.29	4.76	30	31.34	2.26	4.77	25	31.22	4.56	32
V2	1	2.22	4.55	30	27.45	2.32	4.77	30	28.98	4.85	30
	2	2.21	4.75	29	31.23	2.31	4.84	30	30.47	4.98	33
	3	2.26	4.45	24	29.56	2.32	4.87	33	32.32	4.67	34
V3	1	2.23	4.75	30	33.12	2.18	4.34	30	30.54	4.88	32
	2	2.32	4.89	35	28.98	2.12	4.87	33	33.12	4.34	33
	3	2.12	4.77	31	30.45	2.22	4.71	32	31.45	4.98	33

Tableau IV.7. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 4

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
L	1	2,25	4,16	27	21,96	2,11	3,94	29	19,90	4,16	25
	2	2,27	4,05	28	20,67	2,18	4,05	29	20,50	4,22	28
	3	2,25	3,97	29	21,01	2,20	3,96	27	17,94	3,96	22
C1	1	2,22	3,83	20	13,21	2,12	4,42	29	15,96	4,12	28
	2	2.23	4,11	20	15,95	2,16	4,21	30	18,25	4,58	21
	3	2,12	3,95	17	14,21	2,24	4,32	24	16,12	4,31	29
C2	1	2,1	3,96	25	13,95	2,16	4,05	26	16,95	4,52	30
	2	2,26	4,16	24	17,54	2,21	4,65	20	17,52	4,21	30
	3	2,31	4,15	22	13,22	2,14	4,32	30	20,34	4,33	25
P1	1	2,23	4,25	25	15,62	2,1	4,16	29	16,35	4,54	26
	2	2,32	4,12	29	14,89	2,21	4,52	31	18,45	4,67	28
	3	2.30	4.05	24	17,62	2,15	4,35	21	19,21	4,81	24
P2	1	2,3	4,15	26	15,95	2,13	4,05	28	16,54	4,15	29
	2	2,45	4,02	27	17,22	2,22	4,65	28	13,24	4,34	24
	3	2,41	3,96	25	16,32	2.13	4,27	24	18,24	4,31	21

Tableau IV.8. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 4

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
L	1	2,21	4,51	29	26,31	2,14	4,56	32	26,32	4,56	32
	2	2,25	4,05	30	24,95	2,34	4,65	34	27,88	4,87	32
	3	2,23	4,44	31	30,12	2,21	4,87	35	29,31	4,85	29
C1	1	2,11	4,12	31	25,14	2,14	4,56	32	28,32	4,54	33
	2	2,25	4,58	28	28,45	2,34	4,65	31	24,31	4,32	31
	3	2,14	4,67	30	26,31	2,15	4,32	32	31,11	4,31	29
C2	1	2,21	4,12	30	24,65	2,14	4,54	30	28,65	4,56	31
	2	2,25	4,34	30	25,74	2,11	4,83	28	28,22	4,37	31
	3	2,24	4,33	27	26,31	2,13	4,34	28	29,47	4,83	28
P1	1	2,22	4,83	30	28,65	2,14	4,56	32	28,95	4,54	30
	2	2,15	4,65	30	26,32	2,21	4,83	32	27,32	4,69	30
	3	2,33	4,77	30	27,15	2,32	4,76	31	30,45	4,85	32
P2	1	2,21	4,45	30	28,32	2,11	4,65	32	28,35	4,65	31
	2	2,32	4,44	29	27,45	2,15	4,15	32	25,31	4,26	30
	3	2,12	4,32	27	29,32	2,32	4,65	30	29,65	4,66	30

Tableau IV.9. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 5

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2,45	3,83	20	26,10	2,35	5,17	20	19,49	5,05	22
	2	2,39	5,05	18	18,04	2,35	4,17	18	12,42	5,15	20
	3	2,40	5,40	24	29,23	2,35	4,76	21	21,25	5,27	22
C2	1	2,37	4,05	22	10,79	2,28	4,83	23	14,20	4,21	23
	2	2,40	4,15	23	13,66	2,28	4,33	20	14,65	4,14	23
	3	2,40	4,76	21	12,38	2,32	4,28	20	11,35	4,05	20
C3	1	2,36	4,11	20	10,65	2,25	4,15	18	12,36	4,06	23
	2	2,33	4,32	19	14,32	2,12	4,21	23	15,85	3,76	26
	3	2,24	4,25	19	12,41	2,14	3,83	20	11,32	3,85	20
P1	1	2,44	5,15	22	27,87	2,38	4,45	20	12,44	3,14	24
	2	2,44	5,76	24	16,19	2,33	4,29	20	10,64	3,10	26
	3	2,45	5,76	24	20,49	2,35	4,45	22	11,20	3,34	25
P2	1	2,34	4,86	23	12,65	2,12	4,05	22	15,32	4,10	22
	2	2,31	4,15	23	20,32	2,22	4,22	20	14,22	3,83	20
	3	2,21	4,66	20	18,66	2,32	4,11	20	11,12	3,96	19
V1	1	2,38	4,83	22	15,06	2,31	4,43	21	15,61	4,33	28
	2	2,28	4,46	19	12,33	2,50	4,36	21	18,46	4,22	26
	3	2,41	5,10	18	13,25	2,36	4,70	19	16,77	3,96	26
V2	1	2,35	4,65	19	15,21	2,22	3,96	22	15,98	4,05	23
	2	2,28	4,26	19	14,45	2,12	4,15	24	14,25	4,32	24
	3	2,12	4,14	20	17,32	2,34	4,76	18	12,35	3,87	22

Tableau IV.10. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 5

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
C1	1	2,41	4,60	23	32,77	2,29	4,76	20	22,73	4,98	22
	2	2,33	4,76	30	22,56	2,33	4,85	18	30,44	4,41	30
	3	2,37	4,83	25	21,65	2,33	4,66	22	29,05	4,29	28
C2	1	2,45	3,96	22	30,12	2,22	4,21	33	26,65	4,05	33
	2	2,35	3,85	23	28,62	2,24	4,65	31	24,35	4,22	33
	3	2,15	4,15	21	27,32	2,12	5,05	30	33,21	4,65	30
C3	1	2,45	4,45	32	29,32	2,33	5,15	32	30,32	5,15	32
	2	2,35	4,66	35	30,55	2,15	5,05	34	35,21	5,11	31
	3	2,22	4,96	30	27,36	2,42	4,65	30	27,21	4,95	31
P1	1	2,45	4,15	30	24,44	2,37	4,34	31	25,63	4,05	30
	2	2,42	4,69	28	29,36	2,28	4,25	31	27,32	4,65	33
	3	2,51	4,98	32	30,12	2,36	4,15	30	26,14	4,55	29
P2	1	2,41	4,35	30	26,32	2,21	4,16	31	29,32	4,56	30
	2	2,45	4,25	30	25,15	2,15	4,25	31	24,12	3,96	31
	3	2,33	4,22	28	27,66	2,31	4,31	33	28,33	4,65	28
V1	1	2,46	4,96	32	26,35	2,35	4,83	28	26,35	4,12	28
	2	2,40	4,83	32	25,36	2,26	4,96	32	28,15	4,32	29
	3	2,43	4,86	30	29,15	2,33	4,65	30	29,32	4,36	31
V2	1	2,42	4,55	25	22,32	2,22	4,51	30	30,32	3,96	30
	2	2,32	4,32	26	24,36	2,36	4,13	30	26,35	3,84	24
	3	2,41	4,25	26	28,65	2,34	4,33	27	27,32	4,62	28

Tableau IV.11. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 07 jours du projet N° 6

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
S1	1	2,41	3,96	18	12,35	2,22	4,21	20	15,21	4,51	26
	2	2,31	4,21	22	15,41	2,14	4,11	18	14,11	4,23	22
	3	2,14	4,56	22	14,11	2,21	4,05	16	10,21	4,22	21
P1	1	2,54	4,21	25	19,05	2,54	4,54	26	15,32	4,56	29
	2	2,41	4,56	22	16,54	2,31	4,56	26	14,54	4,54	23
	3	2,35	4,34	24	22,31	2,35	4,77	22	20,25	4,76	26
P2	1	2,44	4,54	25	10,54	2,35	4,56	26	21,65	4,56	25
	2	2,45	4,55	20	10,23	2,21	4,41	26	18,21	4,55	28
	3	2,40	4,13	23	15,32	2,34	4,32	21	15,32	4,55	24
V1	1	2,33	4,15	24	11,32	2,21	4,51	24	13,65	5,05	30
	2	2,56	4,22	22	12,21	2,14	4,32	24	15,32	5,15	25
	3	2,44	4,45	20	12,41	2,34	4,14	22	12,13	4,65	27
V2	1	2,34	4,56	26	20,10	2,15	4,54	23	15,65	4,65	26
	2	2,31	4,54	24	16,45	2,14	4,76	25	15,78	4,89	27
	3	2,4	4,84	25	15,24	2,24	4,77	26	17,95	4,77	27
C1	1	2,54	3,98	18	10,65	2,31	4,54	23	16,65	5,05	23
	2	2,54	3,65	15	14,32	2,14	4,25	25	15,25	4,65	23
	3	2,35	4,51	22	18,33	2,45	4,66	25	17,32	4,74	28
C2	1	2,45	4,84	26	15,32	2,33	4,76	26	16,65	5,45	30
	2	2,38	4,65	24	14,32	2,14	5,05	24	18,32	4,98	25
	3	2,45	4,76	24	17,21	2,47	4,98	28	18,25	4,68	28

Tableau IV.12. Résultats des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 6

Désignation		Spécimen Conservé dans l'eau				Spécimen Conservé à l'air libre				Elément	
Prélèv.	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	VU (km/s)	Ind.R.
S1	1	2,44	4,65	30	26,98	2,25	5,15	31	29,32	5,05	25
	2	2,41	4,98	33	30,54	2,12	4,84	31	27,65	4,66	29
	3	2,25	4,69	32	28,32	2,32	4,98	30	28,13	4,98	31
P1	1	2,45	5,05	30	30,32	2,23	4,77	33	30,34	5,05	33
	2	2,42	5,15	32	30,15	2,34	5,11	32	29,86	5,15	33
	3	2,31	4,98	33	29,17	2,45	5,12	32	28,65	5,05	31
P2	1	2,42	5,15	32	29,98	2,21	5,22	32	29,65	5,15	33
	2	2,35	4,99	30	31,32	2,32	5,14	33	30,46	5,05	33
	3	2,40	5,21	29	30,12	2,15	4,94	32	31,33	5,11	30
V1	1	2,51	5,05	31	28,65	2,24	5,15	30	28,65	5,13	32
	2	2,32	5,11	30	29,46	2,25	5,21	31	31,01	5,05	32
	3	2,33	4,96	30	31,21	2,33	4,85	31	29,04	4,96	30
V2	1	2,45	5,10	30	30,21	2,15	5,15	30	29,65	4,96	31
	2	2,32	4,95	31	31,21	2,41	5,15	32	28,32	4,76	30
	3	2,44	5,15	31	29,65	2,31	4,97	33	28,45	5,04	30
C1	1	2,54	4,99	30	29,36	2,23	5,15	32	30,84	4,99	30
	2	2,41	5,05	32	31,21	2,14	5,01	33	32,65	4,69	30
	3	2,32	5,13	32	31,32	2,22	4,95	33	29,65	5,15	28
C2	1	2,65	5,15	32	30,32	2,41	4,96	32	30,65	5,23	32
	2	2,51,	5,13	32	30,14	2,20	5,04	32	30,45	5,15	32
	3	2,32	5,01	30	31,32	2,13	5,11	31	29,65	5,11	30

