

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Ben Bouali de Chlef



(Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur)
(Département de Génie Civil)

Mémoire

En vue de l'obtention du
Diplôme de **Magister**
Spécialité: **Génie civil**
Option: **Construction**

Présenté par:
Mr: **Khodja ALI BENYAHIA**
Ingénieur en Génie Civil

Thème

**Corrélations entre Essais non Destructifs et Essais
Destructifs du Béton à Faible Résistance**

Soutenu le 20 Mai 2010 devant les membres de jury:

MM:

K. EZZIANE	Maître de Conférences, UHB de Chlef	Président
M. GHRICI	Maître de Conférences, UHB de Chlef	Encadreur
S. KENAI	Professeur, USD de Blida	Co-Encadreur
A. AHMED BENYAHIA	Professeur, USTHB	Examineur
B. MENADI	Maître de Conférences, USD de Blida	Examineur



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, fruit d'énormes sacrifices :

 *A ceux qui m'ont toujours soutenus, mon très*

cher et regretté père et ma très chère mère,

 *A mes chers frères et sœurs,*

 *A toute la famille.*



Remerciements

Je voudrais saisir l'occasion qui m'est offerte pour exprimer ma profonde gratitude et tous mes remerciements à mes promoteurs Dr Mohamed Ghrici, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef et Dr Said Kenai, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida, pour leur dévouement, leurs précieux conseils, leurs critiques constructives et leur intérêt qu'ils ont porté toute au long de l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude au Dr Karim Ezziane, Maître de Conférences et Chef de Département d'Hydraulique à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef pour avoir accepté de présider le jury d'examen ainsi que pour m'avoir autorisé l'accès au laboratoire de matériaux de construction et avoir mis à ma disposition le matériel indispensable à la réalisation des essais.

Il m'est particulièrement agréable de remercier sincèrement Dr Ali Ahmed Benyahia, Professeur à l'Université des Sciences et de Technologie Houari Boumediene, d'avoir accepté la tâche d'être examinateur de ce travail.

J'adresse également mes vifs remerciements au Dr Belkacem Menadi, Maître de Conférences à l'Université Saad Dahlab de Blida, pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

J'exprime également mes remerciements aux responsables des bureaux d'études et des entreprises des chantiers choisis à ce travail, pour leurs aides précieuses et leurs compréhensions durant toute la période de l'exécution des essais.

Je tiens aussi à exprimer mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignants du Département de Génie Civil à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef et en particulier les enseignants de post graduation qui ont contribué à ma formation de Magister.

Merci aux étudiants de ma promotion, pour leurs aides et leurs soutiens durant toute la période de ma formation de Magister.

Enfin, je souhaite adresser mes remerciements à tous ceux qui par leur aide et leur soutien m'ont permis de réaliser cette étude.

ملخص

تكون غالبا الخرسانة المستعملة في الورشات الجزائرية ذات نوعية رديئة. يلجأ في حالة الحصول على مقاومة ضغط ضعيفة خلال المراقبة النوعية للخرسانة إلى فحوص غير إتلافية؛ خاصة بواسطة مقياس الصلادة و مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية لتأكيد أو إلغاء هذه النتائج. تستخدم لحساب مقاومة الخرسانة الرسوم البيانية للشركات المصنعة للأجهزة أو تلك التي اقترحها بعض الباحثين. يثير في الكثير من الأحيان استعمال بعض هذه الرسوم البيانية من قبل مختبرات البناء التباسا عند تفسير هذه الاختبارات. إضافة إلى تلك التناقضات التي شوهدت حين اختبار العينات الجزرية؛ تظهر الحاجة إلى إيجاد علاقات بيانية خاصة صالحة للمواد المحلية و تعكس أيضا ظروف البيئة المحلية. الهدف الرئيسي من هذا البحث هو اقتراح توفير علاقات بسيطة تربط بين اختبارات مقياس الصلادة و مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية و بين اختبارات مقاومة الضغط على خرسانة ذات مواد محلية و تعكس أيضا الممارسات الحالية في ورشات البناء الجزائرية.

الكلمات الدالة: الورشات الجزائرية؛ خرسانة؛ مراقبة النوعية؛ فحوص غير إتلافية؛ مقياس الصلادة؛ مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية.

Résumé

La qualité du béton dans les chantiers algériens est souvent mauvaise. Dans le cas d'un contrôle de qualité par des éprouvettes donnant des résistances faibles, il est fait recours à des essais non destructifs au scléromètre et à l'ultrason pour confirmer ou infirmer ces résultats. Des abaques de corrélations données par les fabricants du matériel ainsi que d'autres corrélations disponibles dans la littérature entre ces essais sont utilisés par les laboratoires de construction. Ces corrélations donnent lieu souvent à des confusions quand à l'interprétation de ces essais. Des contradictions ont été observées avec les essais aux carottes 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 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.

Mots clés : Chantier Algérien, béton, contrôle de qualité, essais non destructifs, scléromètre, ultrason.

Abstract

The quality of concrete in Algerian construction sites is often low. In the case of low compressive strength tests results, non-destructive tests such as impact rebound hammer and ultrasonic pulse velocity are performed to check these results. Correlations curves either from equipment manufacturers or available in the literature are used by quality control laboratories to estimate concrete strength. The estimation of strength based on these correlations is often subject to confusion and misinterpretation between different parties on site. In addition, the estimation does not often reflect the core test results. Hence, there is a need for appropriate correlations for local materials under local environment conditions. The principal objective of this project is to propose simple correlations between impact rebound hammer and ultrasonic pulse velocity tests for concretes containing local materials and for compressive strength levels reflecting the current practices on building sites in Algeria.

Key words: Algerian building site, concrete, quality control, non-destructive tests, impact rebound hammer, ultrasonic pulse velocity.

Table des Matières

Liste des Figures.....	VII
Liste des Tableaux.....	XI

Introduction Générale

Généralités.....	2
But de travail	3
Plan des chapitres	3

Chapitre 1

Qualité du Béton

1.1 Généralités.....	5
1.2 Qualité du béton	5
1.3 Critères à considérer à l'évaluation de la qualité du béton.....	5
1.3.1 Ouvrabilité du béton	5
1.3.1.1 Affaissement au cône d'Abrams	6
1.3.1.2 Méthode Slump-Walz WA.....	6
1.3.1.3 Méthode Vébé	7
1.3.1.4 Etalement à la table à secousses	7
1.3.1.5 Paramètres affectant l'ouvrabilité	8
1.3.2 Durabilité du béton	8
1.3.2.1 Enrobage des armatures.....	9
1.3.2.2 Reprise de bétonnage.....	9
1.3.2.3 Compacité du béton.....	9
1.3.3 Résistance du béton	9
1.4 Facteurs influençant l'évolution de la résistance à la compression.....	12
1.4.1 Qualité du ciment.....	12
1.4.2 Qualité des granulats.....	12
1.4.3 Qualité de l'eau de gâchage	13

1.4.4	Utilisation des adjuvants	14
1.4.5	Dosage en ciment et du dosage en eau (rapport C/E)	15
1.4.6	Granularité	16
1.4.7	Processus de malaxage du béton.....	16
1.4.8	Qualité d'exécution (transport, mise en place, vibration et cure du béton)	16
1.4.8.1	Transport du béton.....	16
1.4.8.2	Mise en place du béton	17
1.4.8.3	Vibration du béton.....	17
1.4.8.4	Cure du béton	17
1.4.9	Conditions de mûrissement du béton (température et hygrométrie).....	19
1.4.9.1	Température.....	19
1.4.9.2	Hygrométrie.....	20
1.4.10	Age du béton	20
1.5	Qualité du béton dans les chantiers Algériens.....	22
1.6	Conclusions	25

Chapitre 2

Essais non Destructifs sur Béton Durci

2.1	Contrôle de la qualité du béton.....	28
2.2	Utilité et avantages des essais non destructifs (ND)	28
2.3	Implications des essais non destructifs	30
2.4	Limites des essais non destructifs.....	31
2.5	Différents essais non destructifs.....	31
2.5.1	Inspection visuelle	31
2.5.2	Essais de résistance à la pénétration	32
2.5.3	Essais d'arrachement (Pull-Out test, CAPO Test).....	32
2.5.4	Méthodes radioactives	33
2.5.5	Mesure de l'enrobage (covermeter).....	33
2.5.6	Mesure de la résistivité du béton	34
2.5.7	Impact-echo	35
2.5.8	Méthode radar	35
2.5.9	Maturation.....	36

2.6 Scléromètre (marteau de rebondissement de Schmidt)	36
2.6.1 Principe fondamental	37
2.6.2 Description de l'appareil.....	37
2.6.3 Fonctionnement de l'appareil	38
2.6.4 Procédé de mesure	39
2.6.5 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement.....	40
2.6.5.1 Uniformité de la surface d'essai.....	40
2.6.5.2 Taille, forme et rigidité du spécimen.....	40
2.6.5.3 Age du béton.....	41
2.6.5.4 Degré d'humidité de la surface du béton	41
2.6.5.5 Nature et qualité des granulats	42
2.6.5.6 Type de ciment	43
2.6.5.7 Inclinaison de l'appareil	43
2.6.5.8 Carbonatation de la surface du béton	43
2.6.6 Modèles de corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement.....	44
2.6.7 Avantages et limites d'essai du marteau de rebondissement.....	45
2.6.8 Normalisation des méthodes de la dureté de surface	45
2.7 Ultrason (Essai de la vitesse d'impulsion ultrasonique).....	46
2.7.1 Introduction.....	46
2.7.2 Théorie de la propagation de l'impulsion à travers le béton.....	46
2.7.3 Principe fondamental	47
2.7.4 Description de l'appareil.....	47
2.7.5 Procédé de mesure	49
2.7.6 Applications	51
2.7.6.1 Estimation de la résistance du béton	52
2.7.6.2 Mesure de la profondeur des fissures de surface.....	52
2.7.7 Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique.....	53
2.7.7.1 Type du ciment.....	53
2.7.7.2 Rapport : Eau - Ciment (E/C).....	54
2.7.7.3 Taille, classe, type et dosage des granulats	54
2.7.7.4 Utilisation des adjuvants.....	55
2.7.7.5 Age du béton.....	55
2.7.7.6 Contact du transducteur.....	56
2.7.7.7 Température du béton.....	56

2.7.7.8 Humidité et conditions de cure du béton.....	56
2.7.7.9 Longueur de parcours.....	57
2.7.7.10 Taille et forme d'un spécimen.....	58
2.7.7.11 Efforts appliqués.....	58
2.7.7.12 Présence des armatures.....	58
2.7.8 Modèles de corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique.....	59
2.7.9 Avantages et limites.....	60
2.8 Méthode combinée des essais non destructifs.....	61
2.9 Conclusions.....	64

Chapitre 3

Etude Expérimentale

3.1 Introduction.....	67
3.2 Etude en laboratoire.....	67
3.2.1 Matériaux utilisés.....	67
3.2.1.1 Ciments.....	67
3.2.1.2 Granulats.....	67
3.2.1.3 Eau de gâchage.....	68
3.2.1.4 Adjuvant.....	68
3.2.2 Matériel utilisé.....	68
3.2.3 Déroulement des essais.....	70
3.2.3.1 Formulation du béton.....	70
3.2.3.2 Environnement de conservation.....	70
3.2.3.3 Répartition du nombre d'éprouvettes.....	71
3.2.3.4 Procédure d'essais.....	71
3.3 Etude sur chantier.....	74
3.3.1 Présentation des chantiers choisis.....	74
3.3.1.1 Projet N° 1.....	75
3.3.1.2 Projet N° 2.....	76
3.3.1.3 Projet N° 3.....	77
3.3.2 Matériaux utilisés.....	78
3.3.3 Matériel utilisé.....	78
3.3.4 Déroulement des essais.....	78

3.3.4.1	Formulation du béton	78
3.3.4.2	Environnement de conservation	79
3.3.4.3	Répartition du nombre d'éprouvettes et d'éléments.....	79
3.3.4.4	Procédure d'essais	80
3.4	Résumé des variables étudiés	82

Chapitre 4

Présentation et Discussion des Résultats

4.1	Introduction	86
4.2	Etude en laboratoire.....	86
4.2.1	Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement.....	86
4.2.1.1	Bétons conservés dans l'eau	86
4.2.1.2	Bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.....	89
4.2.1.3	Etude comparative aux autres modèles $R_{Labo} = f(I)$	91
4.2.2	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique	92
4.2.2.1	Bétons conservés dans l'eau	92
4.2.2.2	Bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.....	94
4.2.2.3	Etude comparative aux autres modèles $R_{Labo} = f(V)$	95
4.2.3	Combinaison de deux essais ND sur spécimens	96
4.2.3.1	Bétons conservés dans l'eau	96
4.2.3.2	Etude comparative aux autres modèles combinés $R_{Labo} = f(V, I)$	97
4.3	Etude sur chantier	98
4.3.1	Analyse des résultats d'essais au scléromètre.....	104
4.3.1.1	Effet du mode de fabrication du béton sur l'indice de rebondissement	105
4.3.1.2	Effet de type d'élément à ausculter sur l'indice de rebondissement	105
4.3.1.3	Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: indice - résistance.....	106
4.3.1.4	Conclusion.....	107
4.3.1.5	Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(I)$	108
4.3.2	Analyse des résultats d'essais à l'ultrason	109
4.3.2.1	Effet du mode de fabrication du béton sur la vitesse ultrasonique.....	109
4.3.2.2	Effet de type d'élément à ausculter sur la vitesse ultrasonique.....	110
4.3.2.3	Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: vitesse - résistance.....	111

4.3.2.4 Conclusion.....	112
4.3.2.5 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(V)$	113
4.3.3 Combinaison des deux essais ND sur éléments.....	114
4.3.3.1 Modèles proposés de corrélation combinée	114
4.3.3.1.1 Bétons conservés dans l'eau	114
4.3.3.1.2 Bétons conservés à l'air sur chantier	115
4.3.3.2 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(V, I)$	116
4.4 Conclusions	117

Conclusions Générales et Recommandations

Généralités.....	120
Conclusions générales	120
Recommandations	121
Références Bibliographiques	124

Annexes

Annexe 1 : Fiche technique du superplastifiant utilisé à l'étude en laboratoire.

Annexe 2 : Modèles des fiches pour le relevé des résultats d'essais.

Liste des Figures

Fig. 1.1	Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton	15
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	18
Fig. 1.3	Influence de la température de cure sur l'évolution de la résistance d'un béton au jeune âge et à 28 jours	18
Fig. 1.4	Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures	19
Fig. 1.5	Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression.	20
Fig. 1.6	Relation entre l'âge du béton et le degré d'hydratation.....	21
Fig. 1.7	Relation entre la résistance à la compression du béton pour différents rapports E/C et le degré d'hydratation	21
Fig. 1.8	Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance	22
Fig. 1.9	Effondrement de type mille-feuilles d'un bâtiment R+3 à Boumerdes	22
Fig. 2.1	Présentation de la sonde de Windsor en cours d'utilisation	32
Fig. 2.2	Présentation du covermeter en cours d'utilisation.....	34
Fig. 2.3	Application de la technique de mesure de la résistivité du béton in situ.....	35
Fig. 2.4	Représentation schématique du principe de la mesure par impact-écho.	35
Fig. 2.5	Représentation schématique du principe de localisation des délaminations à l'aide d'un radar	36
Fig. 2.6	Marteau de rebondissement de Schmidt type N en cours d'utilisation.	38
Fig. 2.7	Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N.....	38
Fig. 2.8	Vue en coupe schématique du fonctionnement du marteau de rebondissement de Schmidt.....	39
Fig. 2.9	Influence de la condition d'humidité de surface (appareil horizontal).....	41
Fig. 2.10	Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical).	42
Fig. 2.11	Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation.....	42
Fig. 2.12	Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton.....	43
Fig. 2.13	Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion.	48
Fig. 2.14	Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion.....	49

Fig. 2.15	Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique.	50
Fig. 2.16	Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface)	51
Fig. 2.17	Application de la méthode de la vitesse d'impulsion sur béton in situ.	51
Fig. 2.18	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique.....	52
Fig. 2.19	Schéma pour la mesure de la profondeur "h" de la fissure de surface.	53
Fig. 2.20	Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats)	54
Fig. 2.21	Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion	55
Fig. 2.22	Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression.....	57
Fig. 2.23	Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique).....	62
Fig. 2.24	Variation des résultats obtenus à la figure 2.23.....	62
Fig. 2.25	Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence.....	63
Fig. 2.26	Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique.....	63
Fig. 3.1	Appareil du scléromètre utilisé.....	68
Fig. 3.2	Appareil de l'ultrason utilisé.	69
Fig. 3.3	Presse hydraulique (3000 kN).	69
Fig. 3.4	Éprouvettes conservées à l'air libre d'un climat chaud.....	70
Fig. 3.5	Pesage des éprouvettes.	72
Fig. 3.6	Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive.....	72
Fig. 3.7	Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau.	73
Fig. 3.8	Mesure du temps de transit par l'ultrason.	73
Fig. 3.9	Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.....	74
Fig. 3.10	Vue d'ensemble de la superstructure du projet n°1.....	75
Fig. 3.11	Bétonnière pour malaxage du béton.	75
Fig. 3.12	Vue d'ensemble de la superstructure du projet n°2.....	76
Fig. 3.13	Centrale à béton du projet n°2.	76
Fig. 3.14	Vue d'ensemble de la superstructure du projet n°3.....	77
Fig. 3.15	Centrale à béton du projet n°3.	77
Fig. 3.16	Zones à ausculter dans un poteau et une poutre.	81

Fig. 3.17	Ponçage des surfaces à examiner pour un poteau.....	81
Fig. 3.18	Mesure du temps de transit sur une poutre.	82
Fig. 3.19	Mesure de l'indice de rebondissement sur un poteau.....	82
Fig. 3.20	Organigramme de l'étude expérimentale en laboratoire.	83
Fig. 3.21	Organigramme de l'étude expérimentale sur site.	84
Fig. 4.1	Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'eau	88
Fig. 4.2	Courbe de corrélation établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.	90
Fig. 4.3	Comparaison entre différents modèles de corrélation établis par divers auteurs.	92
Fig. 4.4	Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau.....	93
Fig. 4.5	Courbe de corrélation développée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.....	94
Fig. 4.6	Comparaison entre différents modèles de corrélation établis par divers auteurs.	96
Fig. 4.7	Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs.....	98
Fig. 4.8	Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de fabrication du béton.....	104
Fig. 4.9	Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur élément et sur éprouvette	105
Fig. 4.10	Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations développées sur éprouvette et sur élément	106
Fig. 4.11	Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de conservation des spécimens.....	107
Fig. 4.12	Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.....	108
Fig. 4.13	Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de fabrication du béton.....	109
Fig. 4.14	Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur élément et sur éprouvette.	110
Fig. 4.15	Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations élaborées sur éprouvette et sur élément.	111

Fig. 4.16	Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de conservation des spécimens.....	112
Fig. 4.17	Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.....	113
Fig. 4.18	Courbes de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et mesures non destructives sur élément d'ouvrage	115
Fig. 4.19	Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés à l'air et mesures non destructives sur élément d'ouvrage.	116
Fig. 4.20	Comparaison entre la résistance observée par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par plusieurs auteurs.....	117

Liste des Tableaux

Tableau 1.1	Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams.....	6
Tableau 1.2	Classes Vébé	7
Tableau 1.3	Critères de conformité pour les résultats d'essai de résistance à la compression	11
Tableau 1.4	Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de granularité	16
Tableau 1.5	Répartition du nombre d'écrasement d'éprouvettes durant la période 1983-1993.....	23
Tableau 1.6	Valeurs usuelles de l'écart type	23
Tableau 1.7	Classification de la qualité du béton	24
Tableau 1.8	Distribution du nombre d'écrasement d'éprouvettes à travers la période 1990-1997	24
Tableau 1.9	Résultat de l'analyse des données.....	25
Tableau 2.1	Différents modèles de scléromètre.....	38
Tableau 2.2	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I	44
Tableau 2.3	Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion.....	47
Tableau 2.4	Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température.....	56
Tableau 2.5	Effet de dimension du spécimen sur la transmission de l'impulsion [26].....	58
Tableau 2.6	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V(km/s, *: m/s).....	60
Tableau 2.7	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression	64
Tableau 3.1	Caractéristiques de différents ciments utilisés	67
Tableau 3.2	Propriétés physiques d'identification de différents sables utilisés	67
Tableau 3.3	Propriétés physiques d'identification des graviers utilisés	68
Tableau 3.4	Formulation des différents bétons étudiés	70
Tableau 3.5	Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées.....	71
Tableau 3.6	Affaissement au cône d'Abrams	71
Tableau 3.7	Formulations préconisées pour les différents bétons étudiés.....	79
Tableau 3.8	Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées.....	80

Tableau 3.9	Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées.....	80
Tableau 4.1	Résultat des essais destructifs et non destructifs sur béton conservé dans l'eau.....	87
Tableau 4.2	Résultat des essais destructifs et non destructifs sur béton conservé à l'air libre d'un climat chaud	89
Tableau 4.3	Résultat des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N° 1.....	99
Tableau 4.4	Résultat des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 1.....	100
Tableau 4.5	Résultat des essais destructifs et non destructifs à 7 jours du projet N° 2.....	101
Tableau 4.6	Résultat des essais destructifs et non destructifs à 28 jours du projet N° 2.....	102
Tableau 4.7	Résultat des essais destructifs et non destructifs à 7 et 28 jours du projet N° 3	103

Introduction Générale

Généralités

La sécurité des constructions a été depuis toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une des préoccupations majeures. L'activité sismique en Algérie demeure un problème important vis-à-vis de la sécurité des constructions en béton. Le mauvais comportement de nos constructions lors d'une tragédie est souvent expliqué par la mauvaise qualité des bétons utilisés. Par ailleurs, la production du béton notamment dans le domaine du bâtiment se fait essentiellement sur chantier, et souvent de manière manuelle. Cette pratique entraîne généralement un mauvais dosage des constituants et présente une variabilité dans sa qualité d'une gâchée à une autre. 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 oeuvre demeurent strictement nécessaires.

Au début, la réponse à ce souci a été habituellement effectuée par les méthodes de contrôle destructif effectué sur des spécimens pour évaluer la qualité du béton utilisé dans les structures. Toutefois, ces méthodes présentent divers inconvénients de part leur nature destructif et du fait que les spécimens ne sont pas tout à fait représentatifs du béton in situ à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton. En outre, le contrôle de la qualité du béton dans une structure peut aussi être réalisé sur des carottes extraites directement de la structure, cependant, les opérations de carottage sont coûteuses et les structures examinées peuvent subir des dégradations. Par conséquent, les méthodes non destructives sont venues remédier en partie à ces inconvénients d'une part, et d'autre part présentent un intérêt important en génie civil, tant au niveau économique que technique. Alors, les méthodes non destructives offrent un moyen pratique et fiable au contrôleur du béton dans le but d'apprécier la qualité réelle du béton in situ sans affecter le comportement structural des éléments.

La résistance du béton est le paramètre le plus important pour apprécier la qualité du béton. Pour cette raison, plusieurs chercheurs ont développé des modèles de corrélation empirique reliant les résistances du béton et les mesures non destructives correspondantes. Ces modèles proposés sont uniquement appropriés aux matériaux et environnement similaires à ceux desquelles les modèles sont établis. Cependant, l'utilisation de ces modèles pour estimer la résistance des bétons produits dans les chantiers Algériens donne lieu souvent à des résultats contradictoires lors de leur comparaison avec ceux observés par les essais aux carottes. Ceci montre clairement la

nécessité de développer des corrélations spécifiques aux bétons à base des matériaux locaux et reflétant les conditions et les pratiques de nos chantiers.

But de travail

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.

Plan des chapitres

Après avoir présenté une introduction générale montrant la problématique et l'objectif visé, nous abordons une étude bibliographique qui est subdivisée en deux 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 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 générales et quelques recommandations pour des futurs travaux sont présentées.

Chapitre 1

Qualité du Béton

1.1 Généralités

Le béton, est le matériau le plus utilisé dans les constructions, il est composé de granulats, d'eau de gâchage, de liants hydraulique (ciment) et le plus souvent d'adjuvants mélangés dans des proportions bien déterminées en fonction de la nature recherchée.

Le béton est présent partout où l'on construit, et il doit cette présence à ses nombreuses qualités:

- sa durabilité: le béton résiste très longtemps aux sollicitations physico-chimiques liées aux conditions d'emploi, aussi bien qu'à l'environnement;
- ses caractéristiques lui permettent de répondre aux multiples exigences imposées au bâtiment : sécurité, stabilité statique et dynamique, tenue au feu, étanchéité, thermique, acoustique et bien entendu esthétique.

Des exigences sont généralement imposées sur la qualité du béton par les utilisateurs qui sont principalement :

- 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 consistance voulue, mentionnée par une classe de consistance;
- la dimension maximale des granulats;
- des exigences complémentaires souhaitées.

1.2 Qualité du béton

La qualité du béton est 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.

1.3 Critères à considérer à l'évaluation de la qualité du béton

Les nouvelles normes relatives au béton spécifient les exigences générales applicables aux constituants du béton, aux caractéristiques rhéologiques du béton frais, aux caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton durci.

1.3.1 Ouvrabilité du béton

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 ferrailage.

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 consistance d'un béton frais. Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité :

1.3.1.1 Affaissement au cône d'Abrams

Cet essai est plus simple et fréquemment utilisé, il caractérise bien la consistance d'un béton frais et permet le classement de l'ouvrabilité des bétons courants (Tableau 1.1) en fonction des variations de l'affaissement au cône.

Tableau 1.1- 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
Très plastique « TP »	10 à 15	± 3
Fluide « FL »	≥ 16	

1.3.1.2 Méthode Slump-Walz WA

Cette méthode permet d'évaluer l'ouvrabilité d'un béton et de suivre son évolution dans le temps. L'essai est réalisé avec le cône d'Abrams posé sur la table vibrante du Walz.

Dans cette méthode, on mesure un premier tassement obtenu à l'intérieur du moule et à la stabilisation sous vibration imposée, puis l'affaissement total, après démoulage, h en cm.

Le coefficient WA est donné par l'équation (1.1) [4].

$$WA = 30 / (30 - h) \dots\dots\dots (1.1)$$

Les valeurs de WA varient entre 1 et 3 et décroissent en fonction de l'âge du béton frais (4 h au maximum). Cette méthode est particulièrement intéressante pour évaluer le comportement des bétons destinés à être mis en oeuvre dans les coffrages glissants, ou à être démoulés instantanément en préfabrication.

1.3.1.3 Méthode Vébé

Cet essai permet d'évaluer l'ouvrabilité d'un béton. Il est réalisé dans les conditions quasi inverses du Slump-Walz: l'affaissement statique dans un vase cylindrique est noté avant la mesure du temps d'étalement complet dans ce même récipient soumis à vibration. Si ce temps d'étalement (Tableau 1.2), dit temps Vébé, est inférieur à 5 s ou supérieur à 30 s, le béton présente une consistance pour laquelle la méthode d'essai ne convient pas. La méthode est surtout utile pour les bétons peu maniables.

Tableau 1.2- Classes Vébé [4]

Classe	Temps Vébé(s)
V0	≥ 31
V1	30 à 21
V2	20 à 11
V3	10 à 5
V4	≤ 4

1.3.1.4 Etalement à la table à secousses

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

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 %.

1.3.1.5 Paramètres affectant l'ouvrabilité

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

- *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 (donc l'ouvrabilité du béton) 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 oeuvre 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.

1.3.2 Durabilité du béton

La durabilité signifie qu'une structure en béton pourra continuer à remplir ses fonctions prévues et à maintenir leurs 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 [5]. 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 [6]. Ces exigences imposent d'importantes contraintes sur la composition du béton (par exemple : une teneur en ciment minimale, un rapport eau / ciment maximal, etc.) et sur la classe de résistance à la compression minimale.

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.

1.3.2.1 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.

1.3.2.2 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.

1.3.2.3 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.

1.3.3 Résistance du béton

Le béton résiste particulièrement bien à la compression et très mal à la traction. C'est pourquoi on parle souvent de résistance à la compression du béton, qui évolue progressivement avec le temps. La résistance à la compression est la caractéristique la plus importante d'un béton durci. C'est sur elle que se basent le calcul et le dimensionnement d'une structure en béton. Elle est définie par sa valeur caractéristique, laquelle résulte de l'analyse statistique d'une série de résultats d'essais.

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 % [6].

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 [7]:

1^{er} 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 :

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

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

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).