IV.3 Analyse des résultats d'essais au scléromètre

IV.3.1 Effet du béton conservé dans l'eau sur l'indice de rebondissement

Sur la base des résultats individuels des éprouvettes, la figure IV.1 montre une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les indices de rebondissement «I» correspondants, qui sont effectués sur des spécimens conservés dans l'eau. Cette corrélation rassemblant les différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression proposée à cette corrélation est une fonction de forme puissance présentée par l'équation (IV.1) avec un coefficient de corrélation r = 0.766 et une erreur type s = 3.420 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 0.399\, I^{1.232} \qquad \text{(IV.1)}$$

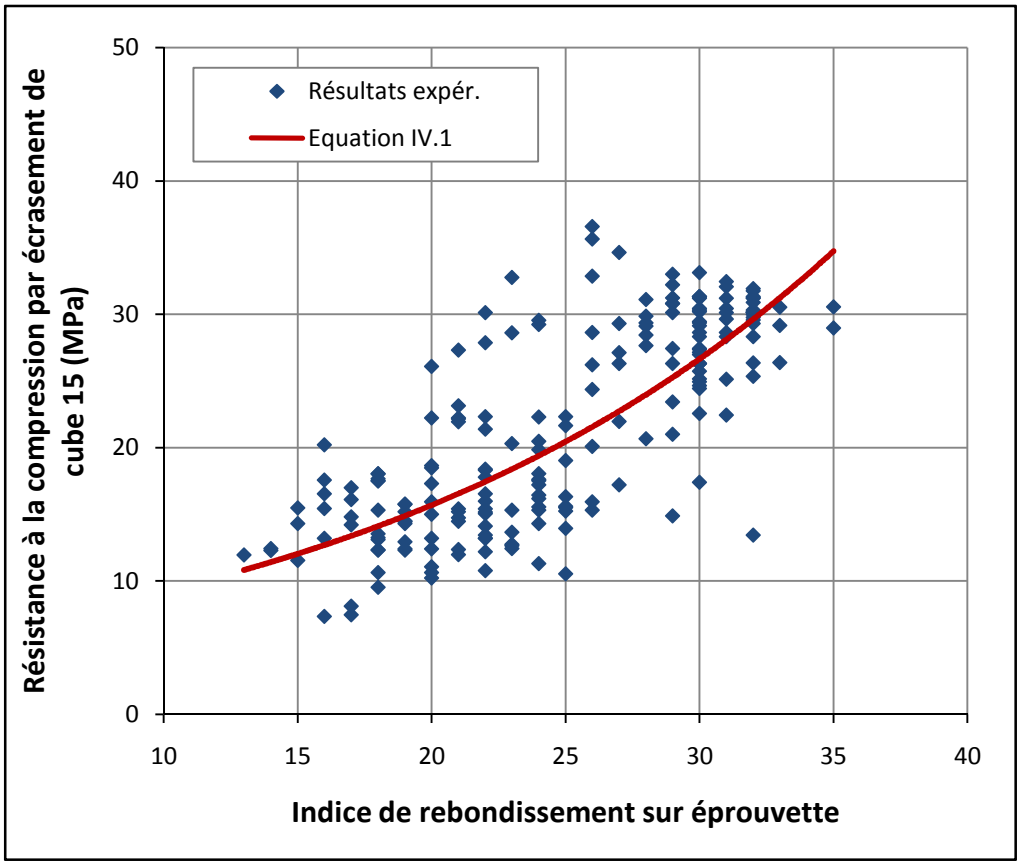


Fig. IV.1. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau.

D'après la figure IV.1, on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation (r = 0.766) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges.

Soshiroda et al [32] ont développé, pour le scléromètre, une relation linéaire (Eq. IV.2) 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 ^{0}C.

$$\boldsymbol{R28} = 1.623\, I_{28} - 20.547 \qquad \text{(IV.2)}$$

Avec : **R** en MPa.

De même, Knaze et Beno [50] ont proposé une relation polynomiale (Eq. IV.3), 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.

$$\boldsymbol{R} = -0.002\, I^2 + 2.045\, I - 46.426 \qquad \text{(IV.3)}$$

Avec : **R** en MPa.

IV.3.2 Effet de type d'élément à ausculter sur l'indice de rebondissement

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure IV.2 montre une courbe de corrélation élaborée entre les résistances à la compression «R» par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et les indices de rebondissement «I» correspondants effectués sur des éléments d'ouvrages. Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents types de bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme puissance présentée par l'équation (IV.4) avec un coefficient de corrélation r = 0.596 et une erreur type s = 2.083 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 0.202\, I^{1.382} \qquad \text{(IV.4)}$$

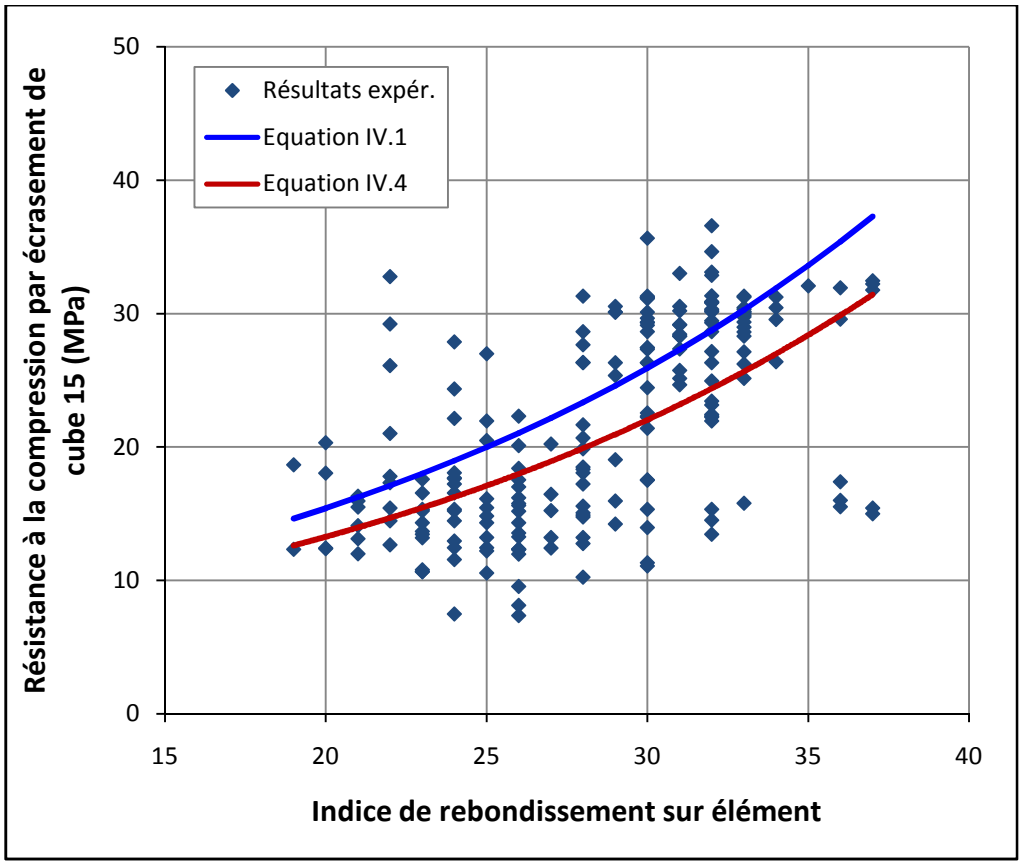


Fig. IV.2. Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur éléments et sur éprouvettes.

La figure IV.2 montre aussi une autre corrélation de l'équation (IV.1) obtenue sur la base des essais effectués sur des spécimens. On remarque que cette corrélation surestime la résistance de l'ordre de 3 MPa par rapport à la corrélation de l'équation (IV.4) développée à partir des essais effectués sur des éléments d'ouvrages (Fig. IV.3). Par contre, la courbe de l'équation (IV.4) est très voisine à la courbe d'égalité (Y=X), alors les corrélations élaborées à partir des indices de rebondissement effectués sur éléments offrent une meilleure approche de la résistance potentielle du béton in situ comparativement à celles développées à partir des éprouvettes.

Idrissou [29] a aussi développé deux corrélations différentes : l'une reliant les résistances avec les indices effectués sur des éprouvettes conservées à l'air et l'autre basée sur des résistances des carottes corrélées avec les indices effectués sur les poteaux à carotter. L'auteur a conclu que la corrélation développée à partir des essais sur poteaux donne des résistances plus proches à la réalité comparativement à celle développée sur des éprouvettes.

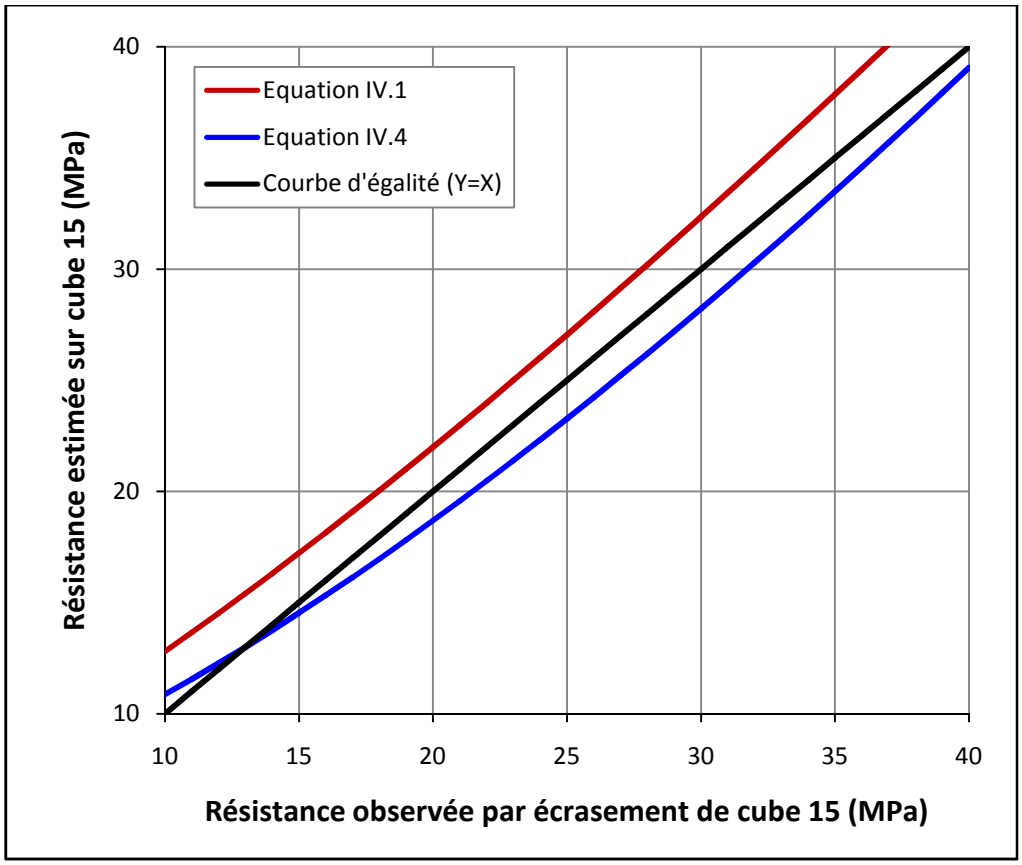


Fig. IV.3. Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations développées sur éprouvettes et sur éléments.

IV.3.3 Effet du béton conservé à l'air libre sur l'indice de rebondissement

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure IV.4 montre une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les indices de rebondissement «I» correspondants, qui sont effectués sur des spécimens conservés à l'air libre. Cette corrélation rassemblant les différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme puissance présentée par l'équation (IV.5) avec un coefficient de corrélation r = 0.808 et une erreur type s = 3.380 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 0.298\, I^{1.306} \qquad \text{(IV.5)}$$

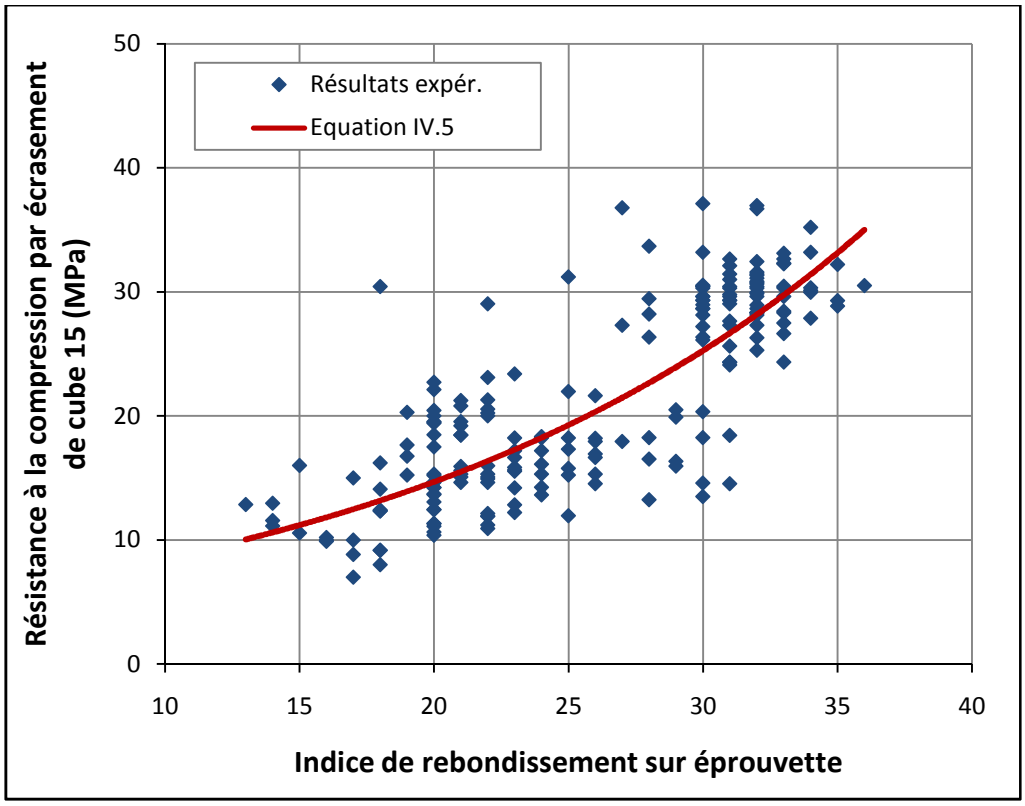


Fig. IV.4. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre.

De la figure IV.4, on constate que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air libre est testés à différents âges, présente aussi une bonne corrélation (r = 0.929) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants.

Qasrawi [25] a élaboré une corrélation linéaire de l'équation (IV.6) 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.

$$\boldsymbol{R} = 1.353\, I - 17.393 \qquad \text{(IV.6)}$$

Avec : R en MPa.

Une autre corrélation sous forme linéaire (Eq. IV.7) d'un coefficient de corrélation r = 0.962 et une erreur type s = 2.333 MPa a été développée par Hobbs et Kebir [33]. 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 20^0C.

$$\boldsymbol{R} = 2.168\, I - 27.747 \qquad \text{(IV.7)}$$

Avec : R en MPa.

IV.3.4 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: indice - résistance

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure IV.5 montre une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression «R» par écrasement des spécimens conservés à l'air libre sur chantier et les indices de rebondissement «I» correspondants effectués sur des éléments d'ouvrages. Cette corrélation rassemblant les différents types de bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme puissance présentée par l'équation (IV.8) avec un coefficient de corrélation r = 0.625 et une erreur type s = 2.158 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 0.125\, I^{1.525} \qquad \text{(IV.8)}$$

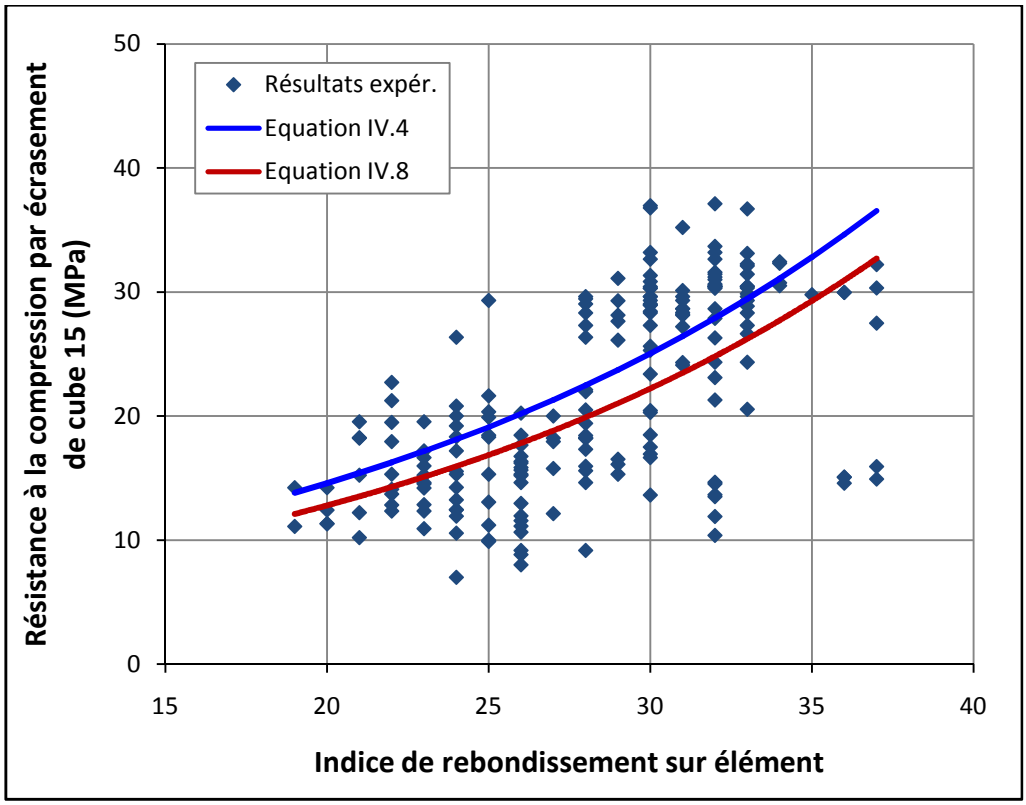


Fig. IV.5. Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de conservation des spécimens.

Cette corrélation a été comparée à la corrélation de l'équation (IV.4) élaborée sur les spécimens conservés dans l'eau (Fig. IV.5). Alors, la corrélation développée sur des spécimens conservés dans l'eau donne des résistances supérieures à celle développée sur des spécimens conservés à l'air libre sur chantier.

IV.3.5 Conclusion

D'après cette série de corrélations établies à l'aide du scléromètre, la corrélation la plus appropriée pour estimer la résistance potentielle du béton, est celle proposée de l'équation (IV.4) reliant les résistances par écrasement des spécimens conservés dans l'eau avec les indices de rebondissement correspondants effectués sur des éléments d'ouvrages. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est :

$$R \text{ (potentielle)} = R \text{ (estimée)} \pm 4.1 \text{ MPa}$$

Par ailleurs, la corrélation la plus appropriée pour l'estimation de la résistance réelle du béton in situ par le scléromètre est celle de l'équation (IV.8) qui est basée sur les résistances par écrasement des spécimens conservés à l'air libre sur chantier et les indices de rebondissement correspondants effectués sur des éléments d'ouvrages. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est:

$$R \text{ (réelle)} = R \text{ (estimée)} \pm 4.3 \text{ MPa}$$

IV.3.6 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(I)$

De nombreuses corrélations uniparamétriques entre la résistance à la compression par écrasement «R» et l'indice de rebondissement «I», ont été proposées par différents chercheurs:

- Soshiroda et al [32], Qasrawi [25], Hobbs et Kebir [33] ont proposé des relations linéaires des équations (IV.2), (IV.6) et (IV.7) respectivement.
- l'abaque fourni avec l'appareil [51] a été élaboré sous forme de tableau d'où résulte une relation polynomiale (Eq. IV.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.

$$\boldsymbol{R} = 0.011\, I^2 + 0.902\, I - 12.870 \qquad \text{(IV.9)}$$

Avec : R en MPa.

La figure IV.6 montre une comparaison entre les corrélations proposées par cette étude (Eq. IV.4 et IV.8) et les modèles donnés par les équations : (IV.2), (IV.6), (IV.7) et (IV.9) qui sont développés par divers chercheurs. L'effet d'échelle a été pris en considération.