2^{ème} 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:

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

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).

3^{ème} 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 :

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

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:

$$\overline{f_c} \geq f_{c28} + k_1$$

$$f_{cl} \geq f_{c28} - k_2$$

Avec:

$\overline{f_c}$: 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 1.3.

Tableau 1.3- Critères de conformité pour les résultats d'essai de résistance à la compression [3]

Nombre de l'échantillon soumis à l'épreuve	Grandeurs : k_1 & k_2 exprimées en MPa	Références relatives à la fabrication du béton					
		Cas 1		Cas 2		Cas 3	
		$f_{c28} < 30$ MPa	$f_{c28} \geq 30$ MPa	$f_{c28} < 30$ MPa	$f_{c28} \geq 30$ MPa	$f_{c28} < 30$ MPa	$f_{c28} \geq 30$ 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 convenue ont été probants;

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

1.4 Facteurs influençant l'évolution de la résistance à la compression

L'évolution de la résistance à la compression du béton dépend de plusieurs facteurs dont les plus importants sont:

- ❖ qualités intrinsèques des matériaux utilisés (ciment, granulats, eau et adjuvants);
- ❖ la formulation (C/E, G/S);
- ❖ processus de malaxage;
- ❖ qualité d'exécution (transport, mise en place, vibration et cure du béton);
- ❖ les conditions de mûrissement (température et hygrométrie);
- ❖ l'âge du béton.

1.4.1 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.

1.4.2 Qualité des granulats

Les granulats se sont les matériaux inertes (sables, graviers ou cailloux), 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*: le choix des granulats est basé essentiellement d'une part sur la dureté satisfaisante et d'autre part sur l'adhésivité suffisante avec la pâte de ciment;
- *forme*: il faut éviter d'employer les granulas en forme de plats ou d'aiguilles;
- *classe granulaire*: la classe granulaire est définie par deux dimensions qui correspondent au plus petit et plus gros des grains constituant le granulat;
- *granularité*: la granularité continue permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité. Par contre, la granularité discontinue présentant en général des bétons à maximum de gros éléments et minimum de sable, conduit à des résistances en compression un peu supérieure mais parfois au détriment de l'ouvrabilité;
- *propreté*: les granulats employés doivent être propres et exempts de toutes matières étrangères.

1.4.3 Qualité de l'eau de gâchage

L'eau étant un facteur indispensable à la prise des liants hydrauliques. Sa qualité doit être telle qu'aucune modification de la structure des matériaux ne soit possible. 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, de même qu'avec des micro-algues (matières organiques) 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 s'accompagne de gonflement et peut provoquer une dislocation du béton. En faible proportion, les sulfates ont une action sur le temps de prise et de durcissement du ciment;
- les ions soufre provoquent la corrosion des armatures;
- 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 huiles susceptibles d'être présentes dans des eaux de récupération peuvent si elles sont en trop fortes proportions amoindrir les résistances;

- 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].

1.4.4 Utilisation des adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés dans les bétons lors de leur malaxage ou avant leur mise en œuvre à des doses inférieures à 5% du poids de ciment, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Un adjuvant a, en général, une fonction principale d'après laquelle il se trouve classé et défini, mais il peut présenter également certaines fonctions secondaires.

La norme européenne NF EN 934-2 [8] retient la classification suivante:

- *plastifiant/réducteur d'eau*: adjuvant qui, sans modifier la consistance, permet de réduire la teneur en eau d'un béton donné, ou qui, sans modifier la teneur en eau, en augmente l'affaissement / l'étalement, ou qui produit les deux effets à la fois;
- *super plastifiant/haut réducteur d'eau*: sans modifier la consistance, permet de réduire fortement la teneur en eau du béton, ou qui, sans modifier la teneur en eau, en augmente considérablement l'affaissement / l'étalement, ou qui produit les deux effets à la fois;
- *rétenanteur d'eau*: adjuvant qui réduit la perte d'eau en diminuant le ressuage;
- *entraîneur d'air*: adjuvant qui permet d'incorporer pendant le malaxage, une quantité contrôlée de fines bulles d'air uniformément réparties et qui subsistent après durcissement;
- *accélérateur de prise*: adjuvant qui diminue le temps de début de transition du mélange, pour passer de l'état plastique à l'état rigide;
- *accélérateur de durcissement*: adjuvant qui augmente la vitesse de développement des résistances initiales du béton, avec ou sans modification du temps de prise;
- *retardateur de prise* : adjuvant qui augmente le temps de début de transition du mélange, pour passer de l'état plastique à l'état rigide;
- *hydrofuge de masse*: adjuvant qui réduit l'absorption capillaire du béton durci;
- *plastifiant/réducteur d'eau / retardateur de prise*: adjuvant qui combine les effets d'adjuvant plastifiant/réducteur d'eau (fonction principale) et ceux d'adjuvant retardateur de prise (fonction secondaire);
- *super plastifiants / haut réducteur d'eau/retardateur de prise*: adjuvant qui combine les effets d'adjuvant super plastifiants/haut réducteur d'eau (fonction principale) et ceux, d'adjuvant retardateur de prise (fonction secondaire);

- *plastifiant / réducteur d'eau / accélérateur de prise*: adjuvant qui combine les effets d'adjuvant plastifiant/réducteur d'eau (fonction principale) et ceux d'adjuvant accélérateur de prise (fonction secondaire).

1.4.5 Dosage en ciment et du dosage en eau (rapport C/E)

Il est à noter que la résistance croît 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. 1.2) [3].

$$R = K (C / E - 0.5) \dots \dots \dots (1.2)$$

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 1.1.

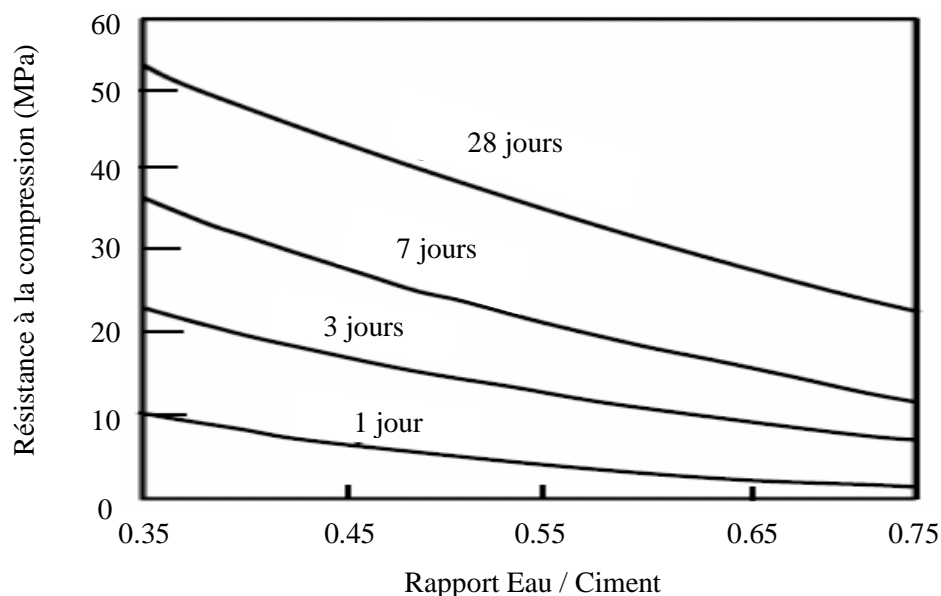


Fig. 1.1- Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [9].

1.4.6 Granularité

Les appréciations concernant l'influence des proportions relatives de sable et de gravier (rapport G/S) ainsi que la continuité ou discontinuité de la courbe granulométrique sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le tableau 1.4.

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 [7].

Tableau 1.4- 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

1.4.7 Processus de malaxage du béton

Le malaxage des matériaux est une phase cruciale, constitue la première opération irréversible de la construction de l'ouvrage 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.

1.4.8 Qualité d'exécution (transport, mise en place, vibration et cure du béton)

1.4.8.1 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 [7].

1.4.8.2 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.

1.4.8.3 Vibration du béton

La vibration est le procédé le plus courant pour atteindre un double objectif:

- assurer un bon remplissage des coffrages et un bon 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;
- donner au béton sa compacité maximale en chassant 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.

1.4.8.4 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 dès 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 [7]. 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 [9],

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 1.3.

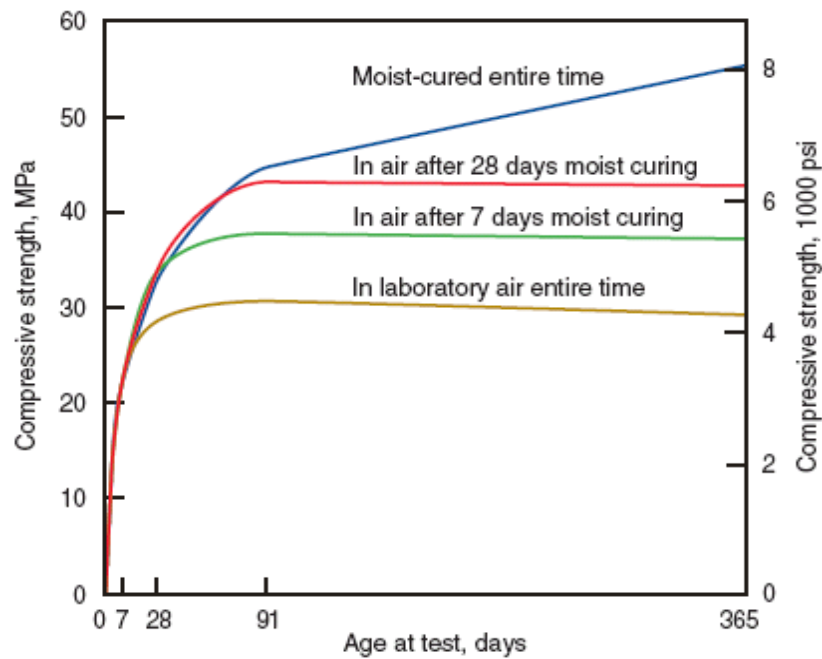


Fig. 1.2- Influence de la durée de cure humide sur l'évolution de la résistance d'un béton ordinaire avec $E/C=0,5$ [9].

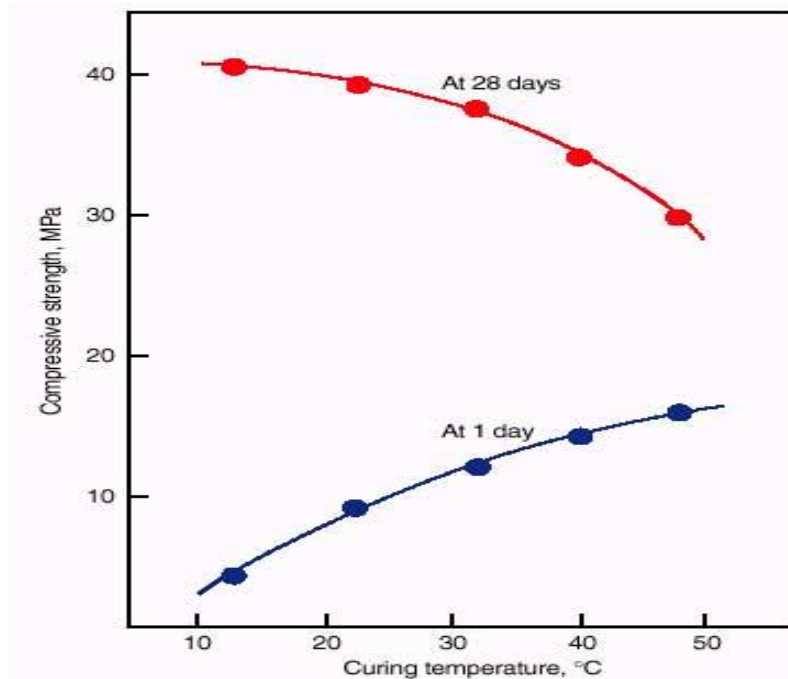


Fig. 1.3- Influence de la température de cure sur l'évolution de la résistance d'un béton au jeune âge et à 28 jours [9].

1.4.9 Conditions de mûrissement du béton (température et hygrométrie)

1.4.9.1 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. 1.3) permet d'exprimer le facteur de maturité en fonction de la température et l'âge du béton.

$$f = J(10 + t) \dots \dots \dots (1.3)$$

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: $J_1 = J_0 (10 + t_0) / (10 + t_1)$.

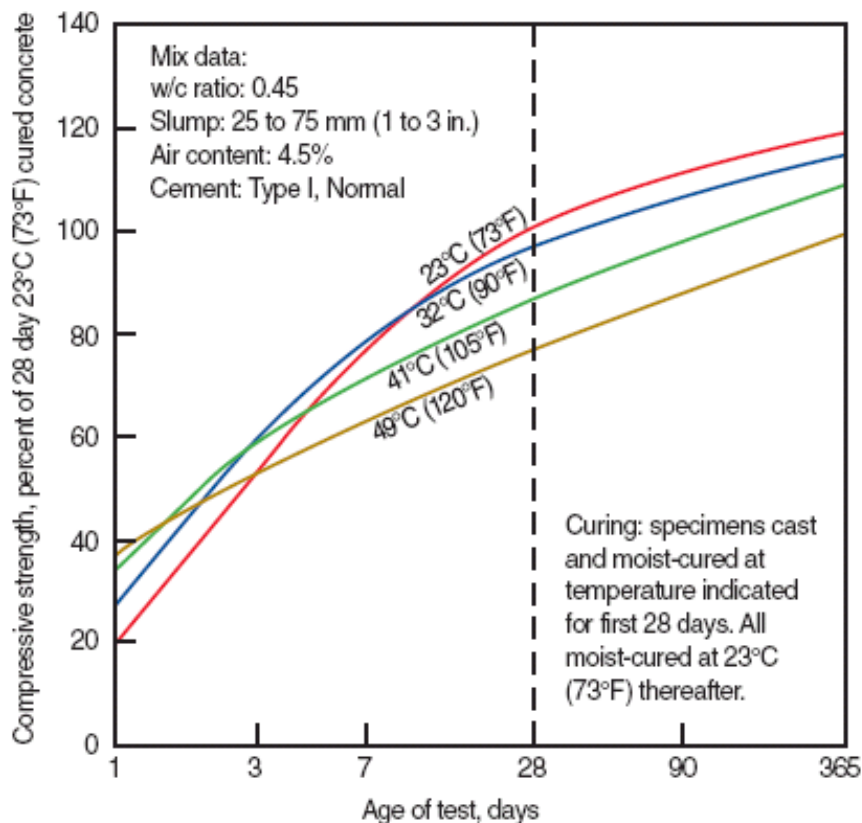


Fig. 1.4- Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge du béton à différentes températures [9].

Comme le montre la figure 1.4, 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 [4].

1.4.9.2 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 1.5.

De toute façon, 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].

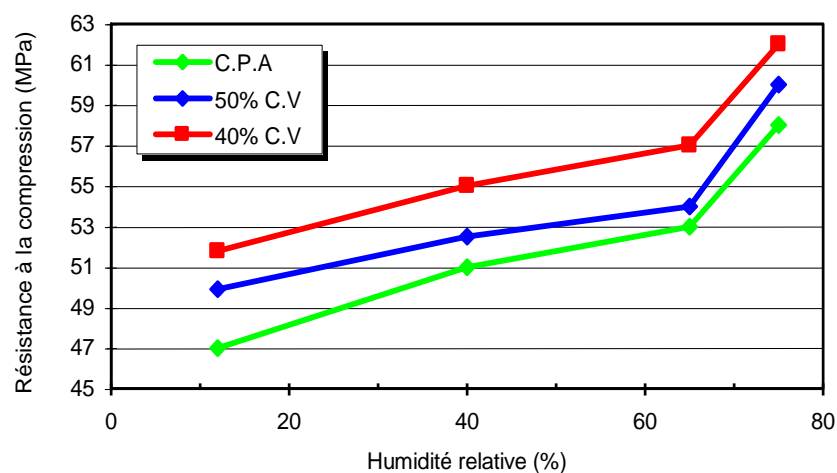


Fig. 1.5- Effet de l'humidité sur l'évolution de la résistance à la compression [9].

1.4.10 Age du béton

L'hydratation du ciment est une réaction chimique qui évolue en fonction de l'âge du béton (Fig.1.6) et par conséquent il y a une évolution de la résistance à la compression (Fig.1.7) ce qui explique que le durcissement du béton se traduit par une augmentation régulière des résistances mécaniques dans le temps (Fig.1.8).

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.

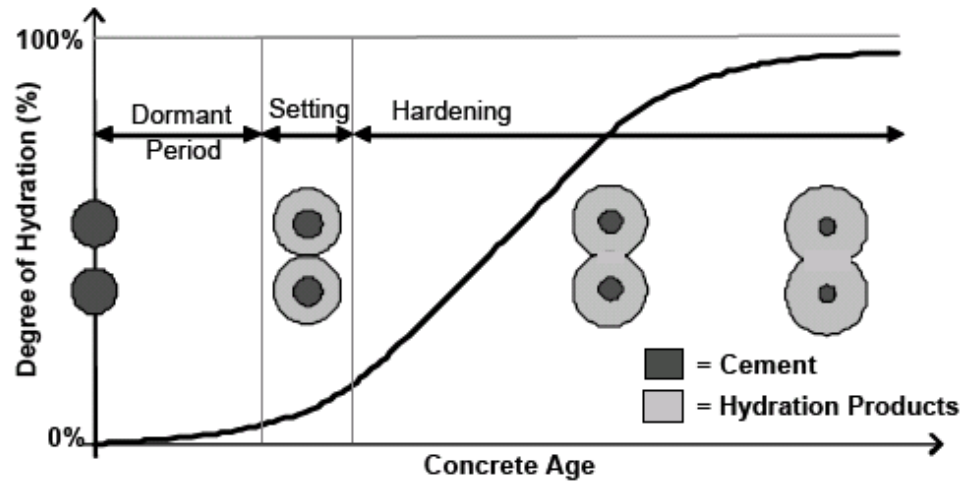


Fig. 1.6- Relation entre l'âge du béton et le degré d'hydratation [9].

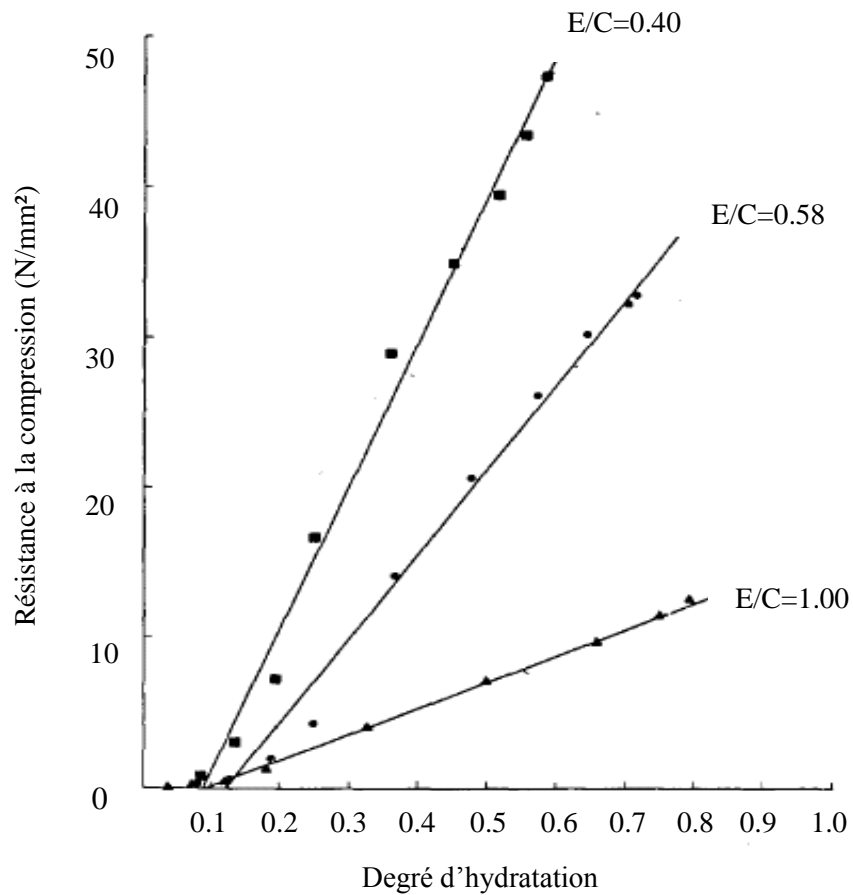


Fig. 1. 7- Relation entre la résistance à la compression du béton pour différents rapports E/C et le degré d'hydratation [9].

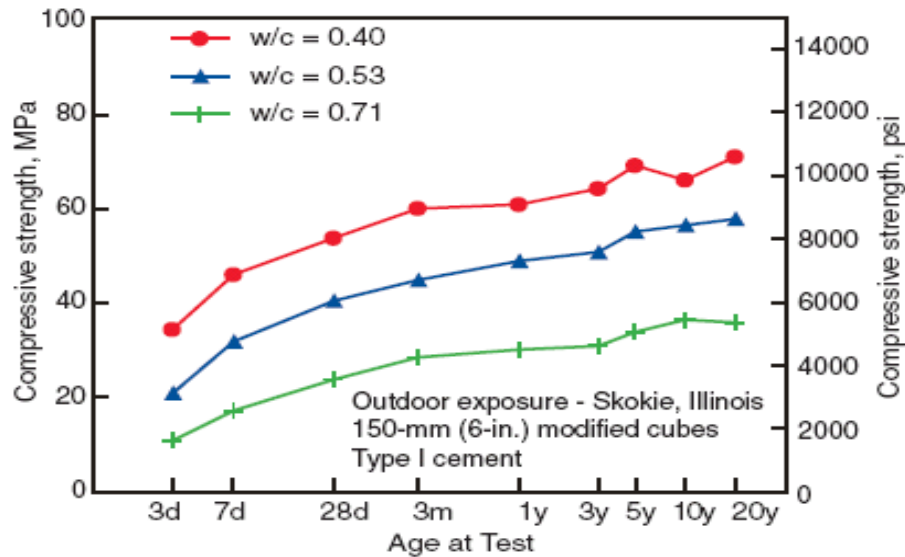


Fig. 1.8- Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [9].

1.5 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 (Fig. 1.9) [11]. En outre, le parasitage du secteur de l'entreprise et l'attribution en exclusivité à l'architecte les missions de maîtrise d'œuvre en marginalisant complètement le rôle de l'ingénieur sont aussi des raisons de la production de mauvais bétons [12].



Fig. 1.9- Effondrement de type mille-feuilles d'un bâtiment R+3 à Boumerdes [11].

Des résistances de l'ordre de 10 à 15 MPa et des écarts importants entre la résistance préconisée par la réglementation et celles obtenues in situ ont été souvent signalées lors des contrôles [12]. Alors, la résistance du béton est le paramètre le plus important pour apprécier la qualité du béton. Pour cette raison, elle a fait l'objet de plusieurs études statistiques, effectuées sur des bétons produits sur des chantiers situés dans différentes zones climatiques définies pour le territoire national.

Lechani et al [13] 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 1.5). 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 1.6) [14] que le béton conçu dans ces projets, présente une certaine irrégularité dans la fabrication et aussi un contrôle des bétons inexistant ou inefficace.

Tableau 1.5- Répartition du nombre d'écrasement d'éprouvettes durant la période 1983-1993 [13]

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 1.6- Valeurs usuelles de l'écart type [14]

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 [15] ont aussi 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 1.7 relatif à la classification de la qualité du béton.

Tableau 1.7- Classification de la qualité du béton [15]

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 [16] 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 1.8). 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 1.8- Distribution du nombre d'écrasement d'éprouvettes à travers la période 1990-1997 [16]

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

Une autre étude a été effectuée par Kharchi et Boutamine [17] sur des bétons de chantier fabriqués durant la période 1989- 1991. Cette étude est basée sur une analyse statistique de données réelles des valeurs de résistances à la compression du béton conçu en laboratoire et celles de résistances du même béton produit sur chantier. Les auteurs ont conclu que la résistance en laboratoire est rarement atteinte sur chantier (Tableau 1.9) et certaines valeurs sont mêmes inférieures à la moitié de la valeur de résistance en laboratoire. En outre, les valeurs de chantier présentent des écarts types élevés comme indiqué sur le tableau 1.9. Cela montre que non seulement la composition du laboratoire n'est pas respectée, mais il y a aussi un problème de reproduction, c.à.d on ne peut pas produire le même béton pour des mêmes éléments de la structure.

Tableau 1.9- Résultat de l'analyse des données [17]

Type de béton selon le dosage en ciment (kg/m^3)	Résistance conçue en laboratoire (MPa)	Résistances sur chantier inférieures à celles en labo (%)	Ecart type (MPa)
400	35.3	83.7	5.84
420	36.8	87.1	5.983
450	39.5	84.1	5.409

D'après ces études statistiques réalisées sur les différentes régions du territoire, le béton produit sur chantier ayant généralement des faibles résistances qui ont rarement atteint la résistance préconisée par le cahier des charges. Ces études sont basées sur des résultats d'écrasements d'éprouvette de béton provenant de certains laboratoires. Il faut noter que les éprouvettes ne sont pas vraiment représentatives du béton in situ, et en plus, le prélèvement du béton sur chantier relatif aux éprouvettes de contrôle n'est pas effectué par un organisme agréé. Le laboratoire reçoit les éprouvettes toutes faites par le responsable du chantier lui même. Alors, il est probable que le béton réellement utilisé sur chantier soit encore de plus mauvaise qualité que celui des éprouvettes testées en laboratoire.

1.6 Conclusions

La qualité du béton est l'aptitude de ce matériau à satisfaire les besoins exprimés ou implicites de chaque intervenant, que ceux soient d'ordres techniques, économiques, esthétiques ou écologiques. Elle dépend de la nature et du dosage des constituants du béton ainsi que de soins apportés au mélange et à la mise en œuvre. Alors, la confection d'un béton de qualité repose sur des connaissances approfondies des propriétés et de la nature des matériaux qui le composent.

La qualité du béton est généralement caractérisée par trois paramètres : l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité.

Des études statistiques, ont montré que les bétons produits sur les chantiers Algériens ont généralement de faibles résistances qui atteignent rarement la résistance préconisée par le cahier de charges, et présentent une composition très aléatoire qui varie souvent d'une gâchée à une autre et d'un jour à un autre.

Chapitre 2

Essais non Destructifs sur Béton Durci

2.1 Contrôle de la qualité du béton

La production du béton en Algérie notamment dans le domaine du bâtiment se fait essentiellement sur chantier, et souvent de manière manuelle. Cette pratique entraîne généralement un mauvais dosage des constituants et un excès d'eau et également présente un changement de formulation du béton fabriqué d'une gâchée à une autre. C'est pourquoi le contrôle de la qualité du béton durant toute cette opération demeure nécessaire.

Le contrôle comprendra deux cas qu'il convient de bien distinguer, car il s'agit en effet:

- soit de contrôler la qualité intrinsèque du mélange que l'on a réalisé dans un malaxeur, indépendamment des diverses opérations qui suivront et des conditions dans lesquelles se fera le durcissement du béton de l'ouvrage;
- soit d'apprécier la qualité du béton de l'ouvrage compte tenu de toutes les conditions (transport, mise en œuvre, vibration, température durant la période de durcissement, etc.).

Le contrôle de la qualité du béton est habituellement effectué par des essais qui peuvent être classées selon le but poursuivi en trois catégories:

- méthodes pour l'évaluation de la résistance du béton;
- méthodes pour l'évaluation des propriétés autres que la résistance (composition, qualité, caractéristiques de durabilité);
- méthodes pour l'évaluation physique de la structure (fissures, décollements, vides, uniformité du béton, ampleur des dommages,.....).

Deux grandes familles 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 [18].

2.2 Utilité et avantages des essais non destructifs (ND)

Les essais ND 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 [19].

Le contrôle de la résistance à la compression du béton est habituellement déterminé par les essais destructifs sur des spécimens standard en cylindres, cubes ou prismes pour évaluer la qualité du béton utilisé dans les structures. Cependant, les spécimens ne sont pas vraiment représentatifs du béton dans la structure, à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton. En plus le retard engendré pour obtenir les résultats d'essai [18, 20, 21].

Pour mesurer la résistance du béton dans une structure, elle est habituellement déterminée par les essais destructifs sur des carottes prélevées sur du béton de la structure. Cependant, les grandeurs issues de mesures sur carottes sont locales: elles ne peuvent être généralisées sans hypothèses supplémentaires. 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) [22]. 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 [21].