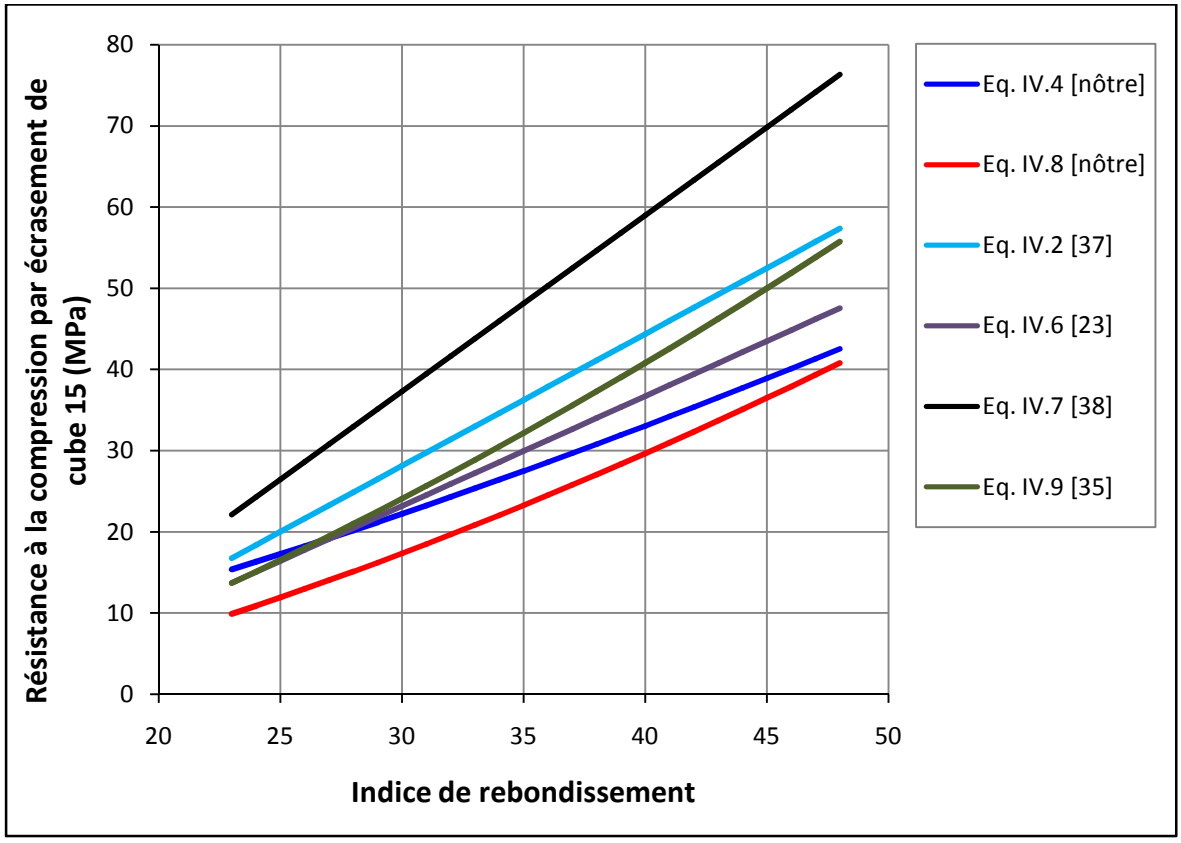


Fig. IV.6. Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.

De la figure IV.6 on note que :

- la courbe proposée de l'équation (IV.4) est plus proche à celle proposée par Qasrawi (Eq. IV.6) comparativement aux autres, ceci est dû sans doute que les bétons à examiner sont tous des bétons de chantiers ;
- les courbes des équations (IV.2), (IV.6), (IV.7) et (IV.9) développées sur éprouvettes, donnent des résistances supérieures à celles des équations (IV.4) et (IV.8) développées sur éléments d'ouvrages ;
- la courbe basée sur l'abaque de l'appareil (Eq. IV.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 des conditions de mise en œuvre du béton sur l'établissement d'une corrélation.

IV.4 Analyse des résultats d'essais à l'ultrason

IV.4.1 Effet du béton conservé dans l'eau sur la vitesse ultrasonique

Sur la base des résultats individuels des éprouvettes, la figure IV.7 montre une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes, qui sont effectuées sur des spécimens conservés dans l'eau. Cette corrélation rassemblant les différents types de bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression proposée à cette corrélation est une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation (IV.10) avec un coefficient de corrélation r = 0.775 et une erreur type s = 3.436 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 4.297\ exp\ (0.350\ \boldsymbol{V}) \qquad \text{(IV.10)}$$

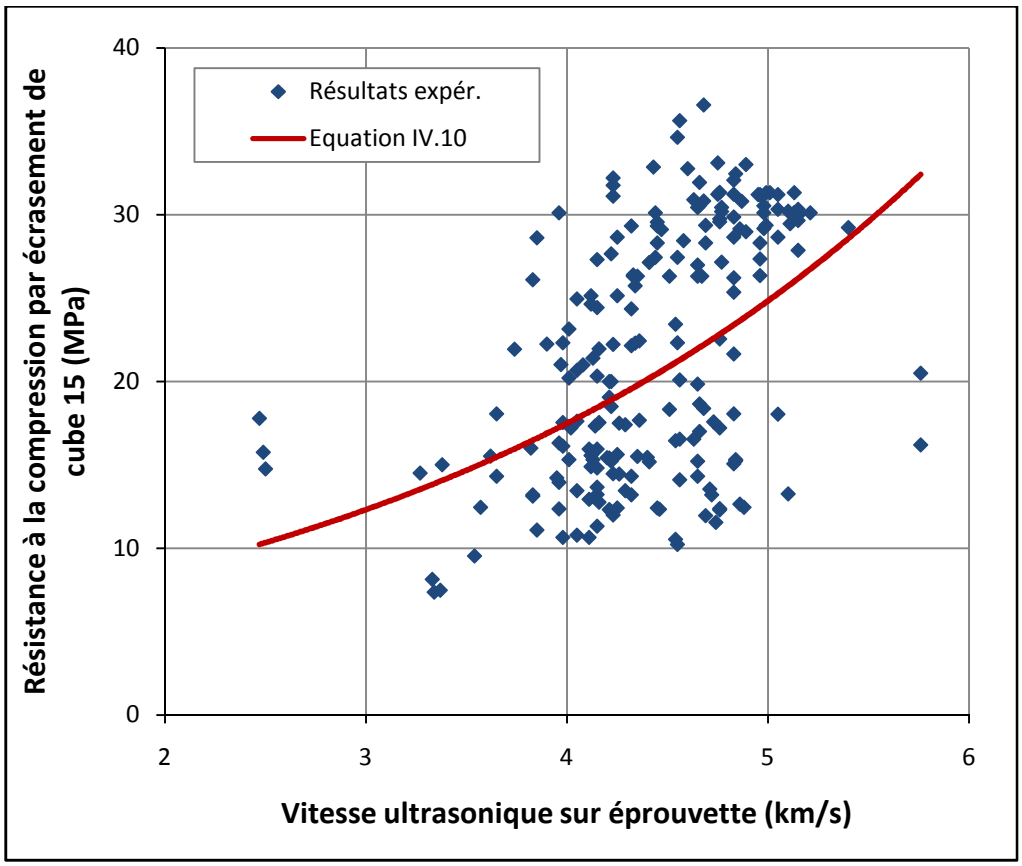


Fig. IV.7. Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau.

La figure IV.7 montre qu'il existe aussi une bonne corrélation (r = 0.775) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasonique correspondantes pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges.

Soshiroda et al [32] ont aussi développé, pour l'ultrason, une relation exponentielle (Eq. IV.11) 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 (IV.2).

$$\boldsymbol{R_{28}} = 0.043\ exp\ (1.498\ V_{28}) \qquad \text{(IV.11)}$$

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

Une autre étude réalisée par Knaze et Beno [50] en proposant une relation polynomiale (Eq. IV.12) 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 (IV.3).

$$\boldsymbol{R} = -0.1013\ V^2 + 11.2735\ V - 267.5249 \qquad \text{(IV.12)}$$

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

Aussi, Rio et al [52] ont proposé une relation exponentielle (Eq. IV.13) d'un coefficient de corrélation r = 0.961. Le béton choisi pour leur étude est basé sur une variation biparamétrique (E/C et méthode de formulation), avec un rapport E/C variant de 0.48 à 0.80 et la formulation est effectuée selon deux méthodes: Carlos et Bolomey. La cure des bétons a été réalisée dans des chambres humides de 90 % d'humidité et 20 °C de température.

$$\boldsymbol{R} = exp\ (-5.400 + 0.002\ V) \qquad \text{(IV.13)}$$

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

IV.4.2 Effet de type d'élément à ausculter sur la vitesse ultrasonique

Sur la base des valeurs moyennes des prélèvements, la figure IV.8 présente une courbe de corrélation élaborée entre les résistances à la compression «R» par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrages. Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation (IV.14) avec un coefficient de corrélation r = 0.601 et une erreur type s = 2.401 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 6.290\ exp\ (0.272\ V) \qquad \text{(IV.14)}$$

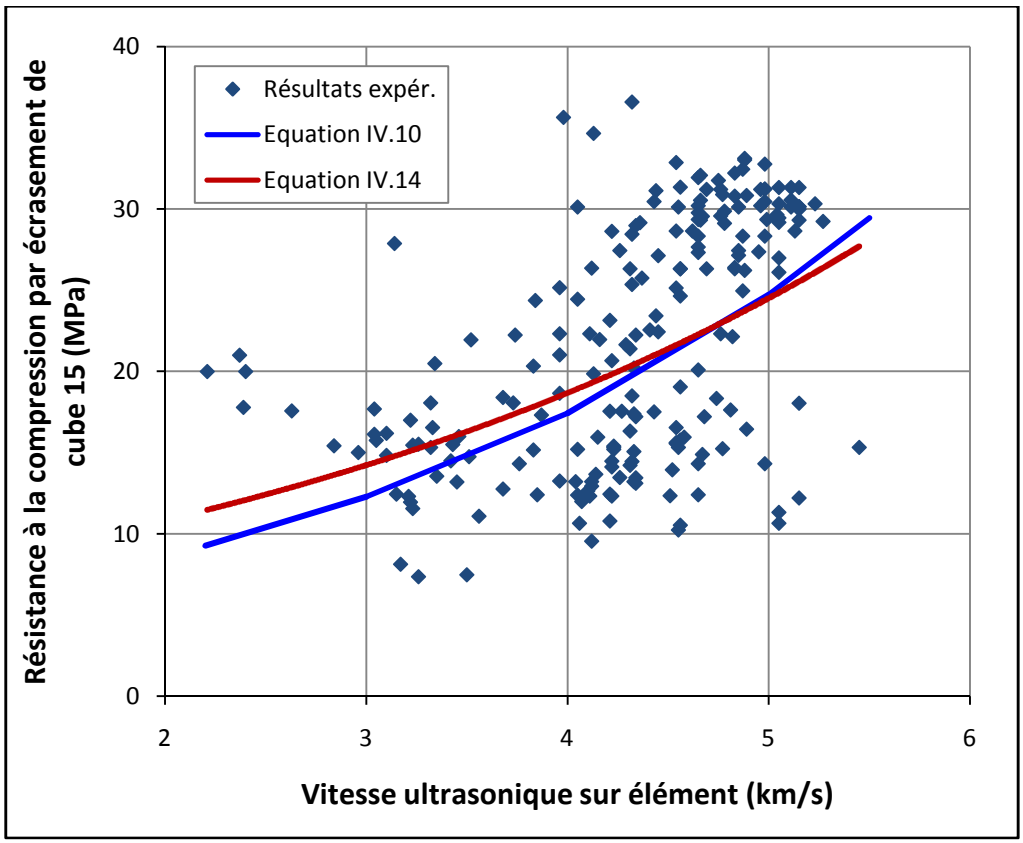


Fig. IV.8. Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur élément et sur éprouvette.

Une comparaison présentée aussi sur la figure IV.8 entre la corrélation en question et celle de l'équation (IV.10) qui est développée sur des spécimens. D'après la figure IV.9, il est très clair que la relation (Eq. IV.10) sous estime la résistance à la compression, par ailleurs la courbe de l'équation (IV.14) est très voisine à la courbe d'égalité (Y=X) par rapport à la courbe de l'équation IV.10. Alors, les corrélations établies à partir des vitesses ultrasoniques effectuées sur éléments offrent aussi une meilleure approche de la résistance potentielle du béton in situ comparativement à celles développées à partir des éprouvettes.
Il faut noter qu'Idrissou [29] a aussi proposé deux corrélations différentes : l'une reliant les résistances avec les vitesses effectuées sur des éprouvettes conservées à l'air et l'autre basée sur les résistances des carottes corrélées avec les vitesses effectuées sur les poteaux à carotter.

Il a montré que la corrélation développée sur les poteaux donne des résistances plus proches à la réalité comparativement à celles développées sur les éprouvettes.

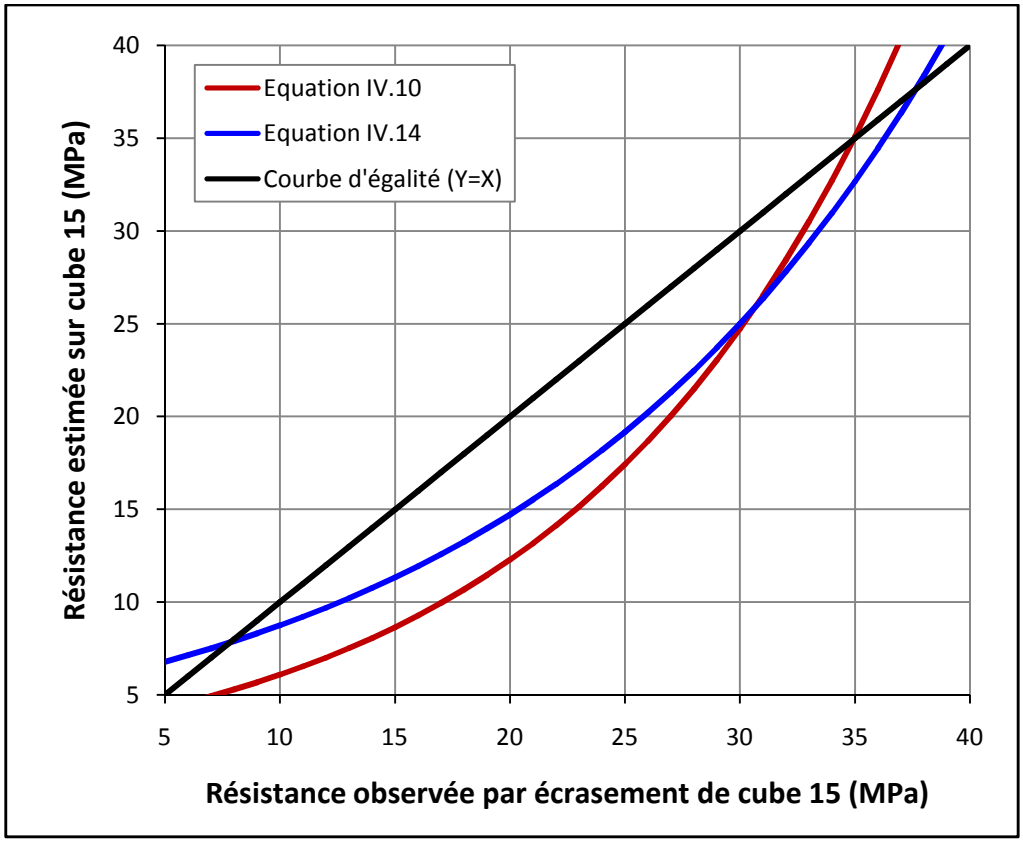


Fig. IV.9. Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations élaborées sur éprouvette et sur élément.

IV.4.3 Effet du béton conservé à l'air libre sur la vitesse ultrasonique

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure IV.10 montre une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes, qui sont effectués sur des spécimens conservés à l'air libre. Cette corrélation rassemblant les différents bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation (IV.15) avec un coefficient de corrélation r = 0.663 et une erreur type s = 3.392 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 2.162\ exp\ (0.308\ \boldsymbol{V}) \qquad \text{(IV.15)}$$

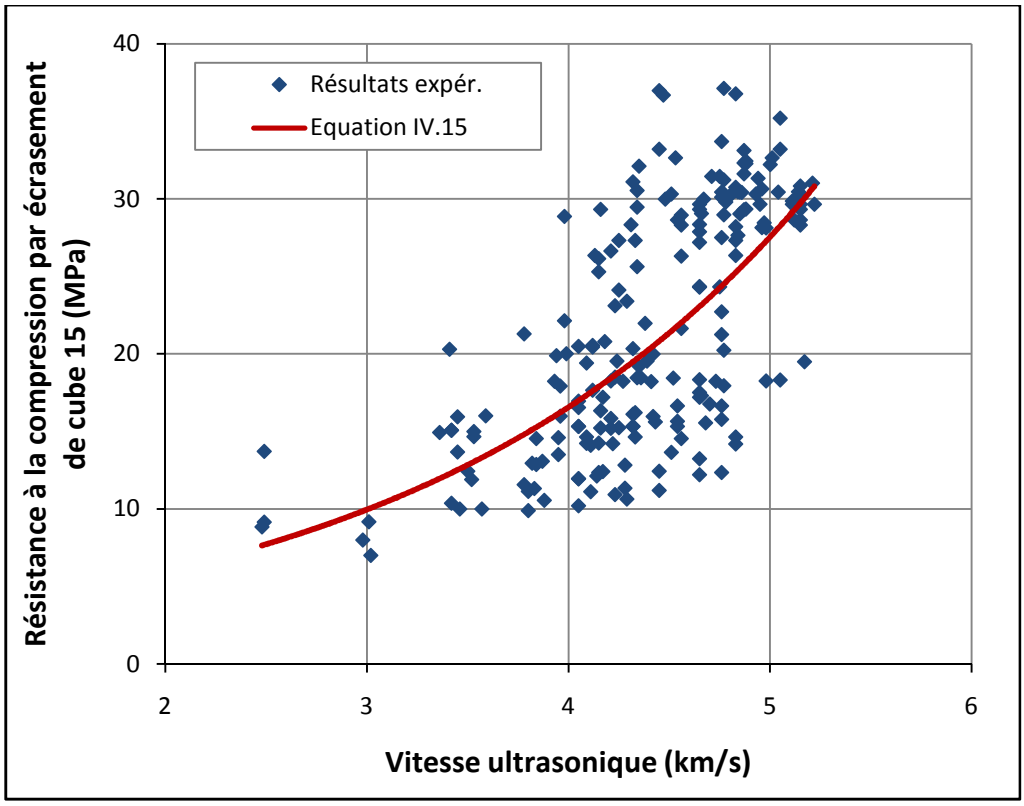


Fig. IV.10. Courbe de corrélation développée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre.

De la figure IV.10, on constate que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air et testés à différents âges, présente aussi une bonne corrélation (r = 0.663) entre les résistances à la compression par écrasement et la vitesse ultrasonique correspondantes.

Qasrawi [25] a aussi élaboré, pour l'ultrason, une relation linéaire (Eq. IV.16) 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 (IV.6).

$$\boldsymbol{R} = 36.720\,\boldsymbol{V} - 129.077 \qquad \text{(IV.16)}$$

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

De même, un autre travail a été effectué par Hobbs et Kebir [33] en proposant une relation polynomiale (Eq. IV.17) 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 (IV.7).

$$\boldsymbol{R} = 12.289\,\boldsymbol{V^2} - 49.024\,\boldsymbol{V} + 24.271 \qquad \text{(IV.17)}$$

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

IV.4.4 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: vitesse - résistance

Sur la base des valeurs moyennes des prélèvements, la figure IV.11 montre une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression «R» par écrasement des spécimens conservés à l'air libre sur chantier et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrages. Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents types de bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une fonction de forme exponentielle présentée par l'équation (IV.18) avec un coefficient de corrélation r = 0.592 et une erreur type s = 2.261 MPa.