Par conséquent, un essai non destructif qui n'endommage pas ou n'affecte pas le comportement structural des éléments et laisse également la structure dans un état acceptable, est le mieux adapté. Un essai non destructif réussi est celui qui peut être appliqué sur le matériau dans l'ouvrage même, portatif, facilement fonctionné et moins coûteux [23].

L'essai ND 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 [24]. 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 [25, 26].

Comme leur nom l'indique, il s'agit de mesures n'endommageant pas les constructions. Ces essais sont rapides et légers à mettre en œuvre, et apportent de surcroît une réponse globale à

l'échelle d'une structure ou d'un ouvrage, dans le cadre de contrôles d'ouvrages neufs ou en construction comme de diagnostic d'état d'ouvrages anciens.

Les essais ND 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 [27].

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 [19].

2.3 Implications des essais non destructifs

Les essais non destructifs permettent d'évaluer et de surveiller l'évolution, avec le temps, de la qualité du béton in situ durant la période de cure d'une manière relativement simple, rapide, et rentable [18].

L'exécution d'une technique non destructive avec un coût relativement bas pour évaluer l'état des structures aura comme conséquence la réduction du nombre de carottages habituellement exigés pour évaluer l'état du béton. Ceci rendra des contrôles moins coûteux et de durée moins longue.

Le recours aux essais ND engendre un gain de temps et par conséquent la collection d'un volume significatif de données devient possible en peu de temps. Ainsi, on peut examiner de plus grandes parties d'une structure qui entraîne une grande probabilité pour identifier des insuffisances et des problèmes qui peuvent altérer l'intégrité structurale [28].

Le contrôle ND est une option à considérer dans l'étude du béton in situ pour déterminer [24]:

- la densité et la résistance du béton dans une structure;
- l'endroit des armatures et l'enrobage des aciers;
- le nombre et la section des barres;
- l'ampleur des défauts tels que la corrosion;

- l'endroit du câblage, de la tuyauterie, de la canalisation, etc., qui sont incorporés dans le béton;
- si des défauts internes existent dans le béton tels que les vides, fissures, décollements, nids de gravier, manque de liaison avec les barres, etc;
- s'il y a un lien entre les plaques en acier collées avec époxydes et le béton;
- l'homogénéité du mélange du béton;
- le manque de coulis dans les gaines de post-tension.

2.4 Limites des essais non destructifs

Le principal désavantage des essais ND réside dans le fait qu'au stade actuel, ils ne peuvent pas fournir au constructeur des données suffisamment précises pour remplacer totalement les essais destructifs, au moins dans les principaux domaines d'application [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 [29]. En outre, les données fournies par ces essais sont très difficiles à interpréter, malgré plusieurs travaux visant à améliorer les essais non destructifs se poursuivent. Ceci est du aux problèmes de précision des techniques d'application, d'étalonnage des appareils et de l'hétérogénéité du matériau [18, 26, 27].

2.5 Différents essais non destructifs

Il existe une très grande variété de méthodes non destructives permettant d'évaluer de nombreuses caractéristiques du béton (propriétés mécaniques, humidité, perméabilité, absorption, etc.).

2.5.1 Inspection visuelle

Cette méthode est facile, rapide et économique. Elle représente un précurseur essentiel à n'importe quel essai non destructif prévu. Un ingénieur expérimenté peut établir les causes possibles des dommages d'une structure en béton et par conséquent identifier laquelle des diverses méthodes ND disponibles peut être la plus utile pour toute autre recherche sur le problème [24].

L'inspection visuelle est la méthode la plus commune employée pour l'évaluation des états des ouvrages et comporte la détection des signes de la détérioration tels que les fissures, les déformations excessives, la corrosion, l'écaillage, la fuite d'eau et l'état des joints [28].

L'examen interne du corps des éléments structuraux est difficile à évaluer par cette méthode. Il est, donc, nécessaire de faire recours à d'autres méthodes qui peuvent identifier des problèmes quand l'état de détérioration est invisible [28]

2.5.2 Essais de résistance à la pénétration

La sonde de Windsor est généralement reconnue comme le meilleur moyen pour exécuter l'essai de résistance à la pénétration. L'équipement comprend un pistolet à poudre, des sondes en alliage durci, des cartouches chargées, une jauge de profondeur pour mesurer la pénétration des sondes et d'autres accessoires connexes. Une sonde de 6.5 mm de diamètre et de 8.0 cm de longueur est enfoncée dans le béton au moyen d'une charge de poudre de précision (Fig. 2.1). La profondeur de la pénétration fournit une indication de la résistance du béton à la compression. Quoique des tableaux d'étalonnage soient fournis par le fabricant, l'instrument doit être étalonné selon le type de béton et la grosseur des granulats utilisés [27].

Cette méthode donne des résultats variables, et il ne faut pas s'attendre à obtenir des mesures précises de la résistance du béton. Cet essai a toutefois l'avantage de fournir un moyen rapide de contrôler la qualité et la maturation du béton coulé sur place. Il fournit aussi un moyen d'évaluer le développement de la résistance par la cure. Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur le béton des éléments de structure, et qu'il ne nécessite qu'un rebouchage mineur des trous sur les faces qui ont subi l'essai [27].

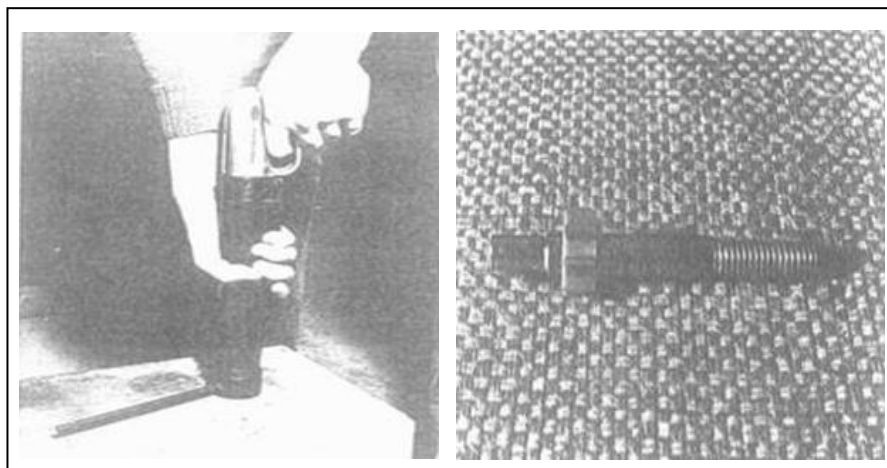


Fig. 2.1- Présentation de la sonde de Windsor en cours d'utilisation.

2.5.3 Essais d'arrachement (Pull-Out test, Pull-Off test)

Un essai d'arrachement permet de mesurer, à l'aide d'un instrument spécial, la force nécessaire pour extraire du béton une tige d'acier spécialement profilée et dont l'extrémité élargie a été

noyée dans le béton à une profondeur de 7.6 cm (Pull-Out test). La tige soumise à l'arrachement est placée soit avant le coulage du béton (Lok test), soit dans un béton existant (Capo test). Le béton est soumis simultanément à un effort de traction et de cisaillement, mais la force nécessaire pour provoquer l'arrachement peut être fonction de sa résistance à la compression. L'essai d'arrachement permet ainsi de mesurer quantitativement la résistance du béton coulé sur place lorsque des corrélations appropriées ont été effectuées. Il a été constaté que dans un grand nombre de cas, la résistance à l'arrachement a un coefficient de variation comparable à celui de la résistance à la compression [27].

On peut aussi utiliser un essai de traction directe (Pull-Off test) pour évaluer la résistance à la compression ou l'adhérence entre deux matériaux.

Quoique les essais d'arrachement ne permettent pas de mesurer la résistance intérieure du béton de masse, ils fournissent des indications sur la maturation et le développement de la résistance dans une partie représentative du béton de masse. De tels essais ont l'avantage de donner une mesure quantitative de la résistance du béton coulé sur place. Le principal désavantage de ces essais (Lok test) est qu'ils exigent une préparation, et que l'ensemble nécessaire à l'arrachement doit être mis en place dans le coffrage avant que le béton soit coulé. L'arrachement cause bien sûr quelques dommages mineurs. Cet essai peut toutefois être non destructif si l'application de la force minimale d'arrachement est arrêtée avant la rupture, mais il faut s'assurer qu'une résistance minimale a été atteinte. Ces renseignements sont d'une grande valeur pour savoir à quel moment les coffrages peuvent être enlevés sans danger [27].

2.5.4 Méthodes radioactives

Les méthodes d'essais radioactives peuvent être utilisées pour détecter l'emplacement des armatures, pour mesurer la densité du béton et peut être pour déceler la présence de nids de gravier dans des éléments porteurs [27].

L'équipement est assez simple et les coûts d'utilisation peu élevés quoique le coût de l'équipement de base puisse être élevé. Le béton dont l'épaisseur ne dépassant pas 45 cm peut être examiné sans difficultés [27].

2.5.5 Mesure de l'enrobage (covermeter)

Le principe de base est que la présence de l'acier affecte le champ magnétique. La sonde électromagnétique de recherche balaye la surface du béton examiné. La présence de l'acier dans la marge de l'instrument est montrée par le mouvement de l'aiguille indicateur (Fig.2.2). Quand

la sonde est déplacée jusqu'à ce que le débattement de l'aiguille soit à un maximum, la barre en question est alors parallèle à l'alignement de la sonde et directement s'est trouvée sous elle. L'aiguille indique l'enrobage sur une échelle appropriée pour le diamètre de la barre.

Cet essai est employé pour déterminer la présence, l'endroit et la profondeur des barres dans le béton et les composants de la maçonnerie. Les versions avancées du covermeter peuvent également indiquer le diamètre de barre quand l'enrobage est connu. Il est modérément facile à utiliser. Cependant, une certaine formation ou expérience est exigée pour interpréter les résultats [24].

La présence des barres avec des espacements serrés, recouvrements, acier transversal, ligature en métal, fils ou les granulats avec les propriétés magnétiques peuvent donner des résultats fallacieux. La gamme maximum de l'instrument pour être pratique est environ 100 mm. Il ne peut pas donner l'indication de la qualité du béton d'enrobage ou le degré de protection des barres [24].

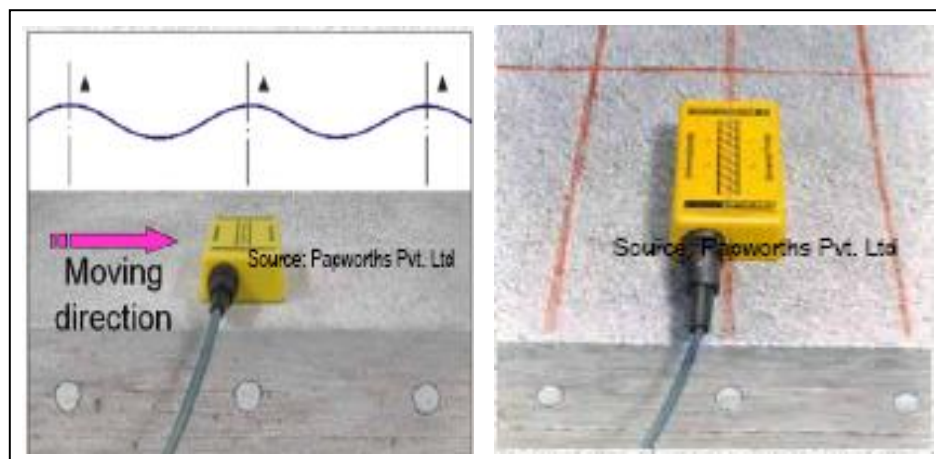


Fig. 2.2- Présentation du covermeter en cours d'utilisation.

2.5.6 Mesure de la résistivité du béton

La résistivité du béton est reliée à sa teneur en humidité et un peu moins à la teneur en chlorure. Elle donne une indication du taux de corrosion. La résistivité est mesurée en insérant des électrodes dans de petits trous sur la surface et en faisant passer un courant alternatif (Fig.2.3). La différence de potentiel est alors mesurée.

Cet essai est employé pour mesurer l'aptitude du béton pour conduire le courant de corrosion. Plus la résistivité est élevée plus le processus de corrosion est lent. Il peut être également utilisé pour mesurer le taux d'humidité et établir une carte modèle de migration d'humidité [24].

L'équipement est peu coûteux, son utilisation est simple et beaucoup de mesures peuvent être rapidement faites. Cette méthode est très utile en cas d'utiliser en même temps que d'autres méthodes d'essais. Elle n'est pas fiable à une teneur élevée en humidité. Les électrodes exigent le bon contact et les barres voisines peuvent affecter les lectures [24].



Fig. 2.3- Application de la technique de mesure de la résistivité du béton in situ.

2.5.7 Impact-echo

Un impact généré à la surface du béton engendre des ondes de compression et de cisaillement qui sont réfléchies par les interfaces, les fissures ou les décollements (Fig. 2.4). C'est une méthode efficace de localiser de grands vides ou décollements dans le béton de structure. L'utilisateur devrait prendre garde de l'exactitude demandée pour détecter les défauts.

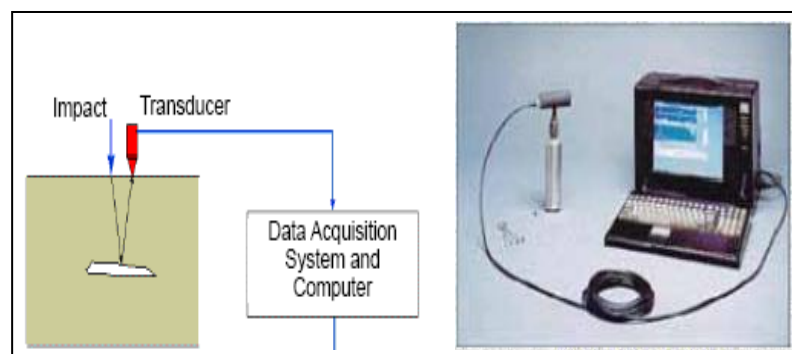


Fig. 2.4- Représentation schématique du principe de la mesure par impact-écho.

2.5.8 Méthode radar

Cette méthode est basée sur l'étude du processus de propagation d'une onde électromagnétique à travers des matériaux possédant des densités variables (Fig. 2.5). Elle est capable de détecter un certain nombre de paramètres dans le béton armé de la structure [24]:

- l'endroit des armatures;

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

Elle peut être employée pour examiner rapidement de grands secteurs pour localiser les armatures, les vides et les fissures. Les résultats doivent être corrélés avec les résultats d'essai sur des échantillons obtenus. Elle est chère et peu économique même pour examiner des petits secteurs [24].

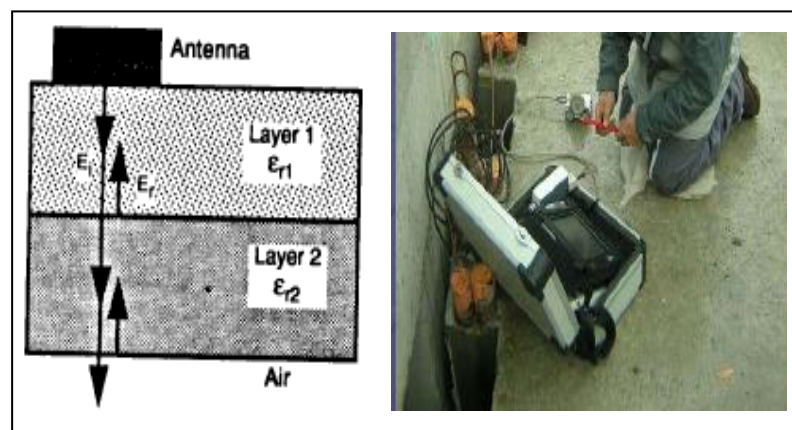


Fig. 2.5- Représentation schématique du principe de localisation des délaminations à l'aide d'un radar [30].

2.5.9 Maturation

Le principe de base de la maturation du béton est que l'augmentation de la résistance est fonction du temps et de la température, et que n'importe quelle méthode de maturation doit tenir compte de la température et de la période de cure. La maturation du béton peut être calculée à tout moment en effectuant l'intégration de la température en fonction du temps si on conserve des données complètes des variations de la température en fonction du temps. La température expérimentale choisie est habituellement de -10°C .

Cette technique peut être d'une grande utilité en hiver lorsque le contrôle de la résistance du béton aux premiers stades du durcissement est très important. Il faut toutefois souligner que la mesure de la maturation ne fournit aucune mesure des propriétés du béton. Si le calcul et la mise en œuvre du béton sont bons, l'essai permettra de connaître à quel moment le traitement de cure a été suffisant, mais il ne permettra pas de connaître la qualité du béton [27].

2.6 Scléromètre (marteau de rebondissement de Schmidt)

2.6.1 Principe fondamental

Le scléromètre est principalement un appareil de contrôle de la dureté d'une surface de béton durci. Il travaille sur le principe que le rebondissement d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface. 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 [24].

2.6.2 Description de l'appareil

Il existe plusieurs types de scléromètre qui se différencient par la valeur de l'énergie d'impact, type de recul et leur destination à l'essai comme le montre le tableau 2.1.

Tableau 2.1- Différents modèles de scléromètre [31]

Modèle	Energie d'impact (Kgf.m)	Type de recul	Domaine d'utilisation
L	0.075	Linéaire	<ul style="list-style-type: none"> • 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 ($R_c < 5$ MPa)

Le scléromètre le plus adapté au béton ordinaire est le marteau de rebondissement de Schmidt de modèle N qui est montré dans la figure 2.6. Il pèse environ 1.8 kg et convient aux essais en laboratoire comme aux essais sur chantier.

Une vue en coupe schématique du scléromètre de modèle N est montrée dans la figure 2.7. 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 [24].



Fig. 2.6- Marteau de rebondissement de Schmidt type N en cours d'utilisation.

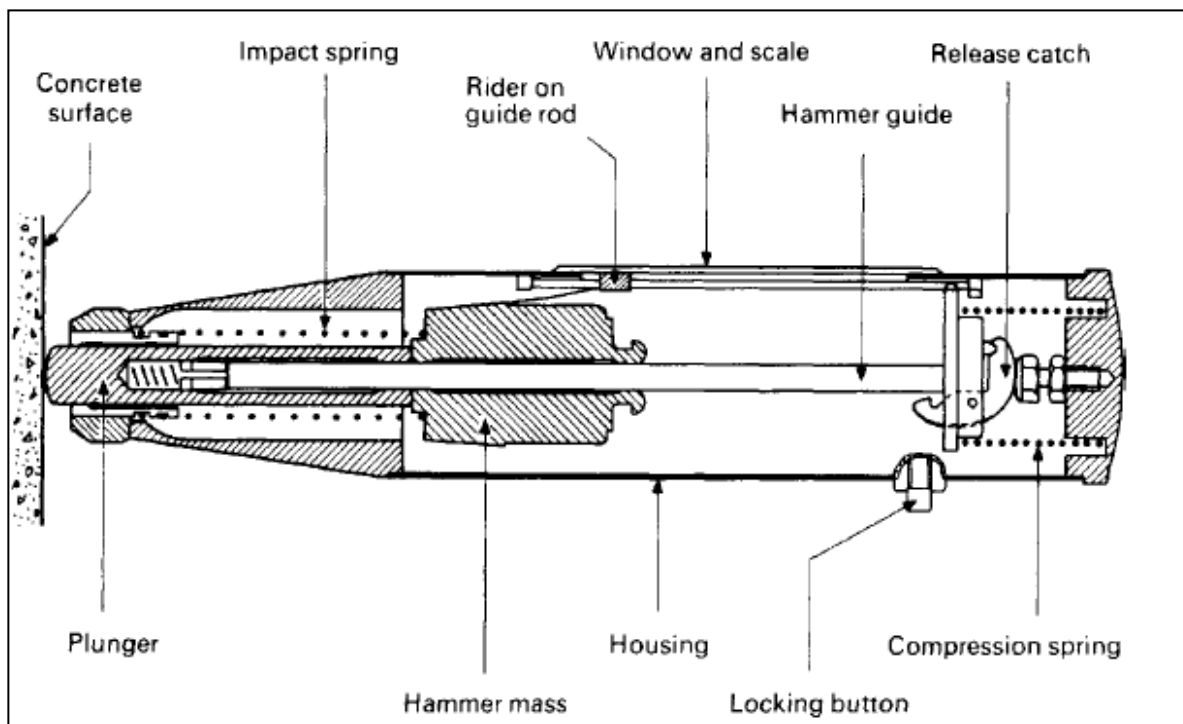


Fig. 2.7- Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N [24].

2.6.3 Fonctionnement de l'appareil

Pour préparer l'instrument pour l'essai, libérer la tige de sa position verrouillée en poussant violemment 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. 2.8. A). La tige est alors maintenue perpendiculaire à la surface du béton et en poussant lentement le corps vers le béton (Fig. 2.8. 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. 2.8. C). La tige de percussion réagit et retransmet le rebondissement à la masse (Fig. 2.8. 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 [24].

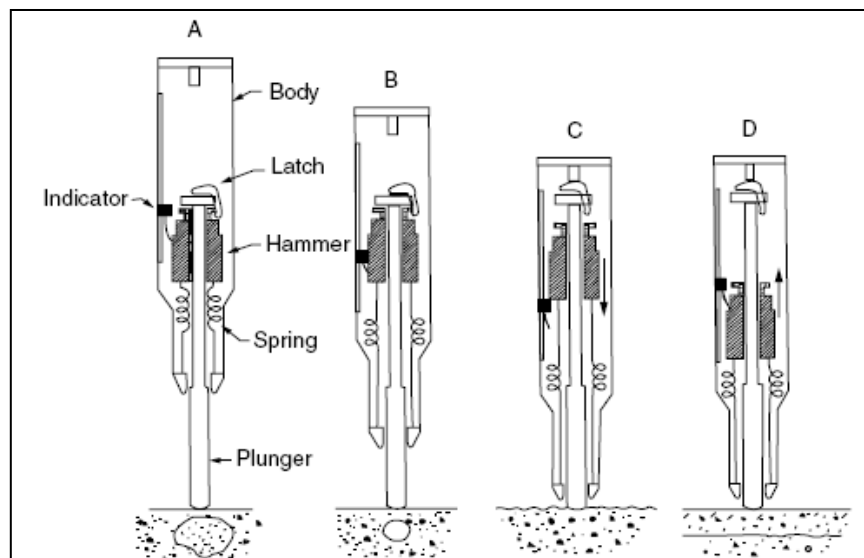


Fig. 2.8- Vue en coupe schématique du fonctionnement du marteau de rebondissement de Schmidt [24].

2.6.4 Procédé de mesure

La lecture est très sensible aux variations locales dans le béton, particulièrement à la présence immédiatement de gros granulats et des vides sous la tige lors de l'essai. Il est donc nécessaire de prendre 10 à 12 mesures par zone et de trouver leur moyenne exprimée sous forme de nombre entier [23, 32]. En éliminant les lectures différentes de la valeur médiane de plus de six unités et ensuite on détermine la moyenne pour le reste. 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 [32, 33].

Les éléments de béton soumis à l'essai doivent avoir une épaisseur minimale de 100 mm et être encastrés dans une structure. Des corps d'épreuve de dimensions plus réduites peuvent être testés à condition qu'ils soient fermement maintenus [32, 33]. La surface à essayer doit être lisse, propre et sèche. Si la surface est rugueuse, il devrait être lissée par ponçage avec une pierre abrasive. Toute trace d'humidité constatée à la surface, peinture ou enduit adhérent susceptible de fausser les mesures doivent être éliminés. Il convient d'éviter les zones présentant des nids de cailloux, des écaillages, des parties ébréchées, une texture grossière, une porosité élevée ou un enrobage moins de 20 mm d'épaisseur [33, 34]. Lors de l'essai chaque empreinte laissée sur la surface doit être examinée, et si le choc provoque l'écrasement ou la perforation d'une surface proche d'un vide d'air, le résultat ne doit pas être pris en considération [32, 33].

L'appareil peut être effectué à la position horizontale, verticale 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 [32].

2.6.5 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement

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

2.6.5.1 Uniformité de la surface d'essai

Cette méthode n'est pas appropriée aux surfaces à texture ouverte. Les surfaces supérieures ou étalées par truelle peuvent être plus dures et certainement plus irrégulières que les surfaces coffrées. 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. Des spécimens pour corrélation seront normalement coulés dans des moules en acier qui sont lisses et imperméables. 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 basés sur des surfaces semblables, puisque des erreurs considérables peuvent résulter de cette cause [34].

2.6.5.2 Taille, forme et rigidité 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 [24].

2.6.5.3 Age 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 7 MPa puisque la surface du béton pourrait être endommagée par le marteau [24].

2.6.5.4 Degré d'humidité de la surface du béton

La dureté d'une surface humide du béton est inférieure à celle d'une surface sèche, et par conséquent la résistance de rupture d'une éprouvette cubique humide peut être environ 10% inférieure à celle d'une éprouvette similaire examinée sec. L'essai de rebondissement sur une surface humide peut mener à une sous-estimation de résistance jusqu'à 20% comme la montre la figure 2.9. 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 [34].

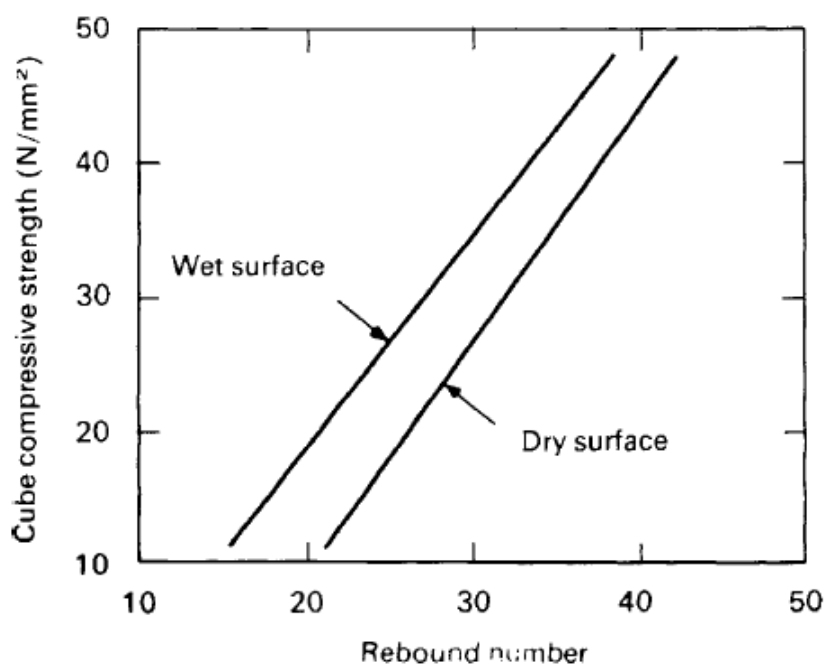


Fig. 2.9- Influence de la condition d'humidité de surface (appareil horizontal) [34].

2.6.5.5 Nature et qualité des granulats

L'influence du type et du dosage des granulats peut être considérable, puisque la résistance est gouvernée par les caractéristiques de la pâte du ciment et par les granulats. Alors un type particulier de granulats peut également produire une corrélation (indice – résistance) différente selon leur nature et leur provenance. La figure 2.10 montre la différence considérable qui peut se produire entre les courbes de corrélation développées pour différents types des granulats [34]. Bien que le même type des granulats soit employé dans le mélange du béton, la courbe de corrélation peut être différente si la provenance des granulats est différente. Un exemple est montré dans la figure 2.11, là où des courbes de corrélation sont tracées pour quatre types de granulats [24].

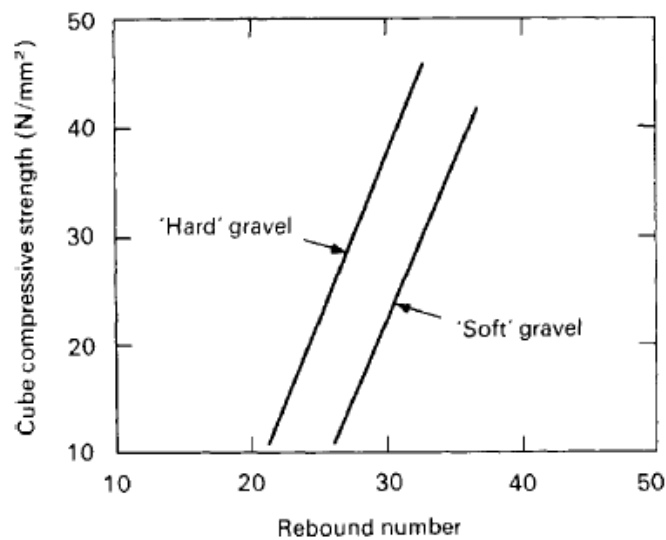


Fig. 2.10- Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical) [34].