$$\boldsymbol{R} = 4.161\ exp\ (0.366\ \boldsymbol{V}) \qquad \text{(IV.18)}$$

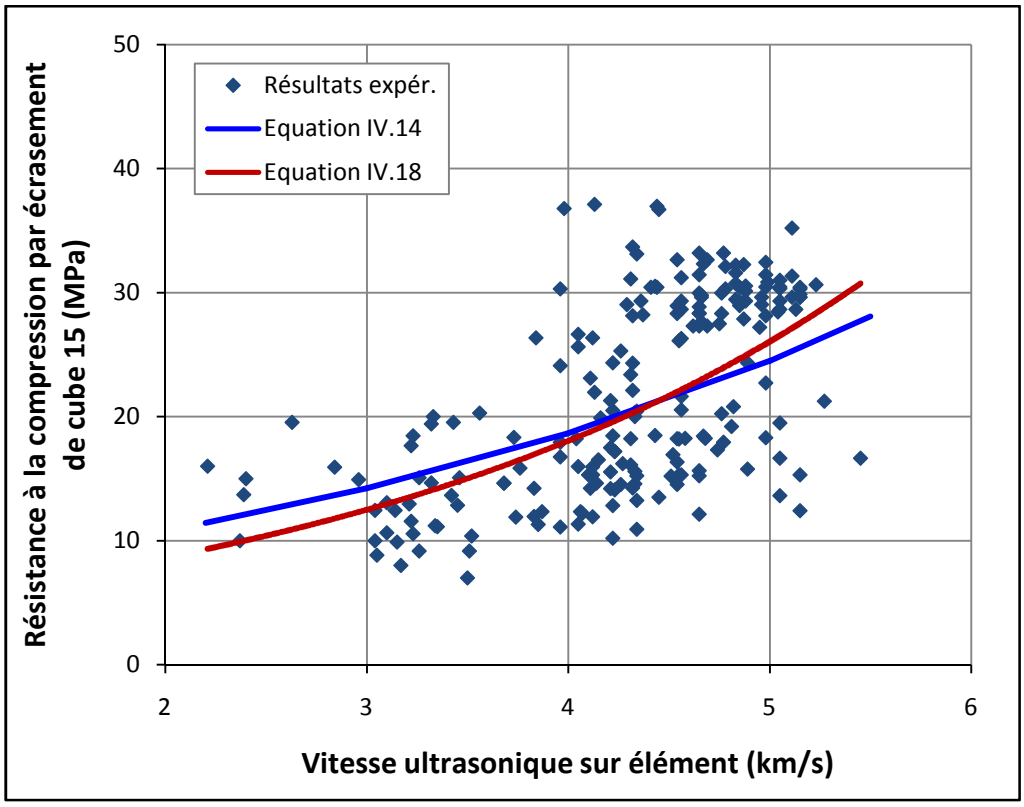


Fig. IV.11. Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de conservation des spécimens.

En vue d'une comparaison, la figure IV.11 montre aussi la corrélation de l'équation (IV.14) développée sur des spécimens conservés dans l'eau. Alors, cette corrélation donne des résistances plus élevées à celle de l'équation (IV.18) développée sur des spécimens conservés à l'air libre sur chantier.

IV.4.5 Conclusion

Parmi cette série de corrélations développées au moyen de l'ultrason, la corrélation la plus adaptée, pour estimer la résistance potentielle du béton dans l'ouvrage, est celle proposée de l'équation (IV.14). Cette corrélation reliant les résistances par écrasement des spécimens conservés dans l'eau avec les vitesses ultrasoniques correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrages. L'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% ayant une précision de :

$$R \text{ (potentielle)} = R \text{ (estimée)} \pm 4.8 \text{ MPa}$$

Par ailleurs, pour l'estimation de la résistance réelle du béton in situ par l'ultrason, la corrélation la plus appropriée est celle de l'équation (IV.18). Cette corrélation établie entre les résistances par écrasement des spécimens conservés à l'air libre sur chantier et les vitesses ultrasoniques correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrages. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est :

$$R \text{ (réelle)} = R \text{ (estimée)} \pm 4.5 \text{ MPa}$$

IV.4.6 Etude comparative aux autres modèles R_{site}= f (V) Site

De nombreuses corrélations uniparamétriques, entre la résistance à la compression par écrasement «R» et la vitesse ultrasonique «V» correspondante, ont été développées par différents chercheurs:

- Soshiroda et al [32], Rio et al [52], Hobbs et Kebir [33] ont proposé des relations linéaires des équations (IV.11), (IV.13) et (IV.17) respectivement.
- Dreux et Festa [3] ont développé une relation sous forme graphique d'où résulte une relation exponentielle (Eq. IV.19), avec un coefficient de corrélation r = 0.999. Cette courbe est souvent utilisée par de nombreux organismes de contrôle du béton.

$$\boldsymbol{R} = 0.051\, exp\,(1.487\, \boldsymbol{V}) \qquad \text{(IV.19)}$$

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

La figure IV.12 présente une comparaison entre les corrélations proposées par cette étude (Eq. IV.14 et IV.18) et les modèles donnés par les équations: (IV.11), (IV.13), (IV.17) et (IV.19) qui sont développés par divers chercheurs. L'effet d'échelle a été pris en considération.

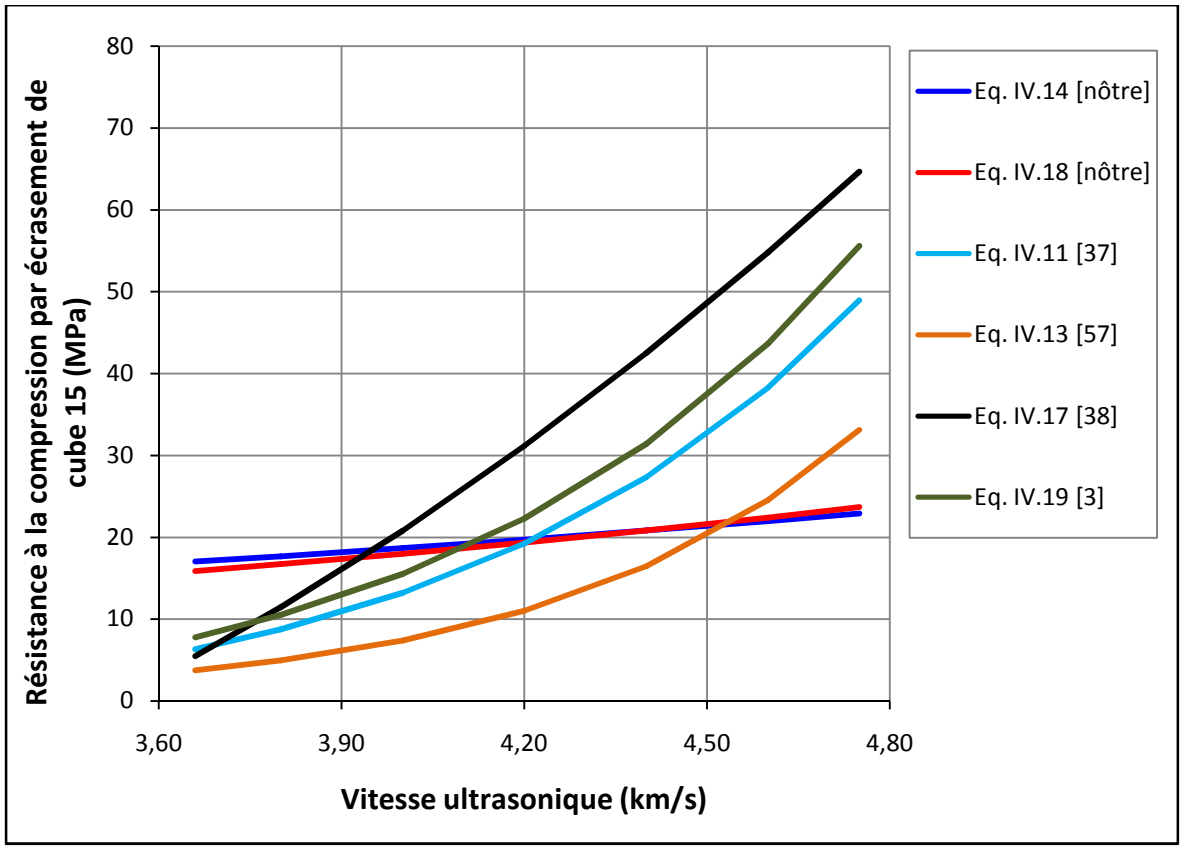


Fig. IV.12. Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.

De la figure IV.12 on constate que :

- les corrélations des équations (IV.17) et (IV.19), établies sur des spécimens conservés dans des conditions sèches, donnent des résistances supérieures à celles des équations (IV.11) et (IV.13) développées sur des spécimens conservés dans des conditions humides. Par ailleurs, on a observé que les corrélations des équations (IV.14) et (IV.18) proposées par cette étude, donnent des résistances plus élevées à celles des équations (IV.11) et (IV.13). Ce qui permet de dire que le mode de conservation des spécimens influe effectivement sur la résistance à la compression ;

- la corrélation de l'équation (IV.19) proposée par Dreux, qui est souvent utilisé par de nombreux organismes de contrôle du béton, sous estime la résistance à la compression d'une manière significative notamment dans les bétons qui présentent des résistances inférieures à 45 MPa.

IV.5 Combinaison des deux essais ND sur éléments

IV.5.1 Modèles proposés par corrélation combinée

Les corrélations par la méthode combinée sont établies entre les résistances à la compression par écrasement «R» des spécimens conservées selon deux modes différents (l'eau et l'air sur chantier) d'une part et d'autre part les mesures d'auscultations correspondantes (indice de rebondissement «I» & vitesse ultrasonique «V») effectuées sur des éléments d'ouvrages. Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents types de bétons prélevés sur divers sites et examinés à différents âges.

IV.5.1.1 Bétons conservés dans l'eau

La corrélation combinée basée sur des spécimens conservés dans l'eau est présentée sous forme graphique par la figure IV.13 et sous forme d'expression analytique par l'équation (IV.20) de forme linéaire.

$$\boldsymbol{R} = 8.061\,\boldsymbol{V} + 0.739\,I - 30.400 \qquad \text{(IV.20)}$$

Cette corrélation ayant un coefficient de corrélation r = 0.848 et une erreur type s=1.915MPa. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est :

R (potentielle) = R (estimée) ± 3.8 MPa.

La corrélation par la méthode combinée (Eq. IV.20) présente un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement à ceux des modèles uniparamétriques des équations (IV.4) et (IV.14). La même observation a été soulevée par d'autres chercheurs [29, 33]. Ceci prouve que l'estimation de la résistance à partir de la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à la méthode uniparamétrique. Alors, l'utilisation de cette méthode par l'ingénieur de contrôle va lui permettre de mieux estimer la résistance potentielle du béton in situ et de la comparer à la résistance caractéristique requise.

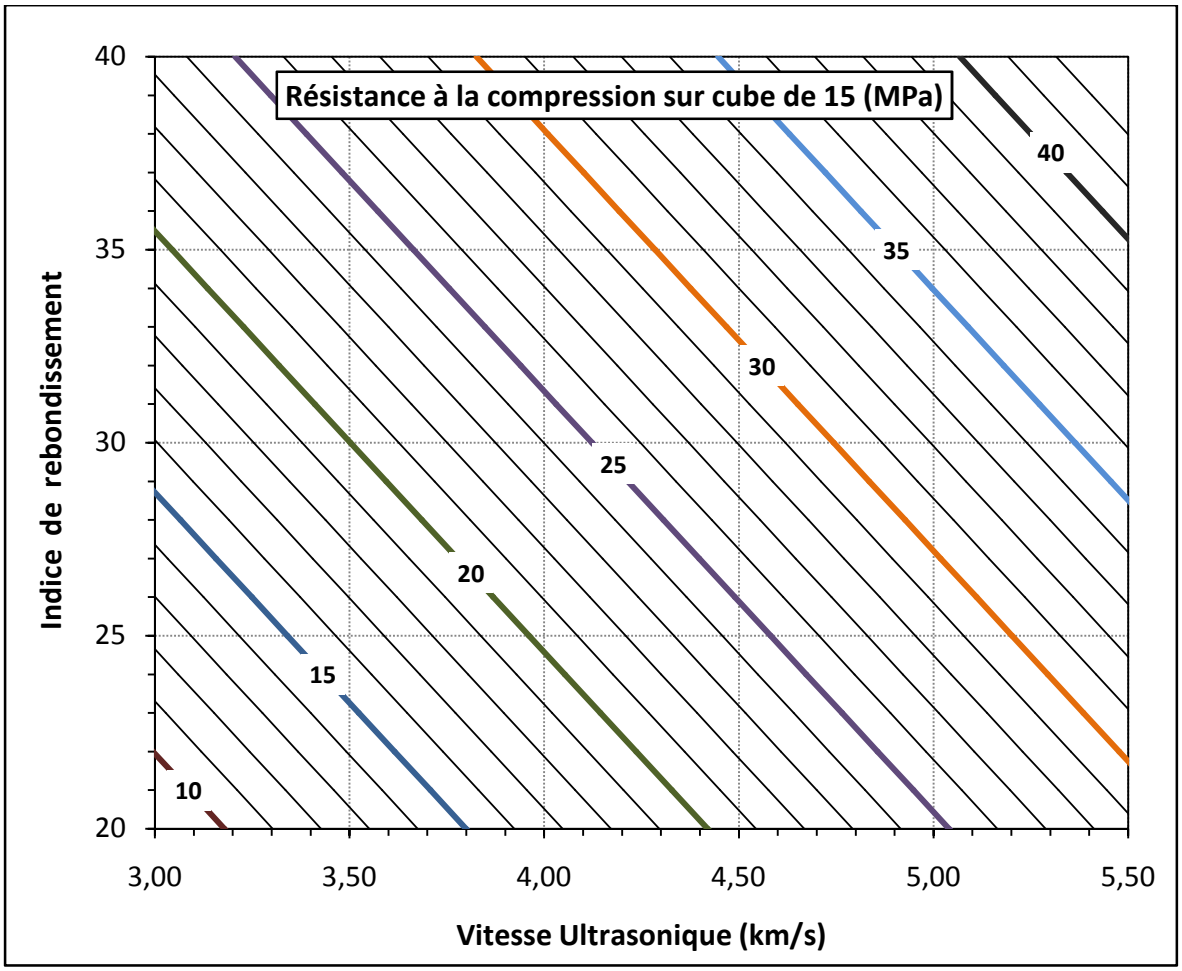


Fig. IV.13. Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et mesures non destructives sur élément d'ouvrage.

IV.5.1.2 Bétons conservés à l'air sur chantier

La figure IV.14 montre une corrélation combinée qui est développée sur des spécimens conservés à l'air libre sur chantier. L'expression analytique proposée, en utilisant la régression multiple, est une fonction de forme linéaire présentée par l'équation (IV.21).

$$\boldsymbol{R} = 9.531\,\boldsymbol{V} + 0.684\,I - 36.95 \qquad \text{(IV.21)}$$

La présente corrélation ayant un coefficient de corrélation r = 0.761 et une erreur type s=1.803 MPa. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est:

R (réelle) = R (estimée) ± 3.6 MPa.

Il est à noter que le modèle combiné de l'équation (IV.21) présente aussi un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée en comparaison à ceux des modèles uniparamétriques des équations (IV.8) et (IV.18). Alors, l'utilisation de la méthode combinée donne une meilleure estimation de la résistance à la compression pour permettre à l'ingénieur de contrôle de mieux approcher à la résistance réelle du béton dans l'ouvrage et de la comparer à la résistance minimale acceptable pour le calcul.

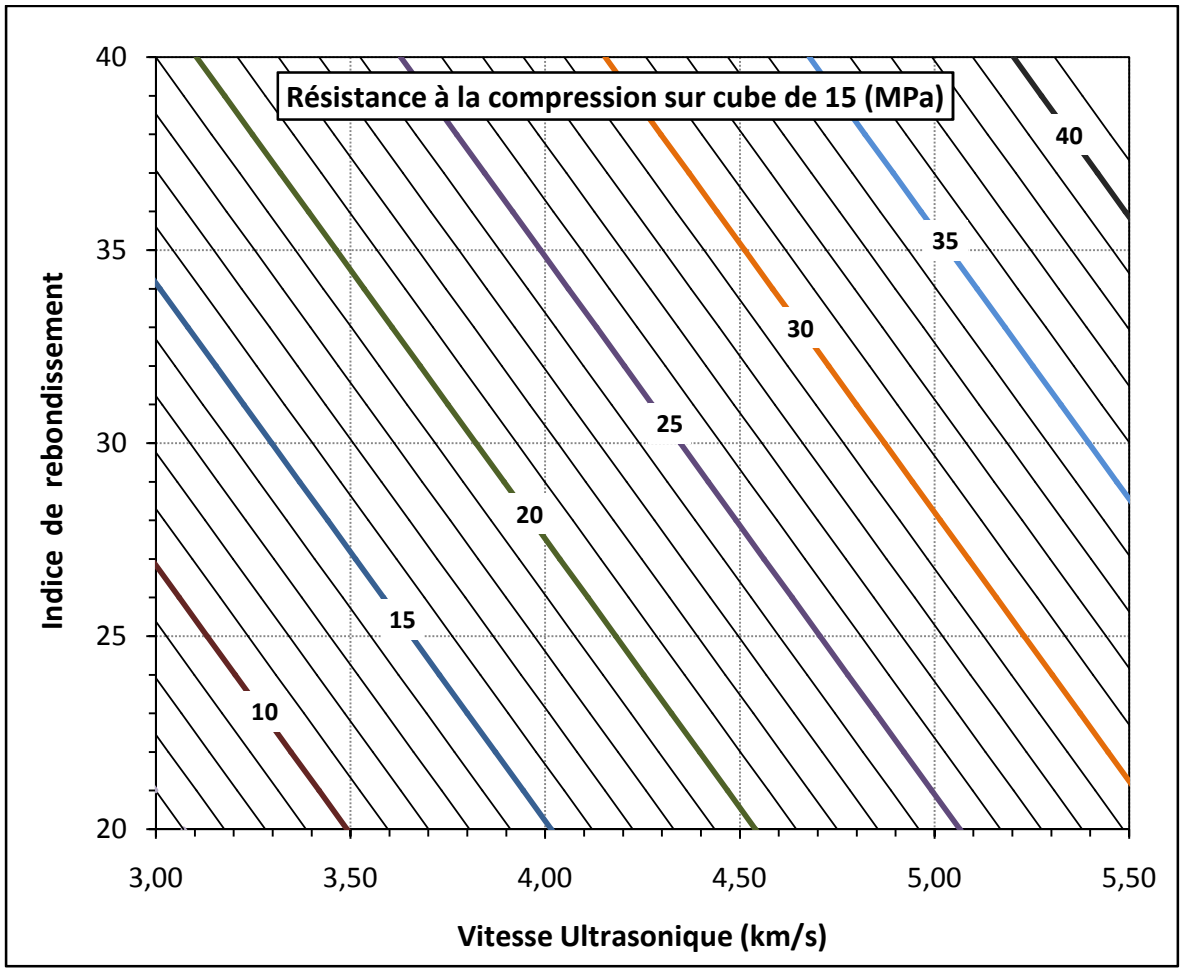


Fig. IV.14. Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés à l'air et mesures non destructives sur élément d'ouvrage.

- Pour des même valeurs de l'indice de rebondissement et de la vitesse ultrasonique, on a trouvé que la résistance à la compression obtenue par la courbe de corrélation combinée pour des spécimens conservés dans l'eau (Fig IV.13) est plus grande que celle obtenue par la corrélation combinée pour des spécimens conservés à l'air libre (Fig IV.14) avec un taux de différence de l'ordre de 30 %.

IV.5.2 Conclusions

Ce quatrième chapitre a donc permis de mettre en œuvre d'une série des essais expérimentales pour établir des corrélations simples et convenables entre la résistance à la compression et les mesures non destructives (scléromètre et ultrason) correspondantes.

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

- D'après les résultats d'écrasement des éprouvettes confectionnées sur site, on remarque que la résistance à la compression est faible. Cette mauvaise qualité du béton peut être expliquée par la mauvaise mise en œuvre et l'incompétence des entreprises de réalisation.
- Les méthodes de détermination de la résistance à la compression par les essais non destructifs sont plus ou moins rapides et laborieuses et qu'il vaut mieux réaliser beaucoup d'essais simples et rapides que peu d'essais complexes et longs.
- La résistance à la compression obtenue par l'essai sclérométrique et ultrasonique sur des spécimens conservés dans l'eau est supérieure à celle obtenue sur des spécimens conservés à l'air libre ;
- L'établissement des corrélations entre la résistance à la compression et les mesures non destructives doit être développé sur des bétons de chantier pour obtenir des résultats plus fiables qui reflètent les pratiques et les conditions de chantier ;
- Les corrélations élaborées à partir des mesures non destructives effectuées sur éléments offrent une meilleure approche de la résistance réelle du béton sur site comparativement à celles développées à partir des éprouvettes ;
- La résistance développée 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 des spécimens conservés dans l'eau donne des résultats plus grands que ceux obtenus sur des spécimens conservés à l'air libre avec un taux de différence de l'ordre de 30 % par l'utilisation des corrélations combinées.

Conclusions générales et recommandations

Conclusions générales

L'objectif de ce mémoire était d'estimer la résistance à la compression du béton sur site relative à l'élément d'ouvrage, ce qui permet de proposer des corrélations simples et convenables reliant la résistance à la compression obtenue avec les essais non destructifs (scléromètre et ultrason) et les essais destructifs sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes et les conditions de l'environnement des chantiers en Algérie. Cet objectif s'insère dans un cadre beaucoup plus large qui est celui de contribuer à élaborer un contrôle plus fiable de la qualité du béton en utilisant les essais non destructifs.