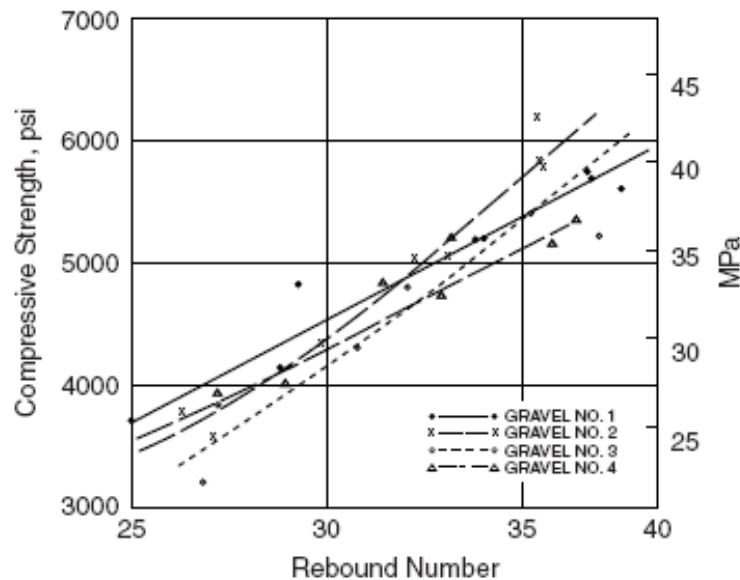


Fig. 2.11- Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation [24].

2.6.5.6 Type de ciment

Les variations de la finesse du ciment Portland sont peu susceptibles d'être significatif, leur influence sur la corrélation de résistance est moins de 10% [34]. 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 [24].

2.6.5.7 Inclinaison de l'appareil

La direction de l'appareil affecte l'indice de rebondissement, dû à l'action de la pesanteur sur la masse du marteau. Alors, l'indice de rebondissement sera différent pour le même béton testé à angle différent, c'est pourquoi on exige des diagrammes séparés de calibrage ou de correction (Fig. 2.12). L'indice de rebondissement relatif des surfaces supérieures est plus petit que celui des surfaces inférieures d'un même plancher, ainsi que les surfaces inclinées ou verticales donneraient des résultats intermédiaires [24].

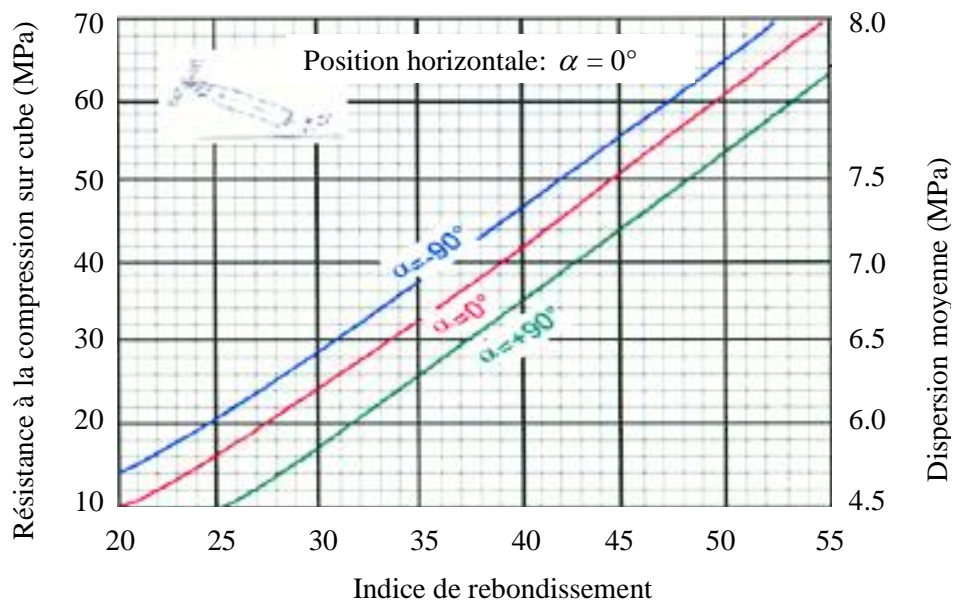


Fig. 2.12- Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton [35].

2.6.5.8 Carbonatation de la surface du béton

La profondeur de carbonatation d'un ancien béton peut atteindre plusieurs millimètres, et dans le cas extrême jusqu'à 20 mm d'épaisseur. Dans ces cas-là les indices de rebondissement peuvent être jusqu'à 50% plus élevés que ceux obtenus sur une surface du béton non carbonaté [24]. Alors, la surestimation de la résistance est de grande importance et par conséquent si une

carbonatation significative existe, la couche externe ne sera plus représentative du béton interne d'un élément, c'est pour cela, il peut être nécessaire d'enlever la couche carbonatée dans la zone à tester [34].

2.6.6 Modèles de corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

L'évaluation de la résistance à la compression est habituellement basée sur des corrélations empiriques établies entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement correspondant. Cependant, ce rapport reliant la résistance avec l'indice de rebondissement n'est pas unique, car il est affecté par beaucoup de facteurs, par exemple, type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C, et la teneur en humidité. Les fabricants fournissent généralement avec leurs appareils des courbes de corrélation établies suivant leurs propres systèmes d'essai, lesquels ne sont pas appropriées à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation [36]. Alors, plusieurs modèles de corrélation ont été proposés par différents chercheurs comme le montre le tableau 2.2.

Tableau 2.2- 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 $D_{max}=20mm$	[20]
Almeida (1993)	$R = 1.0407 I^{1.155}$ $R = 1.041 I^{1.155}$	40.1- 120.3	Cube 150mm	granite $D_{max}=25mm$	[20]
Gonçalves (1995)	$R = 1.73 I - 34.3$	18.0 – 42.0	Carotte 70mmx70mm	/	[20]
Pascale et al. (2000)	$R = 0.000135 I^{3.4424}$	30.0 – 150.0	Cube 150mm	calcaire $D_{max}=15mm$	[20]
Qasrawi (2000)	$R = 1.353 I - 17.393$	6.0 – 42.0	Cube 150mm	variable	[23]
Soshiroda et Voraputh (1999)	$R_{28} = 161 I_3 - 137$ $R_{28} = 147 I_{28} - 16.85$	20.0 – 65.0	Cube 150mm	gravier	[20]
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	[37]
Lima et Silva (2000)	$R = 0.0501 I^{1.8428}$	25.1 – 33.1	Cylindre	/	[20]
Hobbs et Kebir (2007)	$R = 2.168 I - 27.747$	20.0 – 49.0	Cube 150mm	gravier $D_{max}=20mm$	[38]
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 $D_{max}=32mm$	[20]

2.6.7 Avantages et limites d'essai du marteau de rebondissement

Le marteau de rebondissement est un essai applicable pour évaluer l'uniformité et estimer le développement de la résistance du béton in situ, ainsi que pour déterminer des zones de faible qualité ou du béton détérioré dans une structure.

Cette méthode est peu coûteuse, simple et rapide pour connaître la résistance du béton, mais une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées, soumises à un traitement de cure et examinées dans des conditions semblables à celles dans lesquelles les courbes de corrélation sont établies [27].

Il est clair que l'indice de rebondissement reflète seulement le béton de surface. Alors, les résultats obtenus sont représentatifs seulement de la couche externe du béton avec une épaisseur de 3 à 5 cm [23].

Cette méthode ne peut se substituer aux essais destructifs pour la détermination de la résistance du béton à la compression, alors elle n'est pas prévue comme base pour l'acceptation ou le rejet du béton en raison de l'incertitude inhérente dans la résistance estimée [39].

2.6.8 Normalisation des méthodes de la dureté de surface

La méthode de rebondissement a gagné une acceptation considérable, et a été introduite dans plusieurs normes telles que ASTM, EN et ISO pour l'estimation de la résistance à la compression du béton.

La norme américaine ASTM C 805 « Méthode d'essai standard pour l'indice de rebondissement du béton durci » [33] a été publiée pour la première fois en 1975 comme une méthode d'essai provisoire et adoptée en 1979 comme méthode d'essai standard.

La norme européenne NF EN 12504-2 « Essais pour béton dans les structures – Partie 2 : Essais non destructifs – Détermination de l'indice de rebondissement » [32] spécifie une méthode permettant de déterminer l'indice de rebondissement d'une surface de béton durci à l'aide d'un marteau à ressort du type N qui a été développé à l'origine par la société Schmidt. Cette norme découle du projet de norme internationale ISO/DIS 8045, « Béton durci - Détermination de l'indice de rebondissement à l'aide du scléromètre », et fait référence à l'ASTM C 805 [33].

2.7 Ultrason (Essai de la vitesse d'impulsion ultrasonique)

2.7.1 Introduction

La méthode de la vitesse d'impulsion ultrasonique a été utilisée avec succès pour évaluer la qualité du béton pendant plus de 60 ans. Cette méthode peut être utilisée pour la détermination de l'homogénéité du béton, de la présence de fissures ou de vides, les changements de propriétés dans le temps et pour la détermination des caractéristiques physiques et dynamiques. Par ailleurs, il est également possible d'estimer la résistance du béton en laboratoire aussi bien que sur site.

Cet essai est une méthode véritablement non destructive, car elle est basée sur des ondes ultrasoniques ayant aucun dommage à l'élément examiné du béton. Un spécimen peut être examiné à plusieurs reprises au même endroit, ce qui peut s'avérer utile pour surveiller les changements structurels subis à l'intérieur du béton sur une longue durée [40].

2.7.2 Théorie de la propagation de l'impulsion à travers le béton

Trois types de propagation 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 (également appelées longitudinales ou ondes P);
- les ondes de cisaillement (transversales ou ondes S);
- les ondes de surface (les ondes de Rayleigh).

Les ondes de compression se propagent à travers le milieu solide d'une manière identique aux ondes sonores qui se propagent 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 comme le montre l'équation (2.1). 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.

En béton, les vitesses des ondes de cisaillement et de surface sont en général 60% et 55%, respectivement, de celle des ondes de compression. Alors ces dernières sont les plus importantes puisqu'elles sont les plus rapides et fournissent généralement des informations plus utiles. Pour un milieu solide élastique et homogène, la vitesse des ondes de compression (ondes P) est donnée par l'équation (2.1) [40].

$$V = \sqrt{\frac{K.E}{\rho}} \dots\dots\dots (2.1)$$

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 (2.2) [23, 41].

$$V = \frac{L}{T} \dots\dots\dots(2.2)$$

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).

2.7.3 Principe fondamental

Cet essai est une méthode de détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques longitudinales dans le béton durci. Elle consiste à mesurer le temps de propagation entre deux points désignés sur la surface de l'objet à essayer. En sachant la longueur du parcours entre ces deux points, 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 2.3 [18, 27].

Tableau 2.3- Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion [18]

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

2.7.4 Description de l'appareil

L'appareillage 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 [41]. L'équipement peut inclure une batterie rechargeable et une unité de chargement, et également muni d'un afficheur pour le temps mesuré. Il peut également être relié à un oscilloscope, ou à tout autre dispositif d'affichage, pour observer la nature de l'impulsion reçue. Un diagramme schématique est montré à la figure 2.13 [40].

Les fréquences propres des transducteurs se situent généralement dans une plage comprise entre 20 et 150 kHz. Les impulsions à haute fréquence s'amortissent plus rapidement que les impulsions de plus basse fréquence. Il est donc préférable d'utiliser des transducteurs à haute fréquence (60 kHz à 200 kHz) pour les distances de parcours courts (à partir de 50 mm) ou pour le béton à haute résistance, tandis que les transducteurs à basse fréquence (10 kHz à 40 kHz) sont utilisés pour les distances de parcours longs (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 [40, 41]. L'instrument généralement utilisé est représenté à la figure 2.14.

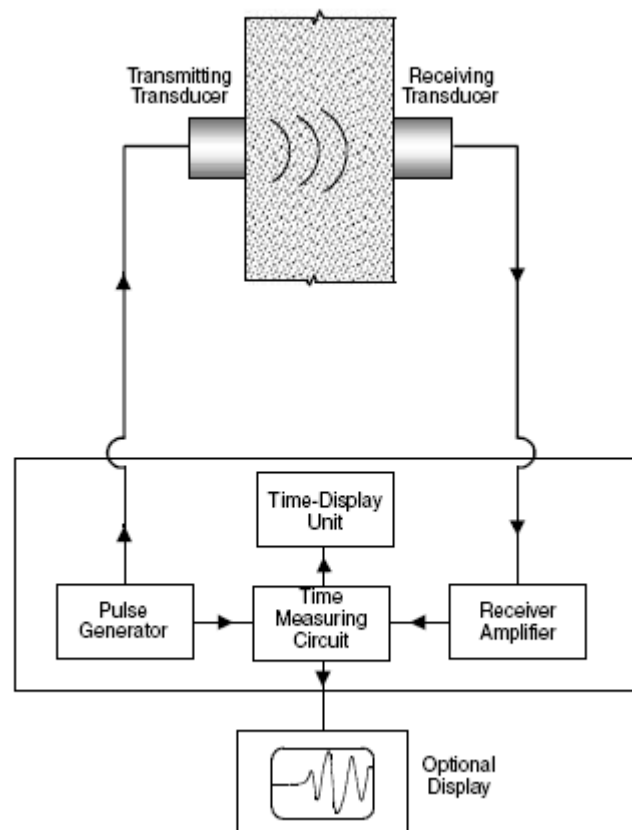


Fig. 2.13- Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion [40].



Fig. 2.14- Appareil de mesure de la vitesse d'impulsion.

2.7.5 Procédé de mesure

L'opération est relativement simple mais exige un grand soin afin d'obtenir des résultats fiables. Il doit assurer un bon accouplement acoustique 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. Il est important que cette couche de séparation devrait être mince autant que possible. 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 recommandé d'appuyer fermement les faces des transducteurs contre les surfaces du béton jusqu'à la stabilité du temps affiché. Il est également important que les lectures soient répétées par le déplacement et la réapplication des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, avec une attention spéciale à l'élimination de n'importe quelle autre source de vibration, même de manière légère, pendant l'essai [34, 41, 42].

Pour la longueur de parcours, il doit mesurer la distance à ligne directe entre les centres des faces des transducteurs avec une précision de 0.5 % de la distance. De même que le temps de passage soit enregistré avec une précision de 0.5 % du temps. Le résultat ainsi obtenu de la vitesse de propagation du son doit être exprimé à 10 m/s près [41, 42].

Il y a trois configurations possibles dans lesquelles les transducteurs peuvent être arrangés, comme représenté à la figure 2.15:

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

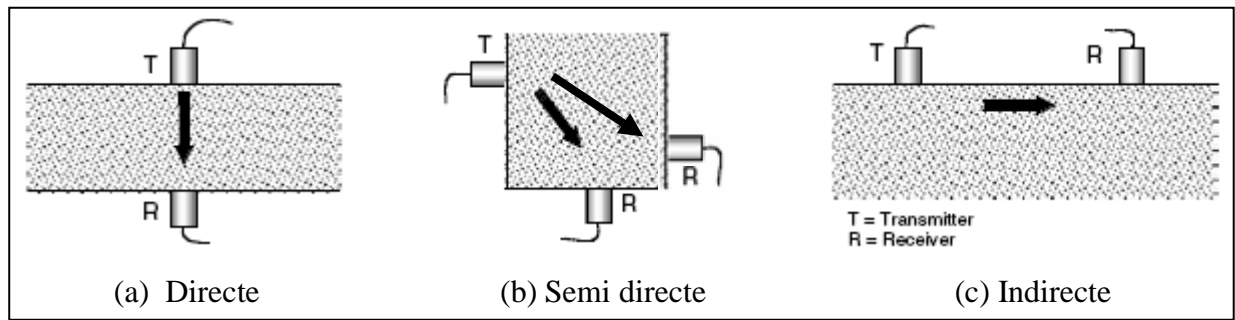


Fig. 2.15- Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique [40].

La méthode directe est la plus fiable du point de vue de la mesure du temps de passage. En outre, le parcours est clairement défini et peut être mesuré exactement, et cette approche devrait être utilisée pour évaluer la qualité du béton. Lorsqu'il est nécessaire de placer les transducteurs sur des faces opposées, mais pas en opposition directe, ce type de disposition est alors considéré comme une transmission semi-directe. 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. Dans ce cas là la longueur de parcours n'est pas mesurée, mais une série de mesurages est effectuée avec des transducteurs positionnés à différentes distances. Le transducteur-émetteur doit être placé au contact de la surface du béton en un point x défini et le transducteur-récepteur doit être placé selon des espacements x_n augmentant de façon constante, le long d'une ligne tracée sur la surface. Il convient que les temps de transmission soient portés sur un graphique montrant leur relation avec la distance qui sépare les transducteurs (Fig.2.16). La pente de la droite de régression tracée entre les points ($\tan \theta$) doit être mesurée et enregistrée comme étant la vitesse moyenne de propagation du son sur la ligne définie sur la surface du béton. Si les points mesurés indiquent une discontinuité, cela est probablement dû à une fissure de surface ou à une couche de surface de qualité inférieure, et dans ces conditions la mesure de la vitesse n'est pas fiable [41].

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 [34].

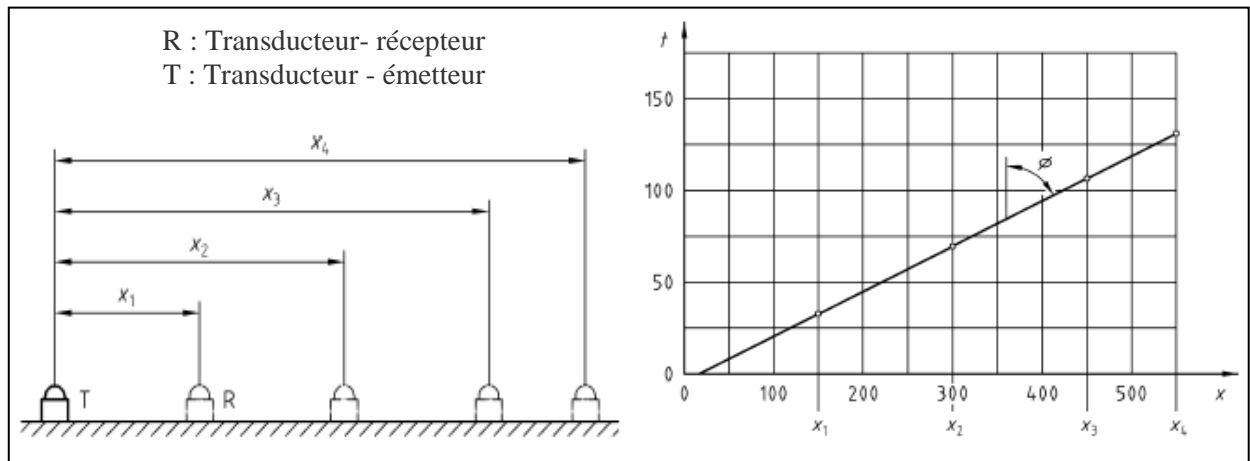


Fig. 2.16- Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface) [41].

2.7.6 Applications

La méthode de la vitesse d'impulsion a été appliquée avec succès aussi bien en laboratoire que sur chantier. En outre, elle peut être employée pour le contrôle de la qualité et l'analyse de la détérioration du béton in situ (Fig. 2.17) [40]. Alors, cette méthode peut être généralement utilisée pour les applications suivantes:

- 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.



Fig. 2.17- Application de la méthode de la vitesse d'impulsion sur béton in situ.

2.7.6.1 Estimation de la résistance du béton

La méthode de vitesse d'impulsion peut fournir un moyen pour estimer la résistance du béton in situ et du béton préfabriqué bien qu'il n'y ait aucune relation physique entre la résistance et la vitesse. La résistance peut être estimée à partir de la vitesse d'impulsion par une corrélation graphique préétablie entre les deux paramètres (Fig. 2.18). Le rapport entre la résistance et la vitesse d'impulsion n'est pas unique, et est affecté par plusieurs facteurs, par exemple la taille, le type et la quantité des granulats, le type et le dosage en ciment, le rapport E/C et la teneur en humidité. L'effet de chaque facteur a été étudié par plusieurs chercheurs. Ils ont clairement précisé qu'aucune tentative ne devrait être faite pour estimer la résistance à la compression du béton à partir de la vitesse d'impulsion à moins que des corrélations semblables aient été précédemment établies pour le type de béton à l'étude [40].

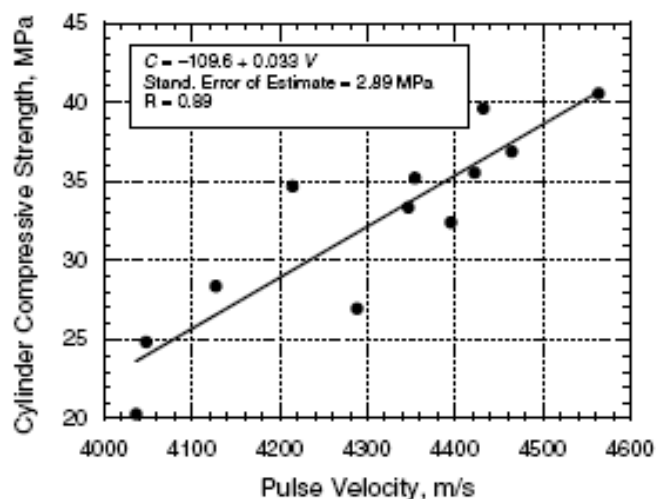


Fig. 2.18- Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique [40].

Plusieurs organismes de normalisation tels que la RILEM et le ACI ont fourni des recommandations pratiques afin de développer des corrélations entre les vitesses d'impulsion et les résistances à la compression.

2.7.6.2 Mesure de la profondeur des fissures de surface

La technique de la vitesse d'impulsion a été étudiée par divers chercheurs. L'impulsion ultrasonique transmet un très peu d'énergie dans l'air. Par conséquent, si une impulsion traversant le béton va trouver une fissure remplie d'air ou un vide, ainsi que la surface projetée de fissure perpendiculaire à la longueur du parcours est plus grande que la surface du transducteur de transmission, l'impulsion se diffractera autour du défaut. Alors, le temps de propagation d'impulsion sera plus élevé que celui pour le béton semblable sans défaut. Donc, la

profondeur d'une fissure de surface remplie d'air peut être estimée par la méthode de vitesse d'impulsion comme indiquée par l'équation (2.3) et illustrée dans la figure 2.19 [40].

$$h = \frac{X}{T_2} \sqrt{T_1^2 - T_2^2} \dots\dots\dots(2.3)$$

Où: X: distance de la fissure au capteur (les deux capteurs doivent être placés équidistant de la fissure);

T_1 : temps de passage autour de la fissure;

T_2 : temps de passage le long de la surface du même type de béton sans aucune fissure (la longueur du parcours de surface pour T_1 et T_2 doit être égale).

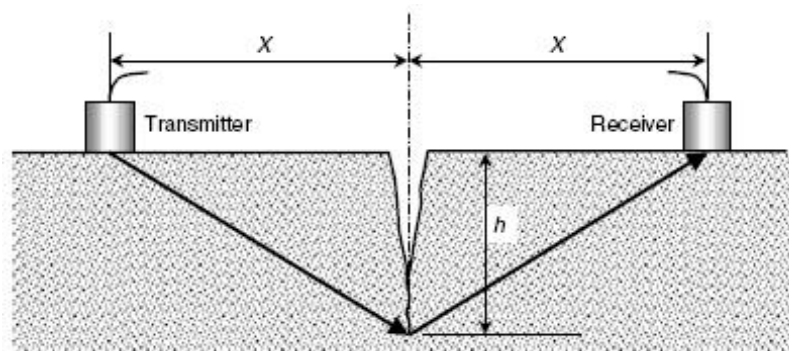


Fig. 2.19- Schéma pour la mesure de la profondeur “h” de la fissure de surface [40].

Pour que l'équation (2.3) soit valable, la fissure doit être perpendiculaire à la surface du béton. Un contrôle devrait être fait pour déterminer si la fissure est perpendiculaire à la surface ou non. Ceci peut être fait comme suit: placer les deux capteurs équidistants de la fissure et obtenir le temps de passage. Eloigner alternativement les transducteurs de la fissure. Si le temps de passage diminue, donc la fissure s'incline vers la direction laquelle le transducteur a été déplacé [40].

2.7.7 Facteurs affectant la vitesse d'impulsion ultrasonique

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

2.7.7.1 Type du ciment

Jones [43] a signalé que le type de ciment n'a pas eu un effet significatif sur la vitesse de l'impulsion. Cependant, la vitesse d'hydratation est différente pour différents ciments et elle 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. En outre, Jones et Facaoari [44] 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 « C_3S » et la finesse de mouture (surface spécifique) du ciment sont plus élevés.

2.7.7.2 Rapport : Eau - Ciment (E/C)

Kaplan [45] a étudié l'effet du rapport E/C sur la vitesse de l'impulsion. Il a montré qu'il y a une diminution des résistances à la compression et les vitesses de l'impulsion correspondantes tant que le rapport E/C augmente, en respectant la même composition du béton.

2.7.7.3 Taille, classe, type et dosage des granulats

Beaucoup de chercheurs ont constaté que la vitesse de l'impulsion est affectée sensiblement par le type et la quantité des granulats. En général, la vitesse de l'impulsion dans la pâte du ciment est inférieure à celle dans les granulats. Jones [43] a rapporté que 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. L'effet du type de granulats sur la relation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression est indiqué à la figure 2.20.

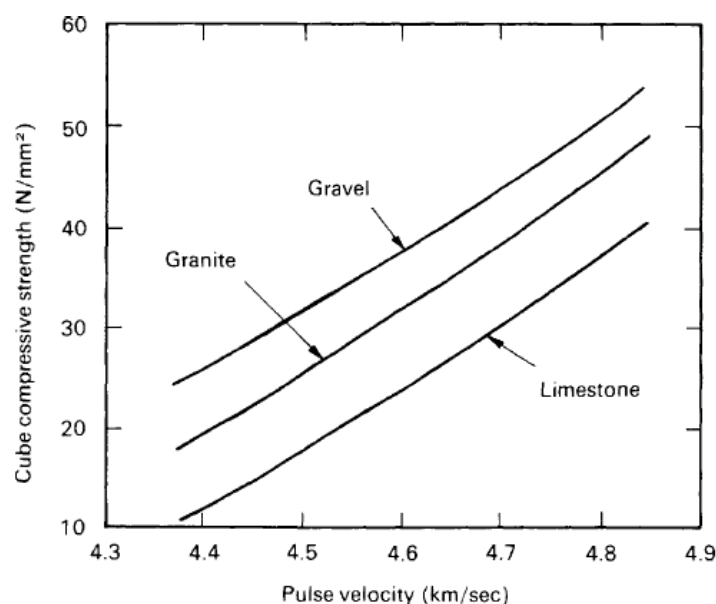


Fig. 2.20- Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) [34].

D'autres résultats d'essais [43, 45, 46] ont montré que pour la même résistance à la compression, le béton ayant le dosage en gravier le plus élevé, va donner une vitesse plus élevée. En outre, Gregor et al [46] ont constaté que la quantité des granulats n'affecte pas au même degré les résultats de vitesse et de résistance. D'ailleurs, dans certains cas, un dosage en granulats plus élevé peut causer une augmentation de vitesse et une diminution de résistance. 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 montrés sur la figure 2.21.

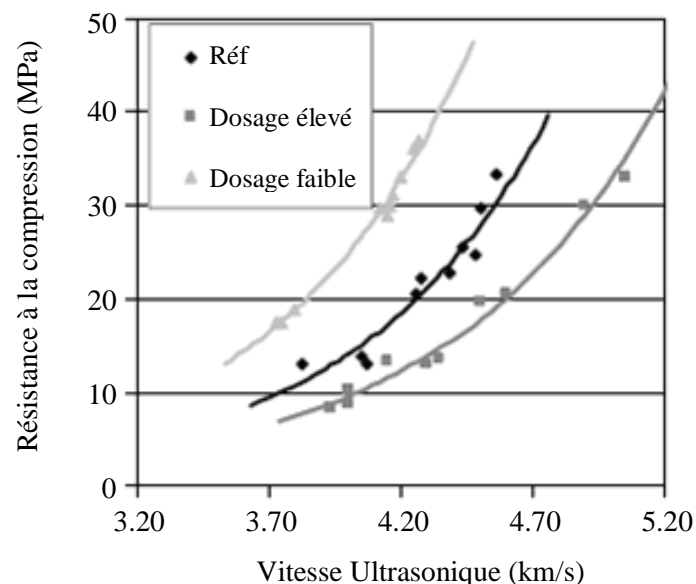


Fig. 2.21- Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion [46].