Les corrélations obtenues permettent donc une caractérisation appropriée de la résistance à la compression du béton à partir des essais non destructifs effectués sur site. Une démarche expérimentale en quatre étapes a été menée :

1. Description des six chantiers choisis pour l'étude expérimentale. Pour cela, on a définie d'abord les caractéristiques et la provenance des matériaux utilisés. Ainsi, la composition du béton utilisé pour chaque chantier est bien détaillée.
2. Réalisation des essais destructifs sur des spécimens au laboratoire et des essais non destructifs sur des spécimens et sur des éléments d'ouvrage sur site.
3. Elaboration des abaques de corrélation par des méthodes uniparamétriques sur la base des équations obtenues selon deux modes différents : béton conservé sous l'eau (laboratoire) et à l'air libre (sur site).
4. Estimation des corrélations à partir des méthodes combinées qui donnent une meilleure précision par rapport à ceux établis par les méthodes uniparamétriques.

Les analyses des résultats obtenus dans le cadre de cette recherche peuvent mettre en évidence les conclusions suivantes :

- L'utilisation de corrélations entre les essais non destructifs et les essais destructifs est un objectif particulièrement attirant pour le contrôleur de la qualité du béton, parce que les méthodes de détermination de la résistance à la compression sont plus ou moins rapides et laborieuses et qu'il vaut mieux réaliser beaucoup d'essais simples et rapides que peu d'essais complexes et longs.
- Les exigences imposées sur la qualité du béton sont principalement caractérisée par trois paramètres : l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité. Alors, la confection d'un béton de qualité dépend de la nature et du dosage des constituants ainsi que de soins apportés à la mise en œuvre et la mise en place du béton.

- Les essais non destructifs peuvent fournir des informations sur le béton réel des ouvrages sans affecter le comportement structural des éléments et peuvent économiser des matériaux, du temps et des outils d'essai par la possibilité de faire les essais sur le matériau dans l'ouvrage même ou sur une seule éprouvette avec un nombre pratiquement infini de fois, due à la rapidité de l'exécution de ce type d'essais.
- L'élaboration d'une corrélation adéquate entre la résistance à la compression et les mesures non destructives dépend des facteurs influençant les essais effectués : uniformité de la surface d'essai, taille et forme du spécimen, âge du béton, nature et qualité des granulats, rapport E/C, utilisation des adjuvants, humidité et conditions de cure du béton, …, etc.
- Les corrélations développées entre la résistance à la compression et les mesures non destructives sont adaptées pour les bétons confectionnés à partir de matériaux locaux selon les conditions particulières des chantiers étudiés (caractéristiques des matériaux, composition et mise en œuvre du béton), et elles ne sont pas toujours appropriées à tous les types de béton.
- Les mesures des essais non destructifs effectuées sur élément donnent des corrélations plus appropriées avec une approche plus fiable de la résistance du béton sur site comparativement à celles obtenues à partir des éprouvettes.
- Les abaques de corrélations développées entre les essais non destructifs et les essais destructifs offrent un moyen pratique et fiable au contrôleur du béton pour l'estimation de la résistance à la compression réelle sur site avec une meilleure précision sans affecter le comportement structural des éléments de l'ouvrage.
- En comparaison entre les résistances à la compression estimées par l'essai sclérométrique et l'essai ultrasonique, on a observé que les valeurs obtenues par la première méthode (scléromètre) sur des spécimens conservés dans l'eau sont supérieures à celles obtenues sur des spécimens conservés à l'air libre. Par contre, le cas contraire est observé par la deuxième méthode (ultrason) effectuée sur des éléments sur site.
- La méthode de corrélation combinée présente un intérêt très important par sa précision de l'estimation de la résistance à la compression qui dépend de deux paramètres par rapport à la méthode de corrélation uniparamétrique qui dépend d'un seul paramètre.
- Les corrélations combinées entre la résistance à la compression des spécimens conservés dans l'eau et les mesures non destructifs sur élément d'ouvrage présentent des valeurs plus grandes comparativement à celles développées sur des spécimens conservés à l'air libre avec un taux de différence de l'ordre de 30 %.

Recommandations

Le contrôle de la qualité du béton par les essais non destructif sur des ouvrages de génie civil est particulièrement intéressant tant au niveau économique que technique. A la lumière des conclusions rapportées par ce travail, des recommandations et des perspectives pour des études ultérieures sont préconisées comme suit :

- L'intégration des corrélations entre les essais non destructifs et la résistance à la compression dans les règlements régissant le contrôle de la qualité du béton.

- Exigence d'un contrôle de la qualité du béton par des essais non destructifs sur les éléments d'ouvrage sur site pour compléter le contrôle destructif, ce qui permet de minimiser les désordres qui ont pour origine le manque d'un contrôle efficace.

- Il est souhaitable de généraliser les modèles de corrélation sur les bétons des chantiers Algériens en procédant à une étude plus vaste dans d'autres régions du territoire national.

- Nous recommandons que les bureaux d'étude qui assurent le suivi des chantiers possèdent des appareils du contrôle non destructif (scléromètre, ultrason,…), ce qui permet de justifier la bonne qualité du béton mise en place dans l'ouvrage.

- Une étude comparative est souhaitable entre les corrélations obtenues à partir des bétons confectionnés sur site par des ouvriers non qualifiés (la composition du béton n'est pas toujours respectée) et des bétons fabriqués au laboratoire.

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] J. Geoffray, "*Qualité du béton - Exigences normatives*", Techniques de l'ingénieur, C2 275 V2, 18p.

[2] ACI 116 R-00, "*Cement and concrete terminology* ", 2000, 73p.

[3] G. Dreux, J. Festa, "*Nouveau guide du béton et de ses constituants*", Edition Eyrolles, 2002, 409p.

[4] EN 206-1, "*Concrete- part 1 : spécification, performance, production and conformity*", European Standard, 2000, 72p.

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

[6] NF EN 934-2, "*Adjuvant pour béton, mortier et coulis. Partie 2 : Adjuvants pour béton - Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage* ", AFNOR, 2002, 26p.

[7] M. Ghrici, "*Technologie avancée des bétons* ", Cours de Magister, Institut de Génie Civil, Université de Chlef, 2007.

[8] A. Neville, "*Durabilité des structures en béton : au passé, au présent et au futur*", Matériaux et constructions, Vol.34, 2001, pp.114-118.

[9] J. Geoffray, "*Béton hydraulique - Mise en oeuvre*", Techniques de l'ingénieur, C2 230, 49p.

[10] P. Mouroux, M. Belazougui, "*Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie*", Rapport Préliminaire de la Mission AFPS, 2003.

[11] M. Lechani, M. Medjani, H. Ait Mohand, "*Etudes statistiques au profit de la qualité de la construction en Algérie*", 42 th Science Week, Damas, 1997, 25p.

[12] ACI 214 R-02, "*Evaluation of strength test results of concrete* ", 2002, 20p.

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

[14] A. Laribi, "*Pathologie et qualité des constructions dans l'Ouest Algérien - Etude statistique*", Mémoire de Magister, Institut Génie Civil, Université de Blida, 1997.

[15] R. Govind Khare, "*Prediction of compressive strength of concrete by various non destructive tests methods*", Essar Engineering Center, Mumbai, 15p.

[16] J. F. Lataste, "*Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique*", Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, 2002, 346p.

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

[18] A. Benouis, N. Khaldi et Y. Cherait, "*Comparaison des résistances des bétons déterminées par écrasement et par scléromètre : influence de la composition*", Afrique Science 03, Vol.3, 2007, pp.305-314.

[19] A. N. Bin Ibrahim, P. Bin Ismail , M. Forde, "*Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*", International Atomic Energy Agency, Vienna, 2002, 242p.

[20] A. Lorenzi, L. F. Caetano, J. L. Campagnolo, L. C. Silva Filho, "*An investigation of the suitability of different NDT test methods to detected voids of concrete elements* ", Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 2009, 8p.

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

[22] R. F. Feidman, "*Essais non destructifs du béton*", CBD-187-F, 2005, 6p.

[23] D. Breysse, M. Larget, Z. M. Sbartai, J. Lataste, J. Balayssac, "*Quality of NDT measurements and accuracy of concrete physical properties* ", Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 2009, 8p.

[24] S. Sakhraoui, L. Mouffok, "*Application de la méthode ultrasonique pour le calcul prévisionnel des résistances des bétons après traitement thermique*", Technologie du Béton, Séminaire, Alger, 2009, 10p.

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

[26] NF EN 12504-2, " *Essais pour béton dans les structures. Partie 2 : Essais non destructifs - Détermination de l'indice de rebondissement*", AFNOR, 2003, 9p.

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

[28] J. H. Bungey, S. G. Millard, "*Testing of concrete in structures*", Chapman & Hall, 1996, 292p.

[29] M. M. Idrissou, "*Reliability in interpreting non-destructive testing (NDT) results of concrete structures*", Mémoire de Master, University of Malaysia, 2006, 87p.

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

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

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

[33] B. Hobbs, M. T. Kebir, "*Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete* buildings", Forensic Science International, Vol.167, 2007, pp.167-172.

[34] V. M. Malhotra, "*Surface Hardness Methods*", Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC, 2004, 15p.

[35] T. R. Naik, V. M. Malhotra, J. S. Popovics, "*The Ultrasonic Pulse Velocity Method*", Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC, 2004, 19p.

[36] NF EN 12504-4, " *Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son*", AFNOR, 2005, 17p.

[37] ASTM C597-02, "*Standard test method for pulse velocity through concrete* ", ASTM International, 2003, 4p.

[38] R. Jones, "*Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique*", RILEM Int. Symp. on Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol.1, 1954.

[39] R. Jones, I. Facaoaru, "*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, 1969, pp.148-178.

[40] M. F. Kaplan, "*The effects of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete*", Mag. Concr. Res., 1959.

[41] T. Gregor, K. Franci, T. Goran, "*Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks* ", Ultrasonics, 2008, 8p.

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

[43] M. F. Kaplan, "*Compressive strength and ultrasonic pulse velocity relationships for concrete in columns*", ACI J, 1958.

[44] C. Stergiopoulou, "*Evaluation of concrete infrastructure quality using laboratory and on-site testing* ", Mémoire de Master, University of Maryland, 2006, 144p.

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

[46] A. Samarin, "Combined *Methods*", Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC, 2004, 12p.

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

[48] H. Ait Mohand, "*Courbes d'ajustements relatives aux différents essais non destructifs*", Mémoire de Magister, Institut Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, 1995.

[49] S. Kenai, R. Bahar, "*Evaluation and repair of Algiers new airport building*", Cement & Concrete Composites, vol.25, 2003, pp.633-641.

[50] P. Knaze, P. Beno, "*The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete*", Matériaux et Constructions, Vol.17, 1984, pp.207-210.

[51] CONTROLS, "*Instruction manual* ", Concrete Hammer, Mod. 58-C0181/N, 2000, 18p.

[52] L.M. Del Rıo , A. Jiménez, F. Lopez , F.J. Rosa , M.M. Rufo , J.M. Paniagua, "*Characterization and hardening of concrete with ultrasonic testing*", Ultrasonics, Vol.42, 2004, pp.527-530.