2.7.7.4 Utilisation des adjuvants

Vu la grande diversité des adjuvants utilisés pour la préparation du béton, le problème de leur influence sur la corrélation vitesse - résistance est très complexe. Alors, l'entraîneur d'air ne semble pas influencer la corrélation. Par contre, d'autres adjuvants influencent la vitesse d'impulsion, approximativement de la même façon qu'ils influenceraient la vitesse d'hydratation. Par exemple, l'addition du chlorure de calcium réduira le temps de prise du béton et augmentera la vitesse d'hydratation par lequel la vitesse d'impulsion augmente [40].

2.7.7.5 Age du 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. Jones [43] a montré que la vitesse d'impulsion augmente très rapidement au début, mais elle s'aplatit ensuite. Cette tendance est semblable à la

résistance en fonction de l'âge pour un type particulier du béton, mais la vitesse d'impulsion atteint une valeur limite plus tôt que la résistance. De même Popovics [47] a trouvé que la vitesse d'impulsion 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 %.

2.7.7.6 Contact du transducteur

Si le contact du transducteur n'est pas suffisamment réalisé, une lecture incorrecte de la vitesse d'impulsion peut résulter [40]. Alors, il doit avoir un contact adéquat sur le plan acoustique entre le béton et la face de chaque transducteur. Par conséquent, il convient de mesurer plusieurs fois le temps de parcours, jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale, indiquant que l'épaisseur du produit de couplage a été réduite au minimum [41].

2.7.7.7 Température du béton

Les variations de la température entre 10 et 30 °C n'entraînent pas un effet significatif sur la vitesse de l'impulsion. Pour les températures non comprises dans cette plage, des corrections indiquées sur le tableau 2.4 sont recommandées [40, 41].

Tableau 2.4- Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température [40]

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

2.7.7.8 Humidité et conditions de cure du béton

La vitesse d'impulsion pour le béton saturé est plus élevée jusqu'à 5 % que celle pour le même béton séché à l'air (Fig. 2.22). L'humidité a généralement moins d'influence sur la vitesse pour béton à haute résistance que sur le béton à faible résistance à cause de la différence dans la

porosité. Kaplan [48] a trouvé que la vitesse d'impulsion pour les spécimens ayant une cure en laboratoire était plus élevée que pour les spécimens à cure in situ. Il a également trouvé que la vitesse d'impulsion dans les poteaux coulés du même béton était inférieure que dans les spécimens à cure in situ et en laboratoire.

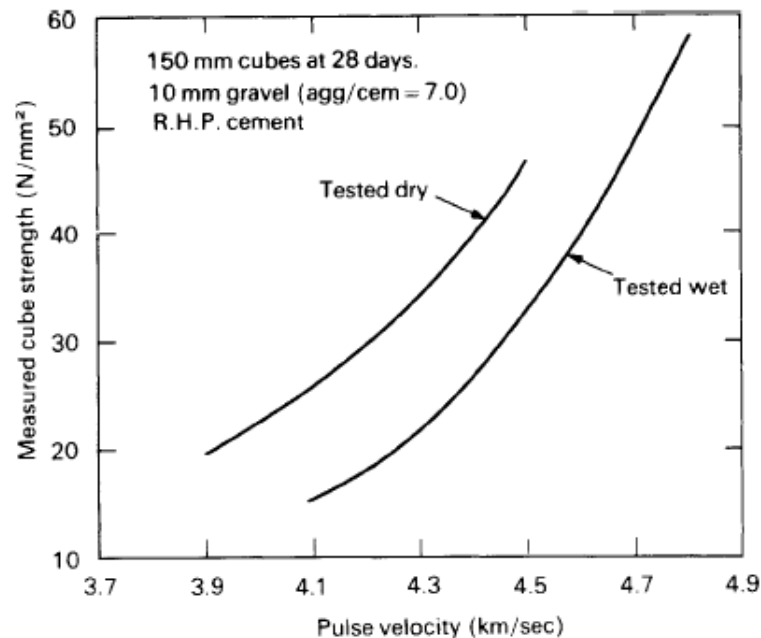


Fig. 2.22- Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression [34].

2.7.7.9 Longueur de parcours

Théoriquement, la longueur de parcours traversée par l'onde ne devrait pas affecter le temps de propagation. Alors, la vitesse de propagation de l'impulsion n'est généralement pas influencée par les variations de longueur de parcours, bien que l'appareil électronique de mesure de temps soit susceptible de fournir des indications selon lesquelles la vitesse tend légèrement à décroître lorsque la longueur de parcours augmente. Ceci provient du fait que les composants de l'impulsion à plus haute fréquence sont davantage atténués que les composants à plus basse fréquence [41].

Il convient que la longueur de parcours sur laquelle est mesurée la vitesse de propagation du son soit suffisante pour éviter toute influence significative de la nature hétérogène du béton sur la mesure. RILEM [49] a recommandé les longueurs minima suivantes du parcours:

- 10 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats est de 30 mm,
- 15 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats est de 45 mm.

2.7.7.10 Taille et forme des spécimens

La vitesse des courtes impulsions de vibration est indépendante de la taille et de la forme du spécimen dans lequel elles traversent, à moins que sa moindre dimension latérale soit moins que certaine valeur minimum. Au-dessous de cette valeur, la vitesse d'impulsion peut être réduite sensiblement. L'ampleur de cette réduction dépend principalement du rapport de la longueur d'onde des vibrations d'impulsion au moindre dimension latérale du spécimen, mais elle est insignifiante si le rapport est moins que l'unité. Le tableau 2.5 indique la relation entre la vitesse d'impulsion dans le béton, la fréquence du capteur et la dimension latérale minimum permise du spécimen. Si le minimum de la dimension latérale est moins que la longueur d'onde ou si l'arrangement indirect de transmission est utilisé, le mode de propagation change, et par conséquent la vitesse mesurée sera différente [24, 41].

Tableau 2.5- Effet de dimension du spécimen sur la transmission de l'impulsion [41]

Fréquence du capteur (kHz)	Vitesse d'impulsion dans le béton (km/s)		
	V _c = 3.50	V _c = 4.00	V _c = 4.50
	Dimension latérale minimum permise du spécimen (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

2.7.7.11 Efforts appliqués

La vitesse d'impulsion n'est pas généralement affectée par les efforts dans l'élément soumis à l'essai. Cependant, quand le béton est 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 [40].

2.7.7.12 Présence des armatures

La vitesse d'impulsion mesurée en acier est égale à 1.4 à 1.7 fois la vitesse en béton simple [28]. 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 mesurages à proximité immédiate des armatures en acier parallèles à la direction de propagation de l'impulsion [41]

L'influence des armatures en acier perpendiculaires à la direction de propagation de l'impulsion est généralement insignifiante sur la vitesse d'impulsion particulièrement si la section totale des barres est petite par rapport à la longueur du parcours. Cependant, l'influence des armatures parallèles à la direction de propagation de l'impulsion est plus sérieuse [28].

En général, les bétons présentent des vitesses d'impulsion plus de 4.0 km/s, les armatures du diamètre de 20 mm et perpendiculaires à la direction de propagation de l'impulsion n'ayant pas une influence significative sur les valeurs mesurées de vitesses. Alors que les armatures du diamètre plus de 6 mm et parallèles à la direction de propagation de l'impulsion peuvent avoir un effet significatif sur les valeurs mesurées [28].

Les corrections aux valeurs mesurées à prendre en compte sont principalement les armatures qui vont réduire l'exactitude de la vitesse d'impulsion estimée dans le béton. Les mesures devraient être effectuées de telle sorte que l'acier ne se trouve pas dans ou près du chemin direct entre les capteurs [24].

2.7.8 Modèles de corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

L'évaluation de la résistance à la compression du béton in situ est habituellement basée sur des corrélations empiriques établies entre la résistance à la compression par écrasement et la vitesse ultrasonique correspondante. Aujourd'hui, il est unanimement admis que la résistance à la compression du béton croit en même temps que la vitesse ultrasonique avec une relation non linéaire c.à.d qu'aux grandes vitesses, les résistances augmentent plus vite qu'aux faibles vitesses [44]. 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: $R = a e^{bV}$.

La forme d'expression mathématique adopté pour la précision de la corrélation ne peut pas être responsable d'erreurs supérieures à 5 ou 7 %. Alors, l'essentiel pour la précision est la façon dont sont déterminées les constantes expérimentales a, b, et c qui sont affectées par beaucoup de facteurs, par exemple: type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C et les conditions de conservation du béton à examiner [44]. Cependant, l'utilisateur doit développer son propre modèle de corrélation qui est adapté à sa situation [36]. Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le tableau 2.6.

Tableau 2.6- 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 $D_{\max}=20\text{mm}$	[20]
Almeida (1993)	$R = 0.0133 V^{5543}$ $R = 0.011 V^{5654}$	40.1 à 120.3	Cube 150mm	Granite $D_{\max}=25\text{mm}$	[20]
Gonçalves* (1995)	$R = 0.02 V - 65.4$	18.0 à 42.0	Carotte 70mmx70mm	/	[20]
Pascale et al* (2000)	$R = 10^{-28} V^{8.1272}$	30.0 à 150.0	Cube 150mm	Calcaire $D_{\max}=15\text{mm}$	[20]
Qasrawi (2000)	$R = 36.72 V - 129.077$	6.0 à 42.0	Cube 150mm	variable	[23]
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	[20]
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	[37]
Phoon et al (1999)	$R = 124.4 V - 587.0 + \varepsilon$	35.0, 55.0 et 75.0	Cube 150mm	granite $D_{\max}=20\text{mm}$	[20]
Hobbs et Kebir (2007)	$R = 2.289V^2 - 48.024V + 24.271$	20.0 à 49.0	Cube 150mm	gravier $D_{\max}=20\text{mm}$	[38]
Elvery et Ibrahim (1976)	$R = 0.012 \exp(2.27 V) \pm 6.4$	15.0 à 60.0	Cube 100mm	Gravier $D_{\max}=19\text{mm}$	[20]
Yun et al (1988)	$R = 0.329 V - 1065$	5.0 à 30.0	Carotte 150mmx300mm	gravier $D_{\max}=25\text{mm}$ $D_{\max}=40\text{mm}$	[20]

2.7.9 Avantages et limites

La méthode de la vitesse d'impulsion est un excellent moyen pour étudier l'uniformité du béton. Le procédé de l'essai est simple, l'équipement est disponible sur le marché et est facile à utiliser aussi bien en laboratoire que sur site.

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 [40].

Toutefois, ces essais ne sont 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].

2.8 Méthode combinée des essais non destructifs

Vu les limites que présentent les essais uniparamétriques au scléromètre et à l'ultrason, l'utilisation d'une seule méthode ne sera pas suffisante pour étudier et évaluer la propriété requise du béton. Alors, il est donc habituellement pratique d'associer les deux méthodes ensemble car l'utilisation de plus d'une méthode donne des résultats plus fiables et va réduire l'erreur produite lors de l'utilisation d'une seule méthode. Par exemple, l'augmentation de la teneur 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 [23, 36, 50].

En outre, les résultats obtenus par la méthode combinée (scléromètre - ultrason) lors de la corrélation avec la résistance à la compression donnent généralement un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement aux méthodes uniparamétriques [36, 50, 51].

Le principe de l'estimation de la résistance à la compression du béton par la méthode combinée des deux dispositifs de mesure (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 chercheurs ont proposés différents modèles de corrélation par la méthode combinée 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 [23] a développé un modèle combiné sous forme graphique en regroupant les indices de rebondissement avec un incrément de 2 (Fig. 2.23). 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. 2.24).

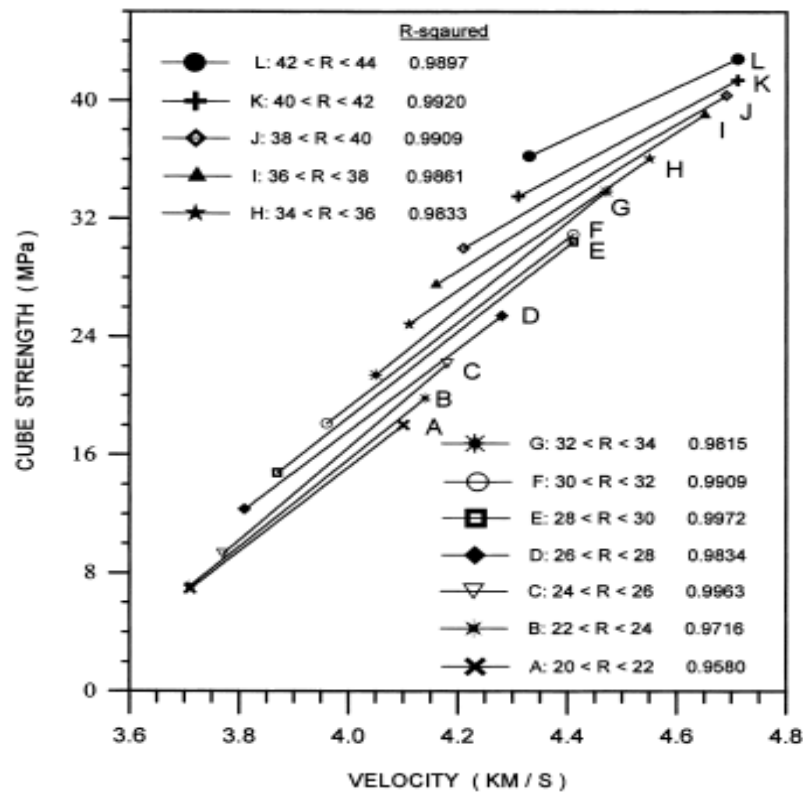


Fig. 2.23- Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique) [23].

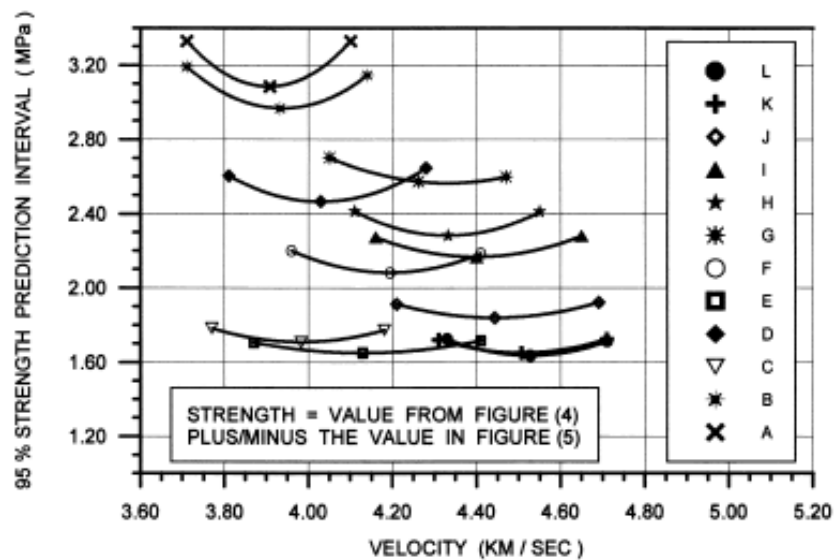


Fig. 2.24- Variation des résultats obtenus à la figure 2.23 [23].

De même, SONREB (voir [51]) 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. 2.25) avec des coefficients de correction développés par Facaoaru [52], ont été utilisés pour améliorer la précision de la résistance.

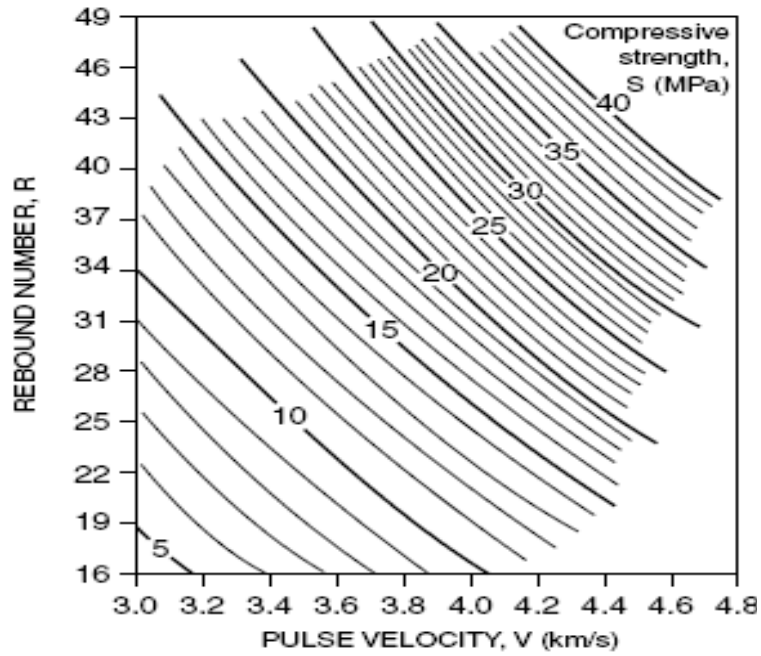


Fig. 2.25- Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique pour un béton de référence [51].

Knaze [53] aussi a développé un modèle combiné sous forme graphique (Fig. 2.26), mais il a conclu qu'il n'est pas possible d'avoir une amélioration de précision des résultats avec la méthode combinée si l'une des méthodes uniparamétriques est sensiblement moins précise.

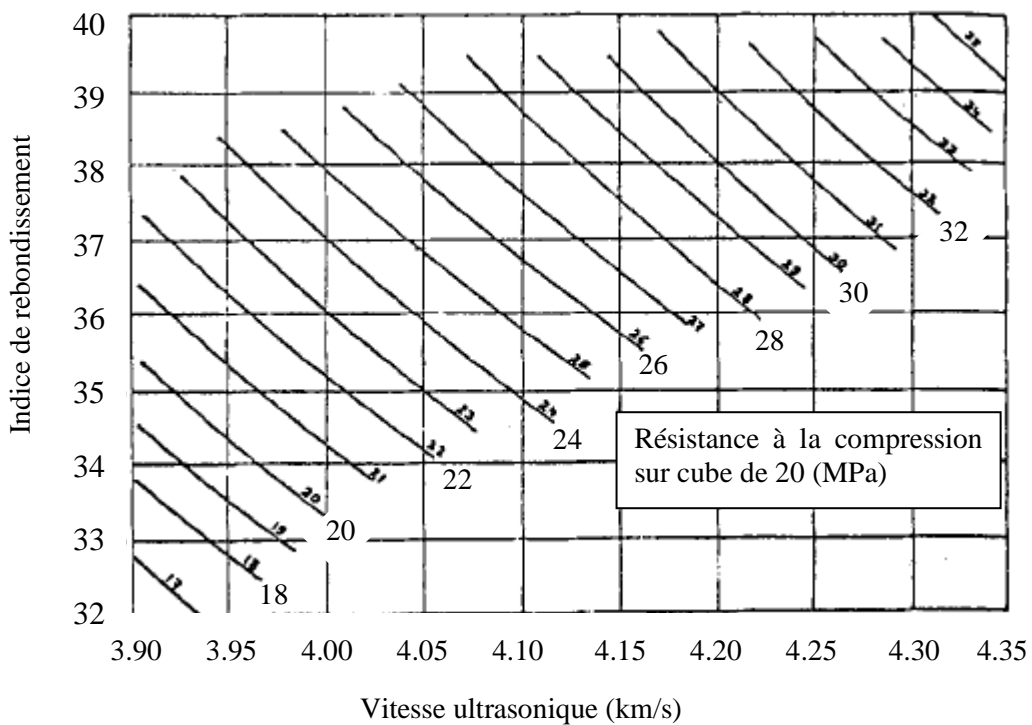


Fig. 2.26- Corrélation combinée entre la résistance par écrasement, l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique [53].

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 2.7.

Tableau 2.7- 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)	$R_{28} = 10.028 V_1 + 1.369 I_3 - 33.261$	0.938	0.962	0.981	5.702	4.234	2.927	[37]
	$R_{28} = 10.222 V_3 + 1.498 I_3 - 43.372$	0.908	0.962	0.972	7.406	4.234	3.616	
	$R_{28} = 14.820 V_7 + 1.210 I_7 - 62.184$	0.926	0.951	0.963	6.379	4.781	4.098	
	$R_{28} = 8.630 V_{28} + 1.416 I_{28} - 51.581$	0.900	0.965	0.967	6.431	4.117	3.898	
Hobbs et Kebir (2007)	$R = -4.069V^2 + 57.693V + 1.307I - 173.033$	0.903	0.925	0.949	2.716	2.333	1.849	[38]
Idrissou (2006)	$R = 0.00745 V^{3.27} I^{0.97}$	0.91	0.86	0.95	/	/	/	[36]
	$R = 0.06V^4 + 1.05I - 28.26$	0.96	0.86	0.95	/	/	/	
Ait Mohand (1995)	$R = 8.700V + 0.312I - 20.940$	0.87	0.83	0.88	/	/	/	[54]
Kenai et Bahar (2003)	$R = 11.000V + 0.390I - 26.200$	/	/	/	/	/	/	[55]
Sakhraoui CNERIB (2009)	$R = 17.130V + 0.866I - 62.684$	/	/	/	/	/	/	[31]

Les limites que présente la méthode combinée sont habituellement les mêmes que celles relatives à chaque essai seul à l'exception de celles qui affectent les résultats d'une manière opposée en cas de combinaison. En outre, la précision de la méthode combinée est meilleure, si les précisions des méthodes uni paramétriques sont voisines [50, 51, 53].

2.9 Conclusions

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

Pour un usage satisfaisant des essais non destructifs, il est nécessaire de connaître les facteurs influençant les mesures obtenues, et la méthode adéquate pour l'élaboration d'une corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives.

La corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation.

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

L'utilisation d'une seule méthode des essais non destructifs ne présente pas toujours une précision suffisante pour estimer la résistance à la compression du béton, mais l'utilisation de méthodes combinées donnera des résultats plus fiables et plus précis.

Chapitre 3

Etude Expérimentale

3.1 Introduction

Cette étude comporte deux parties: une étude en laboratoire et une étude sur site. Les deux études sont relatives à des bétons fabriqués à base des matériaux locaux et conservés durant leur durcissement dans des conditions climatiques reflétant celles de l'environnement local.

3.2 Etude en laboratoire

Dans cette partie, les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur des spécimens confectionnés par différents types de bétons qui sont fabriqués au niveau de laboratoire et examinés à différents âges. Le béton à examiner est basé sur une variation triparamétrique en faisant varier le type de ciment (Chlef et Sig), le rapport E/C (0.6 et 0.4) ainsi que l'âge qui est de 2, 7, 28 et 90 jours, alors on obtient quatre types de bétons examinés à quatre âges.

3.2.1 Matériaux utilisés

3.2.1.1 Ciments

Pour cette partie on a utilisé deux sortes de ciment: ciment Chlef et ciment Sig dont les caractéristiques sont présentées sur le tableau 3.1.

Tableau 3.1- Caractéristiques de différents ciments utilisés

Provenance	Type de ciment	Classe de résistance	Type d'ajout
Cimenterie de Chlef	CEM II/A-LL	42.5	Calcaire
Cimenterie de Sig	CEM II/A-P	42.5	Pouzzolane

3.2.1.2 Granulats

Pour que le module de finesse du sable utilisé soit environ 2.50, on a combiné deux types de sable roulé: fin (40 %) et grossier (60%) dont les propriétés physiques d'identification sont présentées sur le tableau 3.2.

Tableau 3.2- Propriétés physiques d'identification de différents sables utilisés

Type de sable	Provenance	Classe granulaire	Module de finesse	Densité absolue
Fin	Région Ain Defla	0/3	1.90	2.50
Grossier	Région Ain Defla	0/5	2.91	2.44

Le gravier utilisé est un gravier concassé à deux classes granulaires (3/8 & 8/15) provenant de la carrière de Oued Fodda de la région Chlef dont les propriétés physiques d'identification sont présentées sur le tableau 3.3.

Tableau 3.3- Propriétés physiques d'identification des graviers utilisés

Type de gravier	Provenance	Classe granulaire	Densité absolue
Gravier 1	Région Chlef	3/8	2.68
Gravier 2	Région Chlef	8/15	2.53

3.2.1.3 Eau de gâchage

L'eau utilisée pour le gâchage du béton est celle du robinet, qui est considérée comme potable et exempte de toute impureté nuisible au béton.

3.2.1.4 Adjuvant

Pour assurer une ouvrabilité satisfaisante avec réduction d'eau de gâchage, on a employé un adjuvant superplastifiant- Haut réducteur d'eau de type Sikafluid avec un dosage de 1.5 % du poids du ciment. Les caractéristiques du superplastifiant utilisé sont présentées à la fiche technique en annexe 1.

3.2.2 Matériel utilisé

Le béton à examiner a été confectionné dans des moules métalliques de forme cubique de 10 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. 3.1).
- L'ultrason est de type E 46 avec des transducteurs de 50 mm de diamètre et de 54 kHz de fréquence (Fig. 3.2).

**Fig. 3.1-** Appareil du scléromètre utilisé.



Fig. 3.2- Appareil de l'ultrason utilisé.

Les essais destructifs par écrasement des éprouvettes ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique de classe A et de charge maximale 3000 kN (Fig. 3.3).



Fig. 3.3- Presse hydraulique (3000 kN).

3.2.3 Déroulement des essais

3.2.3.1 Formulation du béton

Le béton à examiner a été confectionné avec deux types de formulations selon la méthode de Dreux- Gorisse [3] pour chaque type de ciment utilisé. La composition des différents bétons étudiés (4 types) à base de différents types de ciment et de différents rapports E/C, est résumée dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4- Formulation des différents bétons étudiés

Désignation des composants		Dosages pondéraux des constituants (Kg/m ³)			
		Ciment Chlef		Ciment Sig	
		E/C=0.6	E/C=0.4	E/C=0.6	E/C=0.4
Ciment		350	450	350	450
Sable	Fin	240	226	240	226
	Grossier	360	340	360	340
Gravier	3/8	333	333	333	333
	8/15	733	733	733	733
Eau de gâchage		210	190	210	190
Superplastifiant		/	6.75	/	6.75

3.2.3.2 Environnement de conservation

Les différents types de bétons sont tous fabriqués dans l'environnement de laboratoire. Juste après la confection, toutes les éprouvettes ont été couvertes afin d'éviter les risques d'évaporation excessive et le retrait plastique. Après 24 heures de la confection, les éprouvettes ont été démoulées et conservées selon deux modes différents: l'eau et l'air libre d'un climat chaud (Fig.3.4). Les échantillons conservés dans l'eau ont été séchés à l'atmosphère de laboratoire pendant 24 heures avant l'âge d'essai.



Fig. 3.4- Éprouvettes conservées à l'air libre d'un climat chaud.

3.2.3.3 Répartition du nombre d'éprouvettes

Les éprouvettes confectionnées sont au nombre total de 96, réparties selon l'âge (2, 7, 28 et 90 jours) et selon l'environnement de conservation comme le présente le tableau 3.5.

Tableau 3.5- Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées

Mode de conservation	Age (jours)	Nombre d'éprouvettes confectionnées			
		Ciment Chlef		Ciment Sig	
		E/C=0.6	E/C=0.4	E/C=0.6	E/C=0.4
Eau en laboratoire	02	03	03	03	03
	07	03	03	03	03
	28	03	03	03	03
	90	03	03	03	03
Air libre d'un climat chaud	02	03	03	03	03
	07	03	03	03	03
	28	03	03	03	03
	90	03	03	03	03

3.2.3.4 Procédure d'essais

Après avoir lavé et ensuite séché les granulats utilisés, tous les mélanges ont été gâchés dans un malaxeur de béton à axe vertical et à cuve fixe d'une capacité de 130 litres. Les constituants ont été introduit dans l'ordre suivant: gravier, ciment et sable. Après un malaxage à sec de l'ordre d'une minute, l'eau de gâchage est ajoutée et le malaxage se poursuit pendant au moins deux minutes pour obtenir un mélange homogène. Juste après chaque malaxage, l'ouvrabilité a été mesurée selon la norme NF EN 12350-2 [56] en utilisant le cône d'Abrams dont les résultats sont présentés dans le tableau 3.6. Le serrage des éprouvettes a été réalisé par une table vibrante pour les spécimens qui présentent un affaissement inférieur à 13 cm et par piquage pour le reste.

Tableau 3.6- Affaissement au cône d'Abrams

Affaissement du béton (cm)			
Ciment Chlef		Ciment Sig	
E/C=0.6	E/C=0.4	E/C=0.6	E/C=0.4
7.5	16.5	8.0	17.0

Les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur les éprouvettes à l'âge de 2, 7, 28 et 90 jours. Au début de chaque essai, les éprouvettes ont été pesées à l'aide d'une balance de 5 g de précision (Fig. 3.5) et ensuite on a effectué un ponçage des quatre faces moulées verticalement de chaque éprouvette à l'aide d'une pierre abrasive (Fig. 3.6) afin de les préparer au essais non destructifs.



Fig. 3.5- Pesage des éprouvettes.



Fig. 3.6- 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. 3.7). 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 graisse (Fig. 3.8), 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 près, selon la norme NF EN 12504-4 [41].



Fig. 3.7- Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau.



Fig. 3.8- 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 10 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. 3.9), 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 [32].

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. 3.9- Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.

3.3 Etude sur chantier

Dans cette partie, le béton à examiner a été prélevé de différents chantiers sur une période d'environ huit 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.

3.3.1 Présentation des chantiers choisis

Dans le cadre de cette étude, trois chantiers de construction ont été choisis sur la base de la variété des paramètres suivants:

- wilayas et régions de différents climats et 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.

3.3.1.1 Projet N° 1

C'est un projet de construction d'un centre de formation professionnelle 300 postes, implanté à Ain Defla, confié à l'entreprise de bâtiment Nemroud qualifiée à la catégorie quatre, et au bureau d'études Aurbad pour le suivi des travaux. Ce projet est composé de plusieurs blocs à différents gabarits (de R+0 à R+2) 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. 3.10).



Fig. 3.10- 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 (Fig. 3.11) avec des matériaux provenant des régions Ain Defla et Chlef. La mise en place du béton est effectuée par grue. Le coffrage utilisé pour les éléments de structure est réalisé avec des planches en bois.



Fig. 3.11- Bétonnière pour malaxage du béton.

3.3.1.2 Projet N° 2

C'est un projet de construction d'un pôle universitaire à plusieurs facultés, implanté à El-Affroun wilaya de Blida, confié à une entreprise chinoise CSCEC et aux bureaux d'études Wadha et Nacéri pour le suivi des travaux. Le projet est composé de plusieurs blocs à différents gabarits (de R+0 à R+4) 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. 3.12).



Fig. 3.12- Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°2.

Le béton retenu pour le calcul est un béton B25. Il est produit au niveau du chantier au moyen d'une centrale à béton (Fig. 3.13) avec des matériaux provenant des régions Bouira, Tizi-Ouzou et Boussada. Il est transporté à pied d'œuvre par camion malaxeur et sa mise en place est effectuée par grue et également par pompage. Le coffrage utilisé pour les éléments de structure est en contreplaqué.



Fig. 3.13- Centrale à béton du projet n°2.

3.3.1.3 Projet N° 3

C'est un projet conçu pour une mosquée d'une capacité de 1947 fidèles, implanté à Chlef. La réalisation des travaux est gérée par l'association religieuse de cette mosquée, par ailleurs le suivi est assuré par le bureau d'études Lakhali. Le projet est composé d'un seul bloc à R+2 dont le squelette est en béton armé. L'infrastructure présente des semelles filantes. La superstructure est constituée d'un système en portiques contreventés par des voiles (Fig. 3.14).



Fig. 3.14- Vues d'ensemble de la superstructure du projet n°3.

Le béton retenu pour le calcul est un béton B25. Il est produit au moyen d'une centrale à béton d'un autre chantier (Fig. 3.15) avec des matériaux provenant de la région Chlef. Il est transporté à pied d'œuvre par camion malaxeur et sa mise en place est effectuée par grue et également par pompage. Le coffrage utilisé pour les éléments de structure est réalisé avec des planches en bois.



Fig. 3.15- Centrale à béton du projet n°3.

3.3.2 Matériaux utilisés

Pour le projet N° 1, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est généralement de provenance Oued Rass dont le module de finesse est 1.32. Le gravier utilisé est un gravier concassé à trois classes granulaires (3/8, 8/15 et 15/25) provenant de la carrière Oued Fodda ou celle d'El-Attaf.

Quant au projet N° 2, le ciment utilisé est celui de Chlef (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 Boussada avec une classe granulaire (0/ 1) et de module de finesse égale 0.53 et celui de Tizi-Ouzou avec une classe granulaire (0/ 5) et de module de finesse égale 3.81. Le gravier utilisé est celui de concassage avec trois classes granulaires (3/8, 8/15 et 15/25) provenant de deux carrières: Bouira et ENG EL-Hachimia. Un adjuvant superplastifiant- Haut réducteur d'eau de type Sikafluid est utilisé avec un dosage de 1.2 à 1.3 % du poids du ciment. Les caractéristiques du superplastifiant utilisé sont présentées à la fiche technique en annexe.

Concernant le projet N° 3, le ciment utilisé est celui de Chlef (CEM II/ A 42.5). Le sable est de provenance Oued Rass dont le module de finesse est 1.32, par ailleurs le gravier utilisé est un gravier concassé à trois classes granulaires (3/8, 8/15 et 15/25) provenant de la carrière Oued Fodda. Un adjuvant fluidifiant de type Sika BV40 est utilisé avec un dosage de $2 \text{ l} / \text{m}^3$ du béton.

3.3.3 Matériel utilisé

Le matériel utilisé lors des essais destructifs et non destructifs effectués dans le cadre de cette partie est le même que celui définie au paragraphe 3.2.2.

3.3.4 Déroulement des essais

3.3.4.1 Formulation du béton

Les bétons prélevés sur les trois 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 tableau 3.7. Ces formulations proposées permettent d'obtenir des résistances à la compression à 28 jours qui sont de:

- 28 MPa pour le projet N° 1;
- 32.9 MPa (E/C = 0.46) & 27.5 MPa (E/C = 0.51) pour le projet N° 2;
- 29 MPa pour le projet N° 3.

Tableau 3.7- 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
		E/C =0.60	E/C =0.46	E/C =0.51	E/C = 0.42
Ciment	Chlef	350	370	/	380
	Sour El-Ghozlane	/	/	370	/
Sable	Oued Rass	570	/	/	600
	Boussada	/	240	419	/
	Tizi-Ouzou	/	366	/	/
Gravier	3/8	313	235	346	170
	8/15	461	422	427	410
	15/25	321	556	606	570
Eau de gâchage		210	170	190	160
Superplastifiant		/	4.81	4.44	2.50

3.3.4.2 Environnement de conservation

L'étude sur chantier a été réalisée sur une période d'environ huit mois (du mois d'avril au mois de novembre). 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.

3.3.4.3 Répartition du nombre d'éprouvettes et d'éléments

Sur chaque chantier, différents types d'éléments tels que poteaux, voiles, poutres, longrines ou semelles, répartis sur différents niveaux et différents blocs ont été sélectionnés pour l'étude. Pour chaque type d'élément, l'auscultation a porté sur un ou plusieurs groupes de trois éléments gâchés avec le même béton avec lequel on a confectionné douze éprouvettes, réparties en quatre séries (trois pour chacune) 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 de 204 (tableau 3.8) et les éléments examinés sont au nombre de 51 répartis sur 17 groupes (tableau 3.9)

Tableau 3.8- Répartition du nombre d'éprouvettes confectionnées

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

Tableau 3.9- 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
Semelles	06	/	/
Longrines	06	/	/
Poteaux	03	09	03
Voiles	03	09	03
Poutres	03	03	03

3.3.4.4 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.

Pour les éprouvettes confectionnées du béton prélevé sur chantier, les essais destructifs et non destructifs ont été effectués de la même manière que celle définie au paragraphe 3.2.3.4 relatif aux éprouvettes confectionnées du béton élaboré en laboratoire.

Sur chaque élément, on a choisi deux à trois point de mesures (bas, mi-hauteur et haut) (Fig. 3.16). 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. 3.17) afin de les préparer aux essais non destructifs (scléromètre et ultrason).



Fig. 3.16- Zones à ausculter sur un poteau et une poutre.



Fig. 3.17- 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 gêne, 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. 3.18), 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. 3.18- 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. 3.19). 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. 3.19- Mesure de l'indice de rebondissement sur un poteau.

3.4 Résumé des variables étudiés

Les organigrammes des figures 3.20 et 3.21 présentent les variables de l'étude expérimentale réalisée en laboratoire et sur site respectivement. Dans la partie expérimentale réalisée en laboratoire, les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur des spécimens confectionnés par différents types de bétons, fabriqués en laboratoire et conservés dans l'eau et

à l'air libre d'un climat chaud. Le béton à tester est basé sur une variation triparamétrique (type de ciment, rapport E/C et âge). Par ailleurs, pour la partie expérimentale réalisée sur site, les essais ont été effectués à différents âges sur des spécimens et sur des éléments d'ouvrages, qui sont réalisés par différents bétons prélevés sur trois sites. Les spécimens sont conservés selon deux modes: l'eau et l'air libre sur chantier.

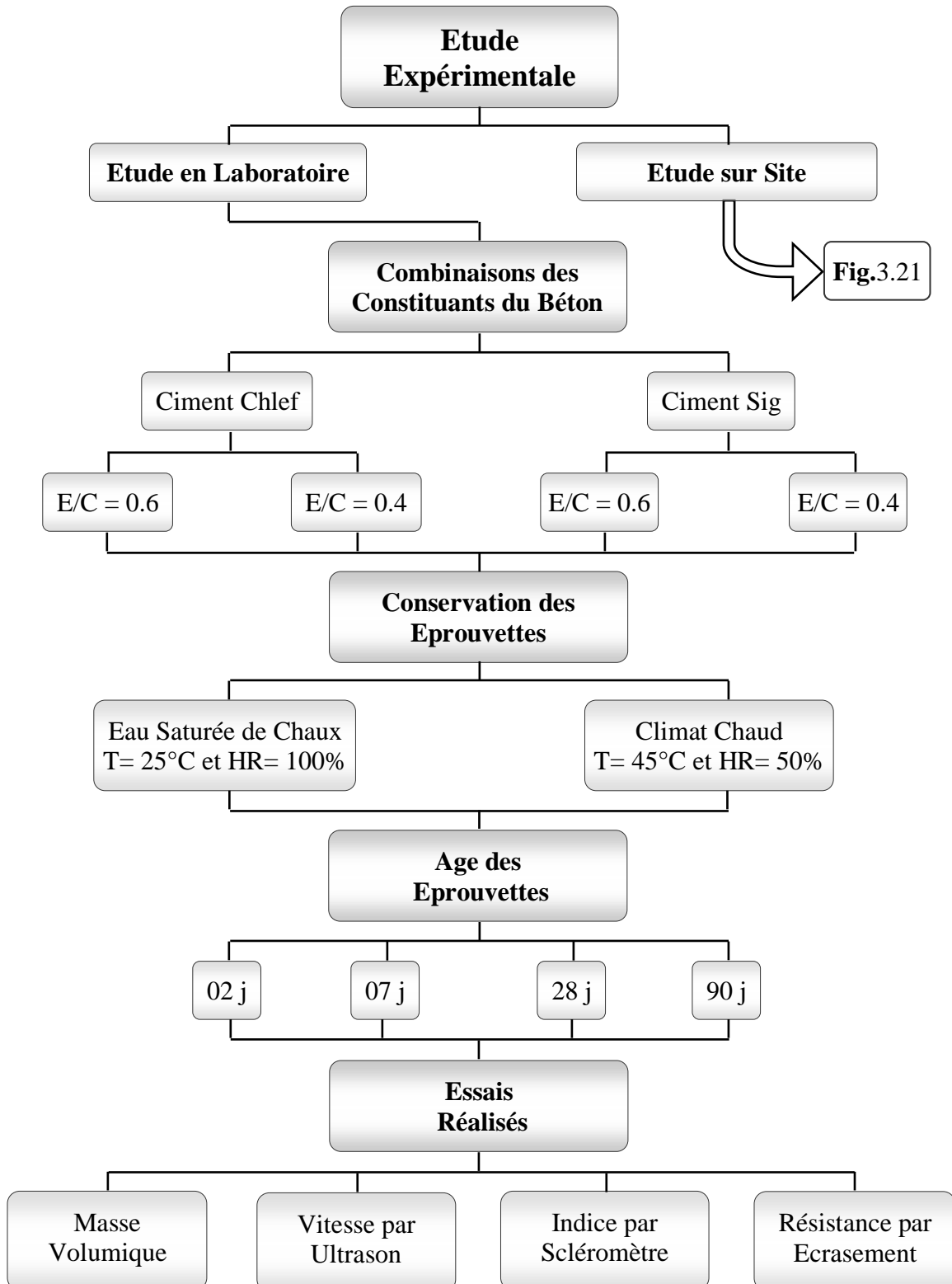


Fig. 3.20- Organigramme de l'étude expérimentale en laboratoire.

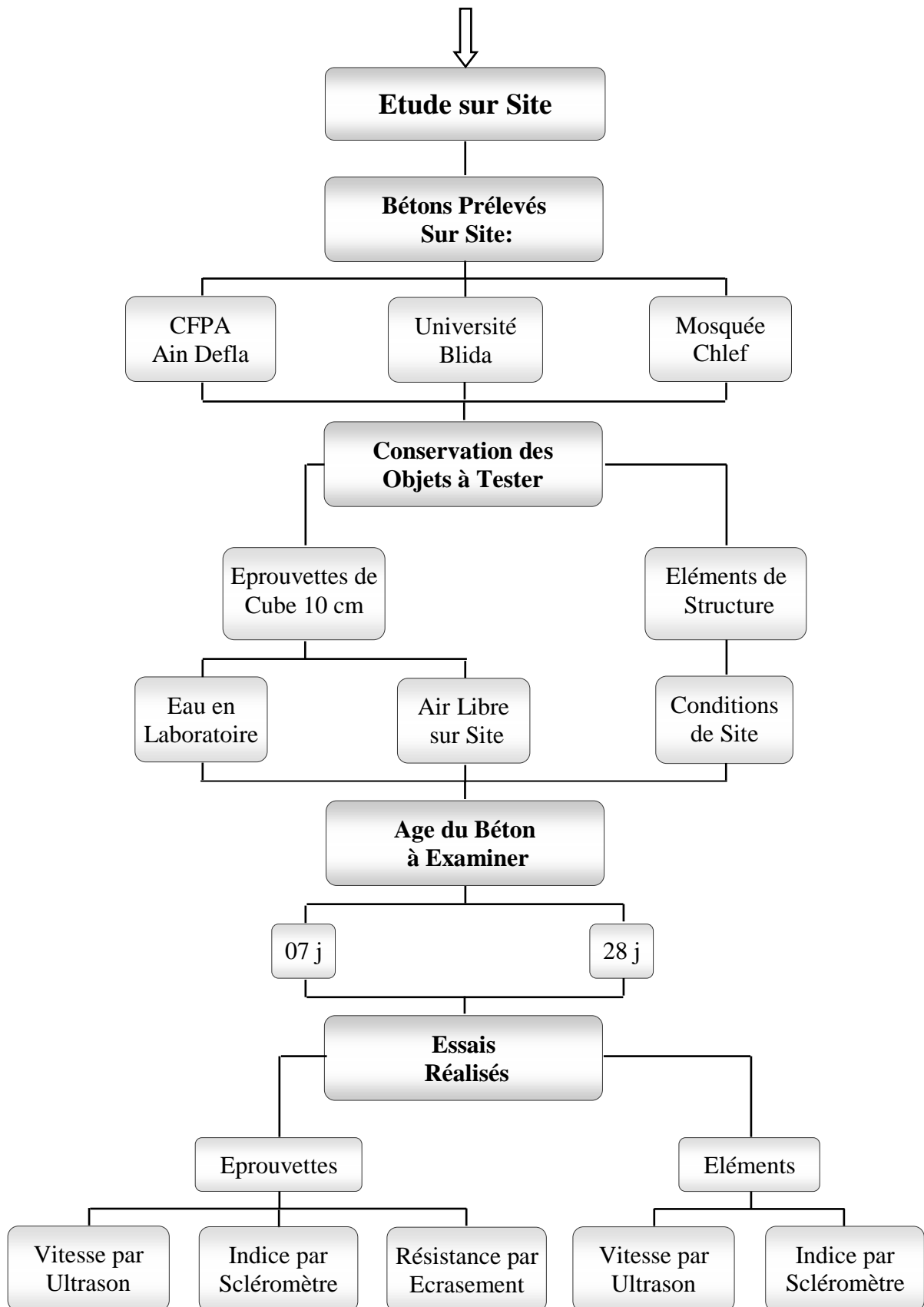


Fig. 3.21- Organigramme de l'étude expérimentale sur site.

Chapitre 4

Présentation et Discussion des Résultats

4.1 Introduction

L'objectif de ce travail est d'estimer la résistance à la compression du béton in situ de l'élément d'ouvrage par l'utilisation des essais non destructifs (le scléromètre et l'ultrason). 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 effectuées sur éléments pour permettre à l'ingénieur de contrôler de mieux estimer la résistance réelle du béton in situ.

Ce chapitre comporte deux parties: les résultats d'une étude en laboratoire des différents types de bétons fabriqués en laboratoire selon les normes en vigueur et les résultats d'une étude sur chantier des différents bétons prélevés sur divers sites.

4.2 Etude en laboratoire

L'étude en laboratoire s'intéresse principalement à l'établissement des corrélations entre les essais destructifs et non destructifs effectués sur des spécimens qui sont confectionnés en laboratoire et conservés selon deux modes différents: l'eau et l'air libre d'un climat chaud. Le béton faisant l'objet de cette étude est basé sur une variation triparamétrique (type de ciment, rapport E/C, âge). Alors, les bétons à examiner sont au nombre de quatre types, testés à quatre âges (2, 7, 28 et 90 jours).

4.2.1 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

4.2.1.1 Bétons conservés dans l'eau

Les résultats obtenus, lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents types de bétons conservés dans l'eau, sont présentés dans le tableau 4.1.

La figure 4.1, tracée sur la base des résultats individuels des éprouvettes, présente une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les indices de rebondissement «I» correspondants. Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau et testés à différents âges.

L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme puissance présentée par l'équation (4.1) avec un coefficient de corrélation $r = 0.960$ et une erreur type $s = 3.980$ MPa.

$$\mathbf{R} = 0.057 \mathbf{I}^{1.817} \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec : **R** en MPa.

Tableau 4.1- Résultats des essais destructifs et non destructifs
sur les spécimens conservés dans l'eau

Ciment utilisé			Chlef				Sig			
Rapport E/C	Age (jours)	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
0,6	02	1	2,43	4,17	22	15,5	2,40	4,44	29	23,5
		2	2,46	4,14	24	15,5	2,41	4,31	27	23,5
		3	2,39	4,18	22	15,5	2,41	4,32	29	22,0
	07	1	2,47	4,44	30	26,0	2,41	4,64	32	32,0
		2	2,41	4,49	29	26,5	2,41	4,63	33	33,5
		3	2,43	4,41	30	25,5	2,42	4,50	32	32,0
	28	1	2,41	4,53	33	28,0	2,44	4,70	34	33,5
		2	2,46	4,54	32	31,0	2,45	4,61	34	35,5
		3	2,44	4,48	31	30,0	2,42	4,64	35	35,0
	90	1	2,43	4,65	39	36,0	2,38	4,58	35	42,5
		2	2,42	4,60	33	37,0	2,40	4,59	37	40,0
		3	2,40	4,60	34	33,5	2,42	4,60	38	40,0
0,4	02	1	2,45	4,60	32	33,5	2,49	4,59	37	42,0
		2	2,46	4,63	32	32,0	2,50	4,64	39	44,5
		3	2,46	4,57	29	32,5	2,46	4,60	37	42,0
	07	1	2,49	4,79	39	44,0	2,53	4,77	42	46,0
		2	2,50	4,81	42	43,0	2,51	4,81	44	49,0
		3	2,49	4,76	41	39,0	2,49	4,73	43	50,0
	28	1	2,51	4,84	42	59,0	2,53	4,84	44	53,0
		2	2,50	4,85	42	51,5	2,51	4,82	43	55,5
		3	2,52	4,85	43	57,0	2,53	4,83	44	54,5
	90	1	2,47	4,89	44	61,5	2,51	4,83	47	62,0
		2	2,49	4,81	46	63,0	2,52	4,88	49	59,0
		3	2,45	4,81	44	61,5	2,48	4,81	47	63,0

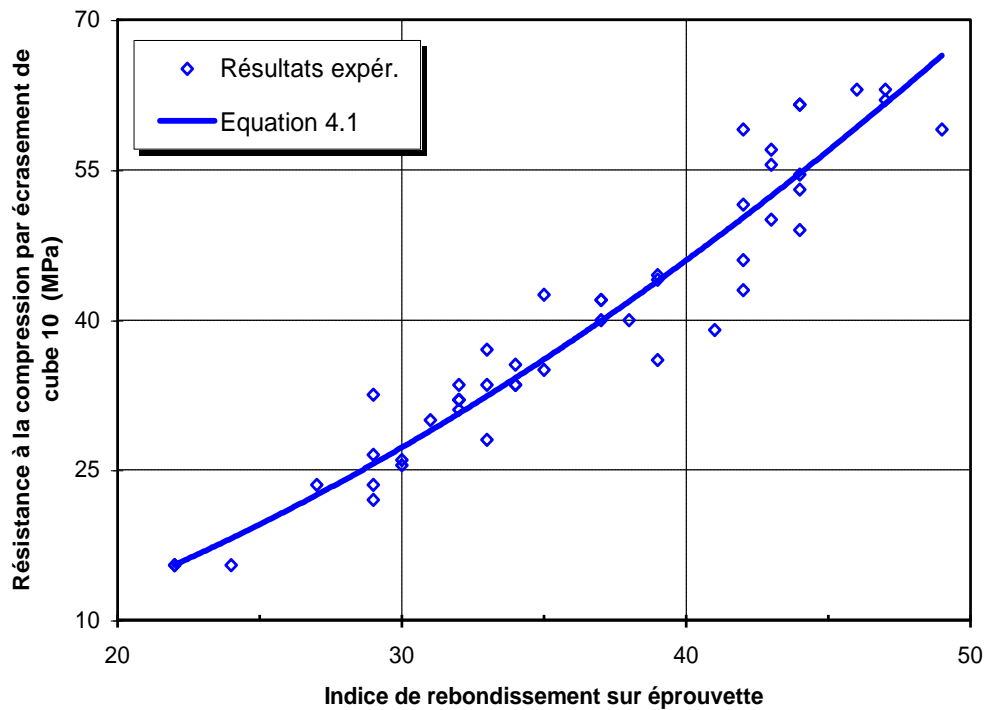


Fig. 4.1- Courbe de corrélation proposée pour l’ensemble des différents bétons conservés dans l’eau.

D’après la figure 4.1, on peut conclure qu’il existe une bonne corrélation ($r = 0.966$) 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 [37] ont développé, pour le scléromètre, une relation linéaire (Eq. 4.2) 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 °C.

$$R_{28} = 1.623 I_{28} - 20.547 \dots \dots \dots (4.2)$$

Avec : **R** en MPa.

De même, Knaze et Beno [53] ont proposé une relation polynomiale (Eq. 4.3), 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.

$$R = - 0.002 I^2 + 2.045 I - 46.426 \dots \dots \dots (4.3)$$

Avec : **R** en MPa.

4.2.1.2 Bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud

Les résultats obtenus, lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud, sont montrés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2- Résultats des essais destructifs et non destructifs sur les spécimens conservés à l'air libre d'un climat chaud

Ciment utilisé			Chlef				Sig			
Rapport E/C	Age (jours)	Epr.	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)	Densité	VU (km/s)	Ind.R.	Résist. (MPa)
0,6	02	1	2,34	4,03	23	14,0	2,38	4,09	28	20,5
		2	2,35	4,03	25	13,5	2,37	4,21	28	21,5
		3	2,34	3,85	23	13,0	2,38	4,13	29	17,5
	07	1	2,33	3,92	29	18,0	2,35	4,19	34	27,5
		2	2,31	3,97	29	19,0	2,33	4,18	34	26,5
		3	2,30	3,97	28	19,0	2,35	4,26	35	28,0
	28	1	2,29	3,66	33	17,5	2,31	3,88	37	25,0
		2	2,29	3,71	31	17,5	2,29	3,92	36	24,0
		3	2,28	3,66	33	17,5	2,33	3,90	36	25,5
	90	1	2,38	4,18	35	23,0	2,39	4,14	41	29,0
		2	2,38	4,15	38	24,5	2,38	4,18	38	26,0
		3	2,39	4,16	35	24,0	2,43	4,18	37	30,0
0,4	02	1	2,49	4,35	33	29,0	2,44	4,43	35	36,0
		2	2,44	4,40	32	30,5	2,41	4,45	35	37,5
		3	2,41	4,48	33	30,5	2,43	4,47	34	38,5
	07	1	2,46	4,40	36	39,5	2,43	4,46	38	41,5
		2	2,42	4,40	36	36,5	2,41	4,36	37	42,5
		3	2,39	4,44	35	39,5	2,39	4,42	37	42,0
	28	1	2,41	4,22	38	39,0	2,38	4,14	39	40,5
		2	2,38	4,18	39	37,0	2,38	4,26	39	38,5
		3	2,34	4,27	38	35,5	2,36	4,17	38	41,5
	90	1	2,45	4,45	44	45,0	2,42	4,49	47	45,0
		2	2,42	4,49	48	49,5	2,43	4,44	48	47,5
		3	2,47	4,47	47	45,5	2,43	4,51	47	49,0

La figure 4.2, tracée sur la base des résultats individuels des éprouvettes, montre une courbe de corrélation reliant les résistances à la compression par écrasement «R» avec les indices de rebondissement «I» correspondants pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud et testés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation, en utilisant la régression simple, est aussi une fonction de forme puissance présentée par l'équation (4.4) avec un coefficient de corrélation $r = 0.929$ et une erreur type $s = 4.187$ MPa.

$$R = 0.044 I^{1.823} \dots\dots\dots (4.4)$$

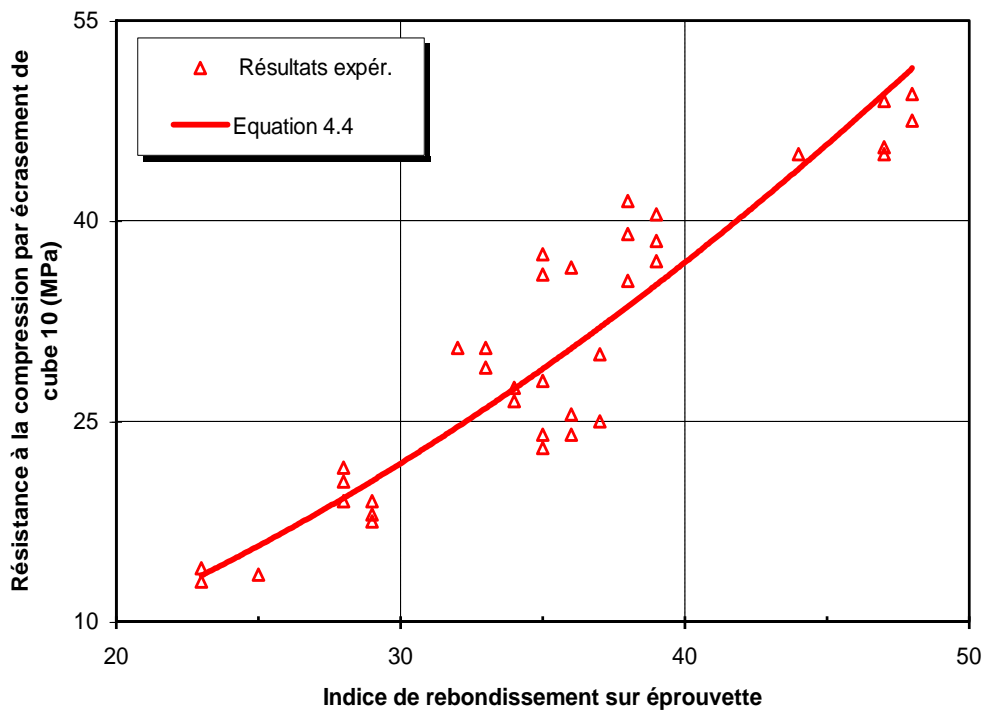


Fig. 4.2- Courbe de corrélation établie pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.

De la figure 4.2, on constate que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air et 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 [23] a élaboré une corrélation linéaire de l'équation (4.5) 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.

$$R = 1.353 I - 17.393 \dots\dots\dots (4.5)$$

Avec : **R** en MPa.

Une autre corrélation sous forme linéaire (Eq. 4.6) d'un coefficient de corrélation $r = 0.962$ et une erreur type $s = 2.333$ MPa a été développée par Hobbs et Kebir [38]. Une variation triparamétrique (E/C, degré de serrage et type de coffrage) a été choisie dans la fabrication des bétons à étudier. Les rapports E/C utilisés sont: 0.5, 0.6 et 0.7 et trois types de serrage (suffisant, moyen et nul) ont été appliqués. Le coffrage utilisé était de deux types: en bois et en plastic dur. Les différents bétons en question sont conservés dans des conditions sèches sous une température de 20 °C.

$$R = 2.168 I - 27.747 \dots \dots \dots (4.6)$$

Avec : R en MPa.

4.2.1.3 Etude comparative aux autres modèles $R_{Labo} = f(I)$

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 [37], Qasrawi [23], Hobbs et Kebir [38] ont proposé des relations linéaires des équations (4.2), (4.5) et (4.6) respectivement.
- l'abaque fourni avec l'appareil [35] a été élaboré sous forme de tableau d'où résulte une relation polynomiale (Eq. 4.7), 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.

$$R = 0.011 I^2 + 0.902 I - 12.870 \dots \dots \dots (4.7)$$

Avec : R en MPa.

La figure 4.3 montre une comparaison entre les différents modèles de corrélation des équations (4.1), (4.2) et de (4.4) à (4.7), en tenant compte de l'effet d'échelle des éprouvettes qui sont tous converties au cube de 15 cm selon la méthode proposée par Dreux [3].

D'après la figure 4.3, on note que:

- la courbe proposée de l'équation (4.1) est presque identique à celle de l'abaque d'appareil (Eq. 4.7), et aussi plus proche à celle proposée par Soshiroda (Eq. 4.2). Ceci est dû sans doute au mode de conservation des bétons à examiner qui sont tous conservés dans l'eau;
- la courbe proposée de l'équation (4.4) est plus proche à celle proposée par Qasrawi (Eq. 4.5). Ceci peut être aussi expliqué par le mode de conservation des bétons à tester qui sont tous conservés à l'air;
- la courbe proposée par Hobbs de l'équation (4.6) présente un écart remarquable par rapport aux courbes des équations (4.4) et (4.5), malgré ayant le même mode de

conservation (air). Cette différence s’explique probablement par le non blocage des éprouvettes entre les plateaux de la presse lors des essais au scléromètre;

- la courbe proposée de l’équation (4.1), relative aux bétons conservés dans l’eau, donne des résistances supérieures à celles de l’équation (4.4) relative aux mêmes bétons conservés à l’air. Alors, la conservation du béton dans l’eau surestime la résistance d’une manière significative comparativement à la conservation à l’air libre. Cela confirme les résultats observés dans la littérature [24, 34, 39].

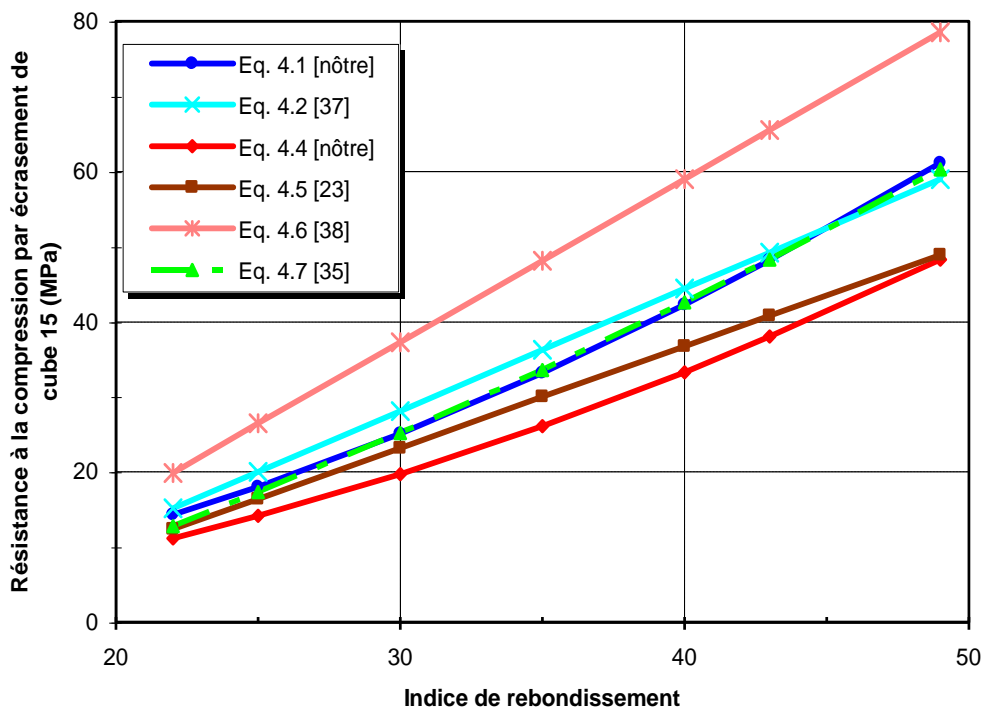


Fig. 4.3- Comparaison entre différents modèles de corrélation établis par divers auteurs.

4.2.2 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

4.2.2.1 Bétons conservés dans l’eau

La figure 4.4, tracée sur la base des résultats individuels des éprouvettes, illustre une courbe de corrélation élaborée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes pour l’ensemble des différents bétons conservés dans l’eau et testés à différents âges.

L’expression analytique proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l’équation (4.8) avec un coefficient de corrélation $r = 0.950$ et une erreur type $s = 5.417$ MPa.

$$R = 0.008 \exp (1.839 V) \dots \dots \dots (4.8)$$

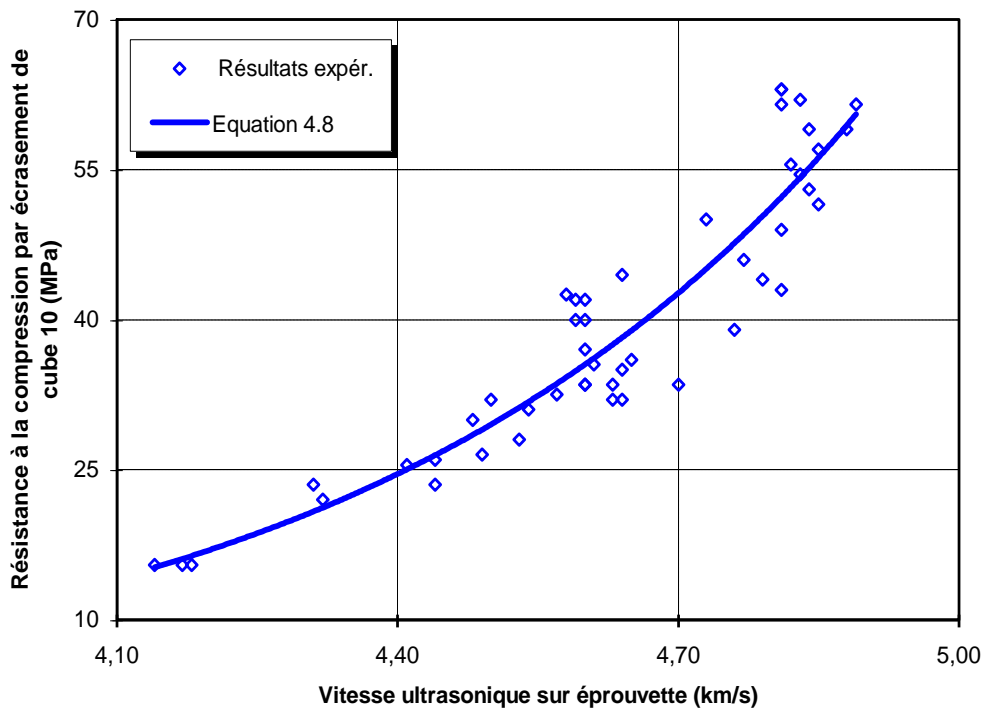


Fig. 4.4- Courbe de corrélation proposée pour l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau.

La figure 4.4 montre qu'il existe aussi une bonne corrélation ($r = 0.950$) 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 [37] ont aussi développé, pour l'ultrason, une relation exponentielle (Eq. 4.9) 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 (4.2).

$$R_{28} = 0.043 \exp(1.498 V_{28}) \dots \dots \dots (4.9)$$

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

Une autre étude réalisée par Knaze et Beno [53] en proposant une relation polynomiale (Eq. 4.10) 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 (4.3).

$$R = - 0.1013 V^2 + 11.2735 V - 267.5249 \dots \dots \dots (4.10)$$

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

Aussi, Rio et al [57] ont proposé une relation exponentielle (Eq. 4.11) 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.

$$R = \exp(-5.400 + 0.002 V) \dots\dots\dots (4.11)$$

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

4.2.2.2 Bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud

La figure 4.5, tracée sur la base des résultats individuels des éprouvettes, donne une courbe de corrélation développée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes. Cette corrélation rassemble les différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud et testés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation (4.12) avec un coefficient de corrélation $r = 0.923$ et une erreur type $s = 4.012$ MPa.

$$R = 0.067 \exp(1.439 V) \dots\dots\dots (4.12)$$

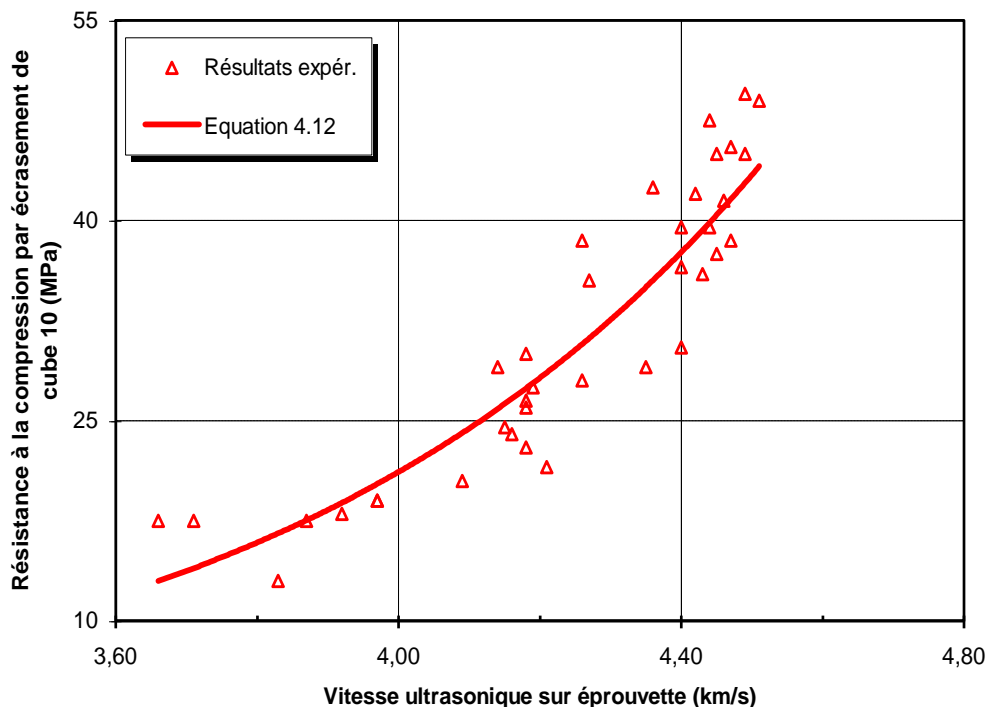


Fig. 4.5- Courbe de corrélation développée pour l'ensemble des différents bétons conservés à l'air libre d'un climat chaud.

De la figure 4.5, on observe que l'ensemble des différents bétons, conservés à l'air et testés à différents âges, ayant aussi une bonne corrélation ($r = 0.923$) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes.

Qasrawi [23] a aussi élaboré, pour l'ultrason, une relation linéaire (Eq. 4.13) 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 (4.5).

$$\mathbf{R} = 36.720 \mathbf{V} - 129.077 \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec : \mathbf{R} en MPa & \mathbf{V} en km /s.

De même, un autre travail a été effectué par Hobbs et Kebir [38] en proposant une relation polynomiale (Eq. 4.14) 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 (4.6).

$$\mathbf{R} = 12.289 \mathbf{V}^2 - 49.024 \mathbf{V} + 24.271 \dots \dots \dots (4.14)$$

Avec : \mathbf{R} en MPa & \mathbf{V} en km /s.

4.2.2.3 Etude comparative aux autres modèles $\mathbf{R}_{Labo} = f(\mathbf{V})$

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

- Soshiroda et al [37], Rio et al [57], Hobbs et Kebir [38] ont proposé des relations linéaires des équations (4.9), (4.11) et (4.14) respectivement.
- Dreux et Festa [3] ont développé une relation sous forme graphique d'où résulte une relation exponentielle (Eq. 4.15), avec un coefficient de corrélation $r = 0.999$. Cette courbe est souvent utilisée par de nombreux organismes de contrôle du béton.

$$\mathbf{R} = 0.051 \exp (1.487 \mathbf{V}) \dots \dots \dots (4.15)$$

Avec : \mathbf{R} en MPa & \mathbf{V} en km /s.

La figure 4.6 montre une comparaison entre les différents modèles de corrélation des équations (4.8), (4.9), (4.11), (4.12), (4.14) et (4.15), en tenant compte de l'effet d'échelle des éprouvettes.

On constate de la figure 4.6 que les courbes des équations (4.12), (4.14) et (4.15) relatives aux bétons conservés dans des conditions sèches, donnent des résistances supérieures à celles des équations (4.8), (4.9) et (4.11) relatives aux bétons conservés dans des conditions humides. Donc, contrairement au scléromètre, la conservation du béton dans l'eau sous estime la résistance d'une manière significative comparativement à la conservation à l'air, ceci est en conformité à d'autres travaux [24, 34, 40].

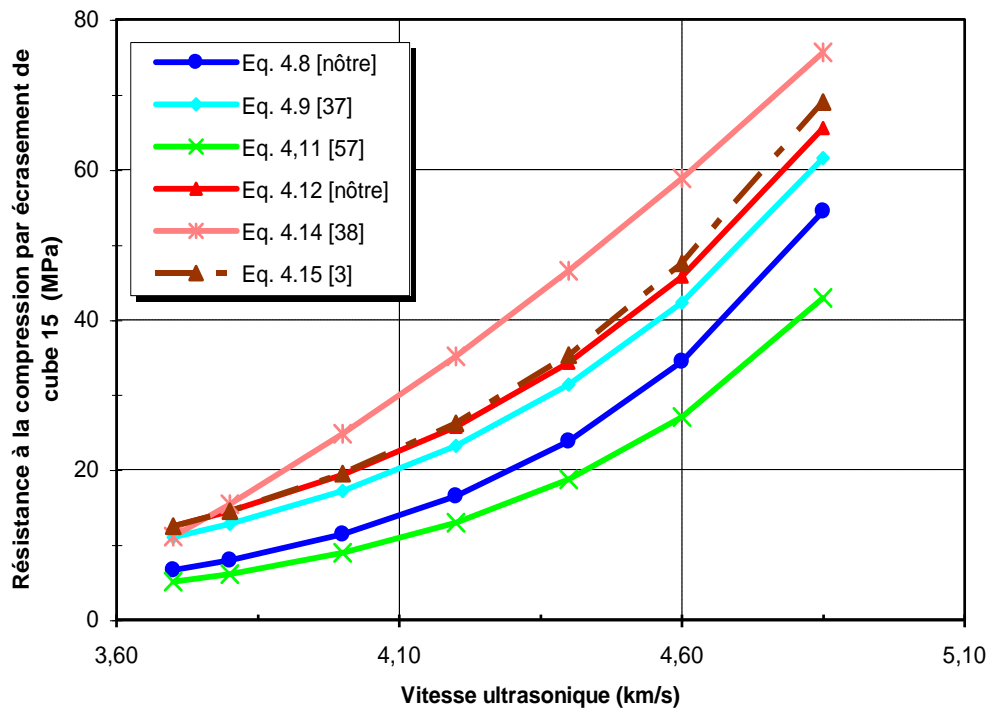


Fig. 4.6- Comparaison entre différents modèles de corrélation établis par divers auteurs.

4.2.3 Combinaison de deux essais ND sur spécimens

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

4.2.3.1 Bétons conservés dans l'eau

Sur la base des résultats individuels des éprouvettes, une corrélation combinée est élaborée entre les résistances à la compression par écrasement «R» et les mesures d'auscultations correspondantes (indices de rebondissement «I» & vitesses ultrasoniques «V») relative à l'ensemble des différents bétons conservés dans l'eau et testés à différents âges.

L'expression analytique proposée à cette corrélation, en utilisant la régression multiple, est une fonction de forme polynomiale présentée par l'équation (4.16) avec un coefficient de corrélation $r = 0.962$ et une erreur type $s = 3.697$ MPa.

$$R = 16.567 V + 0.020 I^2 - 64.668 \dots \dots \dots (4.16)$$

Il est à noter que le coefficient de corrélation combinée de l'équation (4.16) est plus élevé que ceux obtenus par la corrélation uniparamétrique des équations (4.1) et (4.8), mais généralement le coefficient de corrélation seul n'est pas un indicateur suffisant pour la précision de la méthode

de corrélation [23]. En outre, l'erreur type par la méthode combinée est aussi diminuée comparativement à celles déterminées par la méthode uniparamétrique. Alors, cela montre que l'estimation de la résistance à partir du modèle proposé par la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à la méthode uni paramétrique.

Soshiroda et al [37] ont proposé un modèle combiné de l'équation (4.17) avec un coefficient de corrélation ($r = 0.967$) plus élevé et une erreur type ($s = 3.898$ MPa) moins élevée que ceux de corrélation uni paramétrique des équations (4.2) et (4.9). La fabrication et la cure des bétons sont semblables à celles définies pour la relation (Eq. 4.2).

$$\mathbf{R}_{28} = 8.630 \mathbf{V}_{28} + 1.416 \mathbf{I}_{28} - 51.581 \dots \dots \dots (4.17)$$

Avec : \mathbf{R} en MPa & \mathbf{V} en km /s.

Un autre modèle par la méthode combinée a été développé par Knaze et Beno [53], en concluant que la précision de la méthode combinée soit meilleure seulement si les précisions des méthodes uniparamétriques sont voisines.

4.2.3.2 Etude comparative aux autres modèles combinés $\mathbf{R}_{Labo} = f(\mathbf{V}, \mathbf{I})$

Plusieurs chercheurs ont proposé des différentes corrélations combinées entre la résistance à la compression par écrasement «R» et les mesures d'auscultations correspondantes (indice de rebondissement «I» & vitesse ultrasonique «V»):

- Soshiroda et al [37] ont élaboré une relation linéaire (Eq. 4.17);
- Des chercheurs du Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment (CNERIB) ont développé une relation linéaire (4.18) [31];

$$\mathbf{R} = 0.017 \mathbf{V} + 0.866 \mathbf{I} - 62.684 \dots \dots \dots (4.18)$$

Avec : \mathbf{R} en MPa & \mathbf{V} en m /s.

- Ait Mohand [54] a élaboré une relation linéaire (4.19) d'un coefficient de corrélation (0.880). La corrélation est basée sur des bétons prélevés sur des chantiers de la région de Tizi-Ouzou et conservés dans l'eau sous une température de $20^{\circ} \text{C} \pm 2$;

$$\mathbf{R} = 0.087 \mathbf{V} + 3.120 \mathbf{I} - 209.400 \dots \dots \dots (4.19)$$

Avec : \mathbf{R} en bars & \mathbf{V} en m /s.

La figure 4.7 illustre une comparaison entre les résistances à la compression estimées à partir des différents modèles combinés des équations (4.16) à (4.19) et les résistances à la compression correspondantes (observées) déterminées par écrasement, en tenant compte toujours de l'effet d'échelle des éprouvettes.

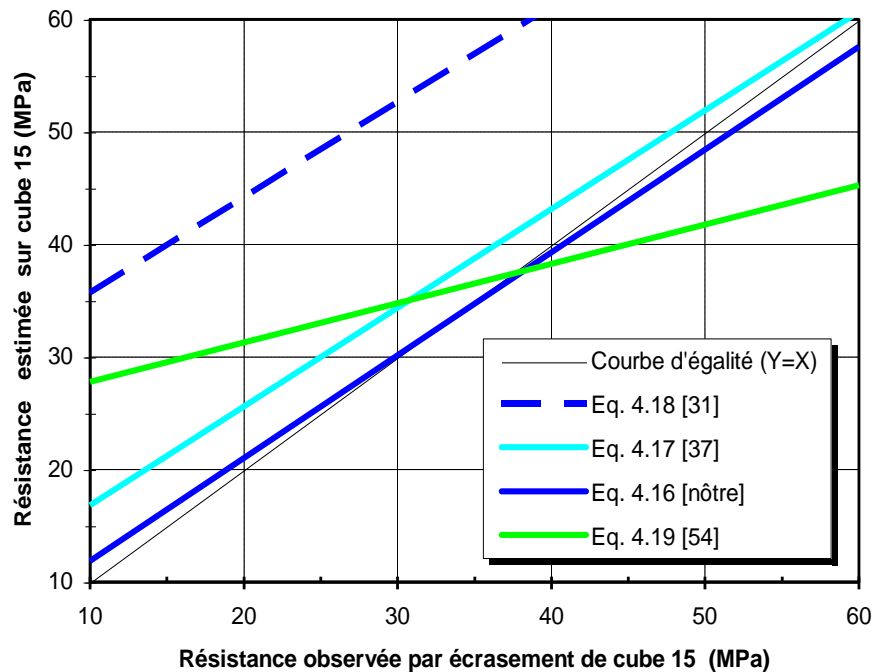


Fig. 4.7- Comparaison entre la résistance par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par divers auteurs.

D'après la figure 4.7, on constate que:

- la courbe de l'équation (4.16) est très voisine à la courbe d'égalité ($Y=X$) et aussi plus proche à celle de Soshiroda de l'équation (4.17) comparativement aux autres (4.18) et (4.19). Donc, les résistances estimées par la relation proposée de l'équation (4.16) sont plus proches aux résistances potentielles du béton déterminées par écrasement;
- les courbes des équations (4.17) et (4.18) surestiment la résistance. Par contre, la courbe de l'équation (4.19) présente une sous-estimation au delà environ de 38 MPa de la résistance observée.

4.3 Etude sur chantier

L'étude sur chantier est principalement basée sur les essais non destructifs qui sont effectués non seulement sur des spécimens mais aussi sur des éléments d'ouvrages. Elle s'intéresse à l'établissement d'une série de corrélations entre les essais destructifs et non destructifs afin d'obtenir la corrélation la plus appropriée pour mieux estimer la résistance réelle et potentielle du béton in situ. Le béton faisant l'objet de cette étude est prélevé sur trois 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 résultats obtenus lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les différents bétons prélevés sur les trois chantiers, sont présentés dans les tableaux de 4.3 à 4.7.

Tableau 4.3- Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 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.
L11	1	2,39	3,77	20	18,0	2,34	3,25	21	13,0	3,41	21
	2	2,39	3,90	21	20,5	2,36	3,34	18	12,0	3,55	24
	3	2,37	3,94	21	19,0	2,37	3,42	19	11,0	3,18	23
L12	1	2,32	3,95	25	11,5	2,25	3,53	24	13,5	3,78	26
	2	2,31	3,85	24	7,0	2,23	3,52	24	10,0	3,44	24
	3	2,32	3,80	26	15,0	2,21	3,53	22	11,0	3,56	24
W12N0	1	2,33	3,94	31	25,5	2,25	3,81	30	14,5	4,05	34
	2	2,30	3,95	33	20,5	2,24	3,81	29	18,0	4,06	29
	3	2,30	4,08	35	25,0	2,22	3,83	31	14,0	3,97	36
F13	1	2,32	4,48	37	20,5	2,29	4,12	31	21,5	3,77	27
	2	2,35	4,36	36	22,0	2,29	4,25	34	21,0	4,06	35
	3	2,33	4,33	35	24,0	2,30	4,29	32	20,0	3,96	25
F14	1	2,37	4,22	31	19,5	2,23	3,61	24	9,5	3,59	26
	2	2,33	4,31	31	17,5	2,23	3,62	24	10,0	3,33	25
	3	2,37	4,22	32	17,0	2,24	3,60	23	9,0	/	25
C15N0	1	2,35	4,18	28	21,0	2,20	3,58	25	15,0	4,02	32
	2	2,31	4,07	31	16,5	2,24	3,70	26	15,0	3,76	27
	3	2,34	4,07	30	21,0	2,18	3,60	27	13,5	3,25	26
B15N2	1	2,36	4,38	27	23,5	2,28	3,82	28	13,0	3,48	31
	2	2,36	4,39	27	22,0	2,26	3,86	27	12,5	3,39	32
	3	2,37	4,44	27	20,5	2,26	3,98	25	14,0	3,64	32

Tableau 4.4- 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.
L11	1	2,41	4,43	28	31,0	2,32	3,91	33	22,5	3,73	31
	2	2,43	4,28	29	31,5	2,32	4,00	33	22,0	3,98	33
	3	2,42	4,45	30	29,5	2,30	3,91	33	21,5	3,70	31
L12	1	2,36	4,17	31	27,5	2,26	3,93	33	15,5	3,84	32
	2	2,37	4,27	29	27,5	2,22	3,94	32	21,5	3,82	30
	3	2,35	4,26	32	26,0	2,28	3,94	31	22,0	3,91	30
W12N0	1	2,31	4,26	31	26,0	2,20	3,75	32	27,0	4,11	38
	2	2,34	4,12	37	33,5	2,21	3,52	37	33,0	4,28	35
	3	2,30	4,12	40	35,5	2,22	3,48	36	28,0	3,92	38
F13	1	2,37	4,60	33	23,0	2,26	4,18	36	21,0	/	/
	2	2,36	4,56	35	26,0	2,25	4,09	36	20,5	/	/
	3	2,35	4,43	36	29,0	2,25	4,04	38	23,5	/	/
F14	1	2,37	4,55	32	21,5	2,25	3,78	31	14,5	/	/
	2	2,38	4,50	33	24,5	2,25	3,82	30	12,5	/	/
	3	2,39	4,62	33	24,0	2,26	3,88	30	12,5	/	/
C15N0	1	2,38	4,31	34	24,5	2,24	3,64	34	17,0	4,04	35
	2	2,32	4,45	33	26,5	2,18	3,66	32	16,5	3,32	32
	3	2,35	4,35	33	27,5	2,20	3,73	33	17,0	/	28
B15N2	1	2,36	4,48	32	27,5	2,31	4,08	33	20,0	3,97	34
	2	2,39	4,63	30	26,0	2,31	4,21	32	18,0	3,79	33
	3	2,35	4,55	31	24,5	2,30	4,24	32	19,0	3,90	34

Tableau 4.5- Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 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.
C31N0	1	2,36	4,39	/	23,0	2,32	4,08	/	22,5	4,25	34
	2	2,40	4,45	/	26,0	2,32	4,09	/	18,0	4,31	38
	3	2,38	4,43	/	26,5	2,36	4,20	/	26,0	4,21	38
C32N0	1	2,38	4,52	/	28,5	2,32	4,07	/	24,0	/	/
	2	2,40	4,54	/	32,5	2,32	4,28	/	24,5	/	/
	3	2,40	4,55	/	32,5	2,34	4,16	/	25,0	/	/
W33N0	1	2,40	4,56	/	23,5	2,36	4,44	/	26,0	4,38	34
	2	2,42	4,53	/	26,5	2,36	4,39	/	27,0	4,35	36
	3	2,40	4,47	/	26,0	2,36	4,48	/	26,5	4,07	37
W34N0	1	2,38	4,50	/	30,5	2,32	4,33	/	23,0	4,18	33
	2	2,38	4,60	35	28,0	2,34	4,35	/	23,0	4,27	34
	3	2,37	4,56	34	30,0	2,29	4,34	35	26,5	4,09	35
B35N2	1	2,40	4,70	34	28,0	2,34	4,36	34	24,5	4,02	34
	2	2,40	4,65	33	27,0	2,32	4,40	33	22,0	4,01	33
	3	2,37	4,61	34	29,0	2,31	4,28	32	27,5	3,39	34
C36N2	1	2,43	4,73	34	33,5	2,35	4,47	32	27,0	4,09	35
	2	2,43	4,85	32	33,5	2,38	4,53	34	26,0	4,17	36
	3	2,44	4,79	33	35,5	2,36	4,42	33	25,0	4,25	35
W36N2	1	2,43	4,73	34	33,5	2,35	4,47	32	27,0	4,17	34
	2	2,43	4,85	32	33,5	2,38	4,53	34	26,0	4,34	34
	3	2,44	4,79	33	35,5	2,36	4,42	33	25,0	4,32	35

Tableau 4.6- 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.
C31N0	1	2,40	4,66	35	27,5	2,32	4,18	36	28,5	4,36	39
	2	2,38	4,61	33	34,0	2,32	4,32	36	25,0	4,31	37
	3	2,38	4,58	34	23,5	2,28	4,21	38	27,0	4,40	38
C32N0	1	2,40	4,75	37	38,5	2,32	4,31	36	25,5	4,39	37
	2	2,40	4,79	34	39,0	2,32	4,33	36	28,5	4,25	35
	3	2,41	4,64	35	33,0	2,35	4,27	38	31,0	/	/
W33N0	1	2,40	4,65	38	29,0	2,35	4,49	41	26,0	4,56	40
	2	2,44	4,81	39	35,0	2,32	4,35	40	26,0	4,44	39
	3	2,41	4,71	39	29,0	2,29	4,30	37	27,0	4,21	38
W34N0	1	2,41	4,59	35	35,5	2,30	4,29	38	24,0	4,29	38
	2	2,38	4,58	38	32,0	2,29	4,35	37	26,0	4,27	37
	3	2,35	4,64	37	35,5	2,30	4,20	36	23,5	4,23	37
B35N2	1	2,4	4,67	36	35,5	2,33	4,31	35	29,0	4,12	37
	2	2,41	4,81	38	34,0	2,37	4,44	37	25,5	4,15	37
	3	2,40	4,73	35	32,5	2,35	4,31	36	25,5	4,14	36
C36N2	1	2,44	4,93	38	42,0	2,39	4,46	37	31,5	4,29	36
	2	2,43	4,90	38	42,5	2,39	4,41	36	29,0	4,30	37
	3	2,44	4,87	38	37,0	2,39	4,51	36	31,0	4,38	39
W36N2	1	2,44	4,93	38	42,0	2,39	4,46	37	31,5	4,26	36
	2	2,43	4,90	38	42,5	2,39	4,41	36	29,0	4,44	37
	3	2,44	4,87	38	37,0	2,39	4,51	36	31,0	4,43	39

Tableau 4.7- Résultats des essais destructifs et non destructifs à 7 & 28 jours du projet N° 3

Age (jours)	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.
07	C21N1	1	2,38	4,06	27	17,0	2,31	3,75	23	12,5	3,92	30
		2	2,35	4,24	26	13,5	2,26	3,68	25	14,0	3,75	30
		3	2,41	4,12	25	20,5	2,29	3,60	24	15,0	3,87	29
	W21N1	1	2,28	4,28	20	12,5	2,23	3,13	18	7,0	3,35	24
		2	2,28	4,13	21	13,5	2,16	3,19	18	7,0	3,79	26
		3	2,31	3,89	21	14,0	2,17	3,21	18	8,0	/	/
	B21N2	1	2,38	4,59	30	29,0	2,33	4,33	31	21,0	3,77	28
		2	2,40	4,52	30	28,5	2,31	4,24	30	20,5	3,28	28
		3	2,39	4,51	30	29,0	2,34	4,19	31	21,0	3,62	25
28	C21N1	1	2,35	4,40	31	32,0	2,25	3,79	29	18,5	3,94	34
		2	2,39	4,52	30	32,5	2,29	3,80	29	18,5	3,98	34
		3	2,37	4,56	30	30,0	2,23	3,75	29	17,5	4,08	34
	W21N1	1	2,28	4,42	23	17,5	2,18	3,12	22	8,0	3,72	29
		2	2,29	4,32	20	18,0	2,15	3,22	22	8,0	3,79	30
		3	2,34	4,21	24	19,5	2,09	3,26	20	12,5	/	/
	B21N2	1	2,40	4,60	32	35,0	2,31	4,33	31	23,0	3,42	35
		2	2,39	4,67	31	34,0	2,32	4,24	30	27,5	3,47	34
		3	2,38	4,59	33	30,0	2,32	4,19	31	25,0	/	32

4.3.1 Analyse des résultats d'essais au scléromètre

4.3.1.1 Effet du mode de fabrication du béton sur l'indice de rebondissement

Sur la base des résultats individuels des éprouvettes, la figure 4.8 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 (4.20) avec un coefficient de corrélation $r = 0.928$ et une erreur type $s = 3.170$ MPa.

$$R = 0.131 I^{1.559} \dots\dots\dots (4.20)$$

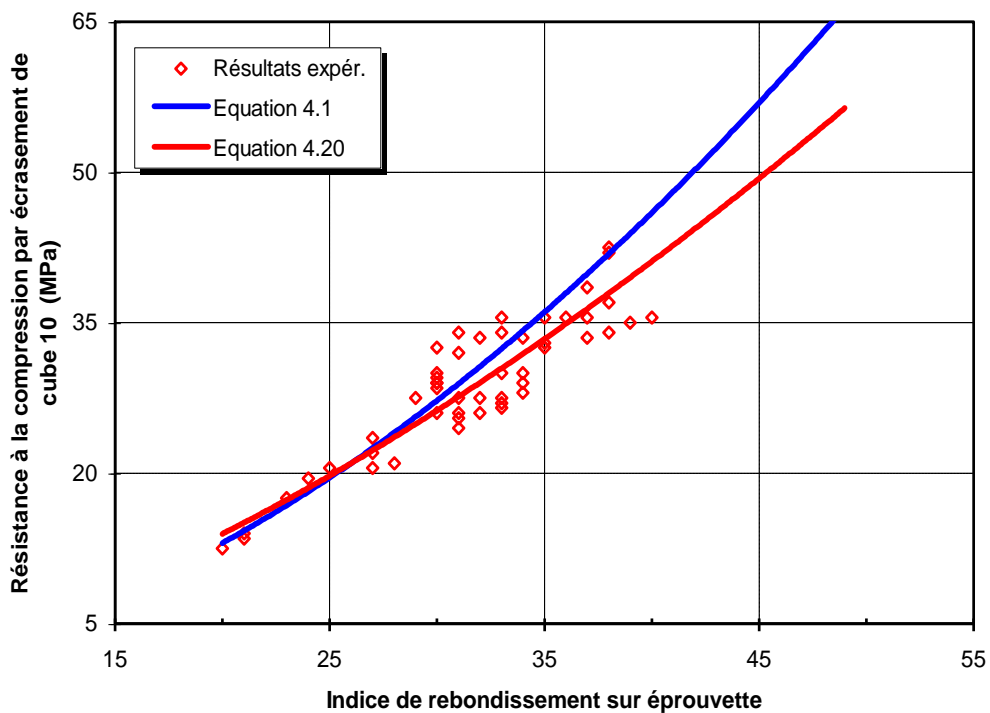


Fig. 4.8- Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de fabrication du béton.

Cette présente corrélation a été comparée à celle de l'équation (4.1) développée sur les bétons fabriqués en laboratoire (Fig. 4.8). On constate qu'il existe, au-delà de l'ordre de 25 MPa, un écart entre les deux corrélations proposées. Alors, la corrélation développée sur des bétons fabriqués en laboratoire surestime la résistance comparativement à celle développée sur des bétons prélevés sur site. Cette surestimation augmente avec l'élévation de l'indice de rebondissement. Ceci montre que l'établissement d'une corrélation doit être basé sur le mélange

du béton particulier à l'étude et que la cure, l'âge et le moule des spécimens de laboratoire devraient être similaires aussi que possible à ceux du béton in situ [34]. En plus, pour obtenir des résistances proches à la réalité du béton in situ, l'établissement d'une corrélation (résistance- indice de rebondissement) doit être basée sur des bétons prélevés sur chantier et non pas sur des bétons fabriqués en laboratoire.

4.3.1.2 Effet de type d'élément à ausculter sur l'indice de rebondissement

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure 4.9 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 (4.21) avec un coefficient de corrélation $r = 0.959$ et une erreur type $s = 1.876$ MPa.

$$R = 0.049 I^{1.802} \dots\dots\dots (4.21)$$

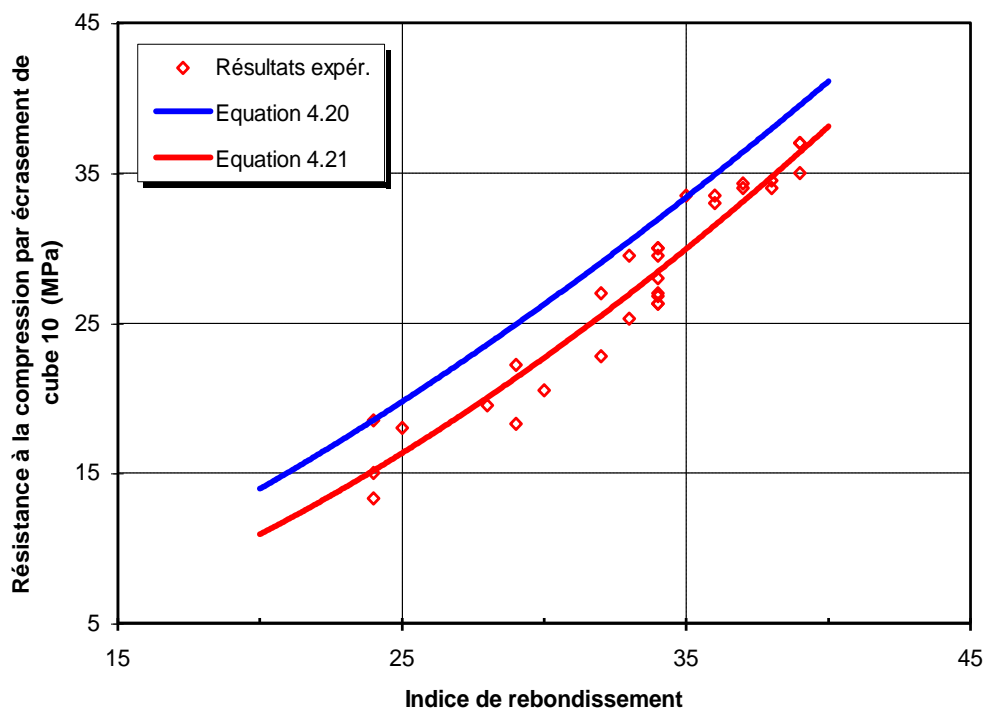


Fig. 4.9- Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur éléments et sur éprouvettes.

La figure 4.9 montre aussi une autre corrélation de l'équation (4.20) obtenue sur la base des essais effectués sur des spécimens. On remarque que cette corrélation surestime la résistance de l'ordre de 5 MPa par rapport à la corrélation de l'équation (4.21) développée à partir des essais effectués sur des éléments d'ouvrages (Fig. 4.10). Par contre, la courbe de l'équation (4.21) 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 [36] 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.

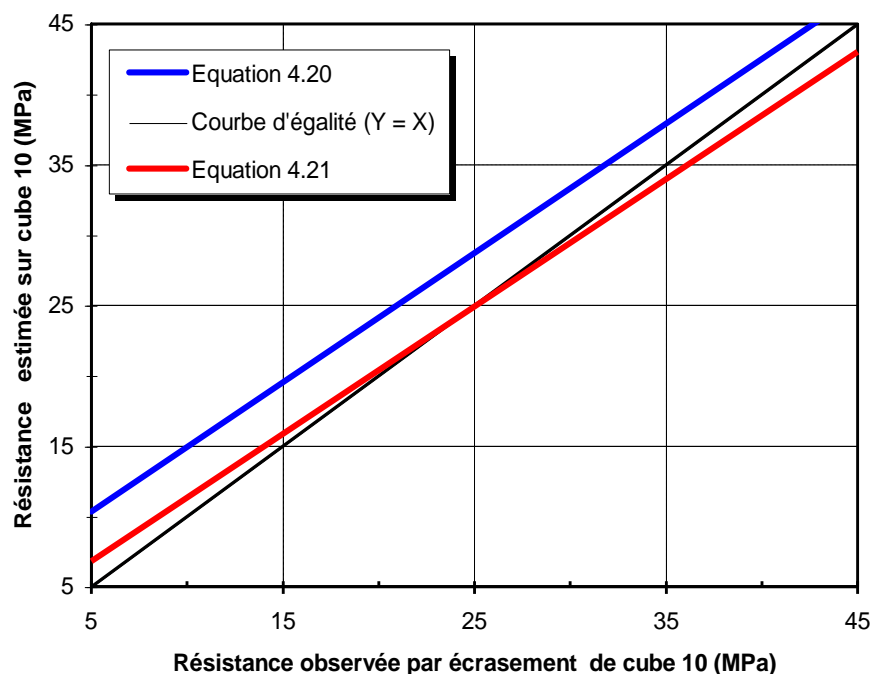


Fig. 4.10- Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations développées sur éprouvettes et sur éléments.

4.3.1.3 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: indice - résistance

Sur la base des valeurs moyennes des éprouvettes par prélèvement, la figure 4.11 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 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 (4.22) avec un coefficient de corrélation $r = 0.961$ et une erreur type $s = 1.936$ MPa.

$$R = 0.004 I^{2.428} \dots\dots\dots (4.22)$$

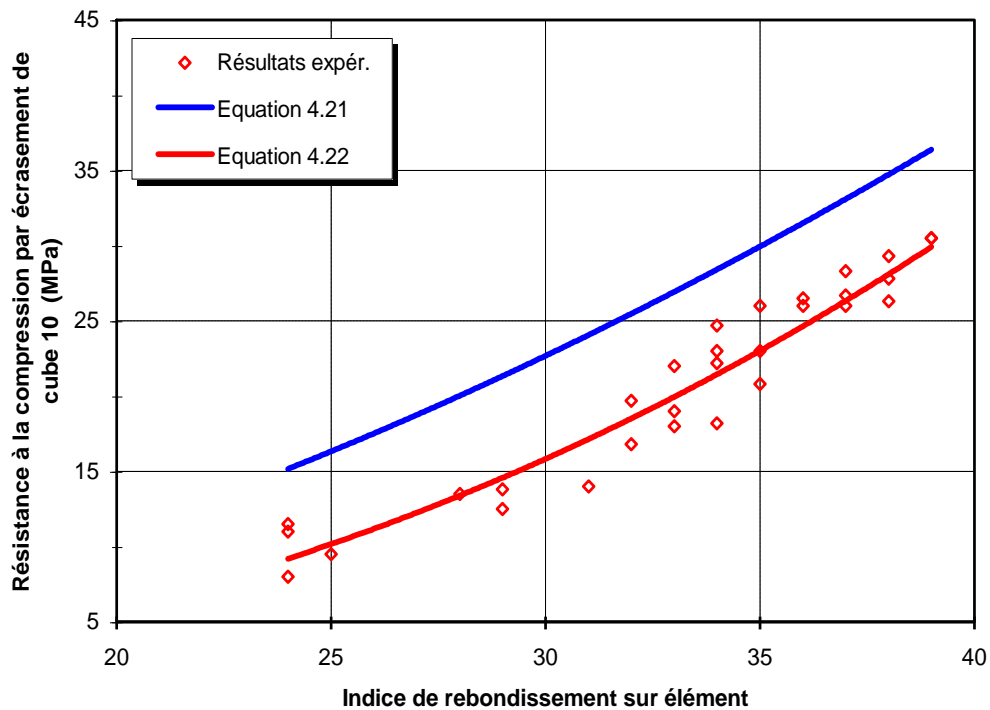


Fig. 4.11- Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de conservation des spécimens.

Cette corrélation a été comparée à la corrélation de l'équation (4.21) élaborée sur les spécimens conservés dans l'eau (Fig. 4.11). 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.

4.3.1.4 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 (4.21) 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:

$$R \text{ (potentielle)} = R \text{ (estimée)} \pm 3.8 \text{ MPa}$$

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 (4.22) 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:

$$R \text{ (réelle)} = R \text{ (estimée)} \pm 3.9 \text{ MPa}$$

4.3.1.5 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(I)$

La figure 4.12 montre une comparaison entre les corrélations proposées par cette étude (Eq. 4.21 et 4.22) et les modèles donnés par les équations: (4.2), (4.5), (4.6) et (4.7) qui sont développés par divers chercheurs. L'effet d'échelle a été pris en considération et toutes les résistances ont été converties au cube de 15 cm.

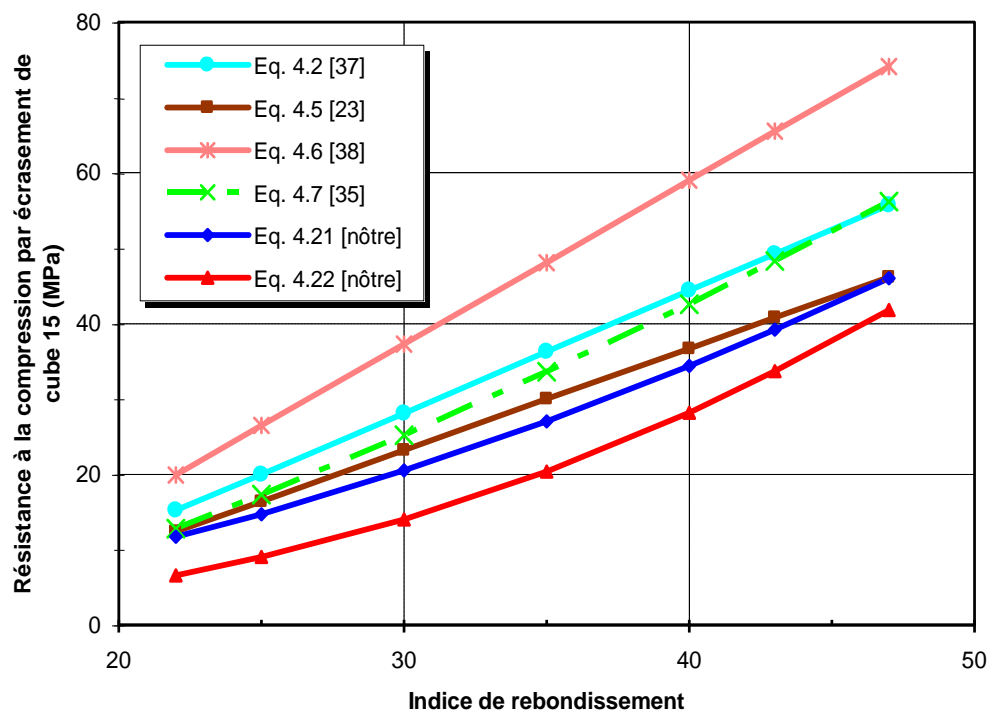


Fig. 4.12- Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.

De la figure 4.12 on note que:

- la courbe proposée de l'équation (4.21) est plus proche à celle proposée par Qasrawi (Eq. 4.5) comparativement aux autres, ceci est dû sans doute que les bétons à examiner sont tous des bétons de chantiers;

- les courbes des équations (4.2), (4.5), (4.6) et (4.7) développées sur éprouvettes, donnent des résistances supérieures à celles des équations (4.21) et (4.22) développées sur éléments d'ouvrages;
- la courbe basée sur l'abaque de l'appareil (Eq. 4.7), 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.

4.3.2 Analyse des résultats d'essais à l'ultrason

4.3.2.1 Effet du mode de fabrication du béton sur la vitesse ultrasonique

Sur la base des résultats individuels des éprouvettes, la figure 4.13 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 (4.23) avec un coefficient de corrélation $r = 0.924$ et une erreur type $s = 2.651$ MPa.

$$R = 0.560 \exp(0.865 V) \dots\dots\dots (4.23)$$

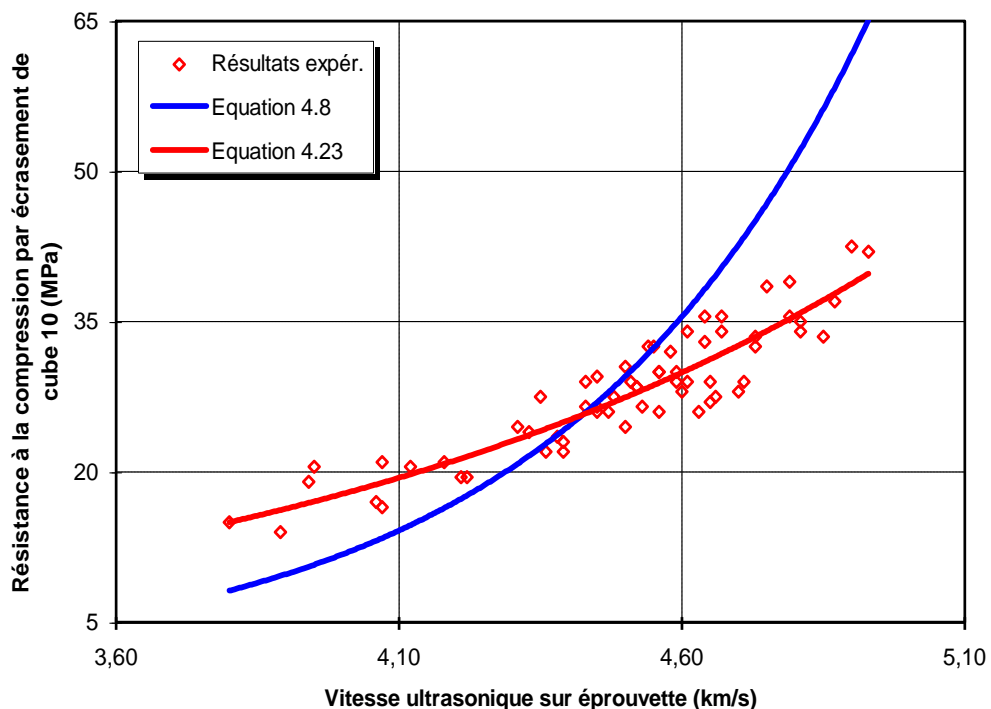


Fig. 4.13- Comparaison entre deux courbes de corrélation établies selon deux modes différents de fabrication du béton.

La corrélation proposée de l'équation (4.8) pour les spécimens fabriqués en laboratoire est aussi présentée sur la figure 4.13 pour comparaison. Alors, on observe que cette corrélation (Eq. 4.8) sousstime la résistance du béton pour les résistances inférieures à 25 MPa et surestime pour des résistances supérieures à 25 MPa comparativement à celle (Eq. 4.23) développée sur des bétons prélevés sur site. Ceci montre l'importance d'un établissement de corrélations reflétant les conditions de chantier. Pour cette raison, l'établissement d'une corrélation doit être basé sur le mélange du béton particulier à l'étude [34].

4.3.2.2 Effet de type d'élément à ausculter sur la vitesse ultrasonique

Sur la base des valeurs moyennes des prélèvements, la figure 4.14 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 (4.24) avec un coefficient de corrélation $r = 0.954$ et une erreur type $s = 2.156$ MPa.

$$R = 0.899 \exp(0.844 V) \dots\dots\dots (4.24)$$

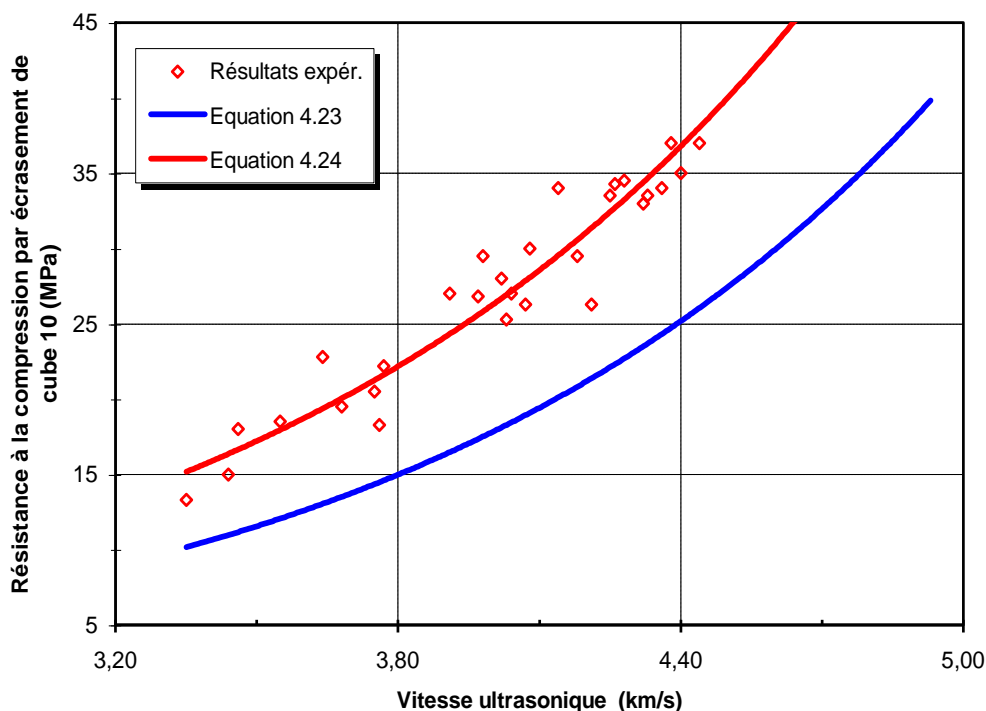


Fig. 4.14- Comparaison entre deux courbes de corrélation développées sur élément et sur éprouvette.

Une comparaison présentée aussi sur la figure 4.14 entre la corrélation en question et celle de l'équation (4.23) qui est développée sur des spécimens. D'après la figure 4.15, il est très clair que la relation (Eq. 4.23) sousestime la résistance à la compression, par ailleurs la courbe de l'équation (4.24) est très voisine à la courbe d'égalité ($Y=X$). 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 [36] 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.

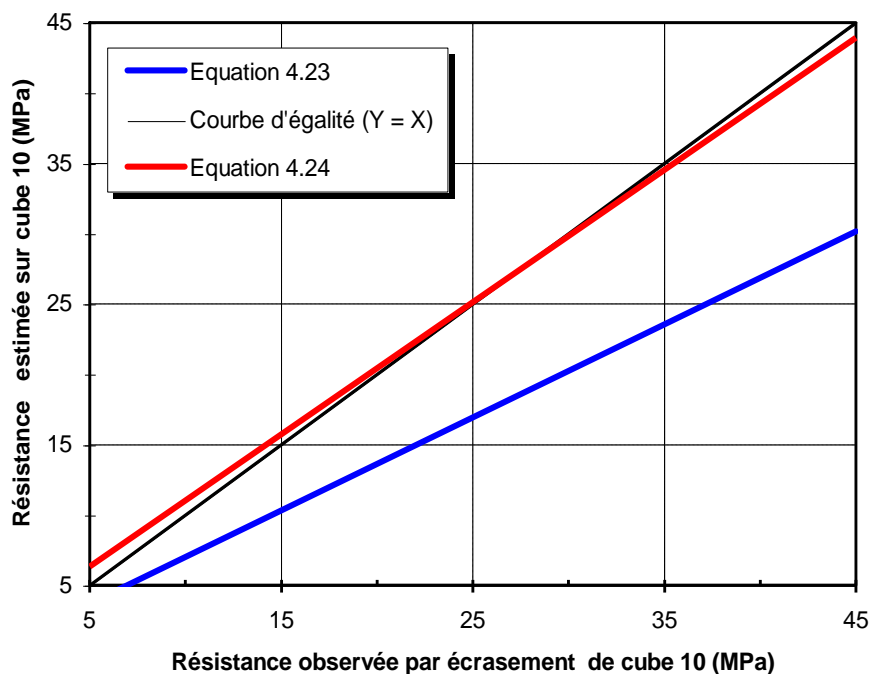


Fig. 4.15- Comparaison entre résistances observées et résistances estimées à partir des corrélations élaborées sur éprouvette et sur élément.

4.3.2.3 Effet de conservation des spécimens sur la corrélation: vitesse - résistance

Sur la base des valeurs moyennes des prélèvements, la figure 4.16 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 (4.25) avec un coefficient de corrélation $r = 0.966$ et une erreur type $s = 1.903$ MPa.

$$R = 0.232 \exp(1.117 V) \dots\dots\dots (4.25)$$

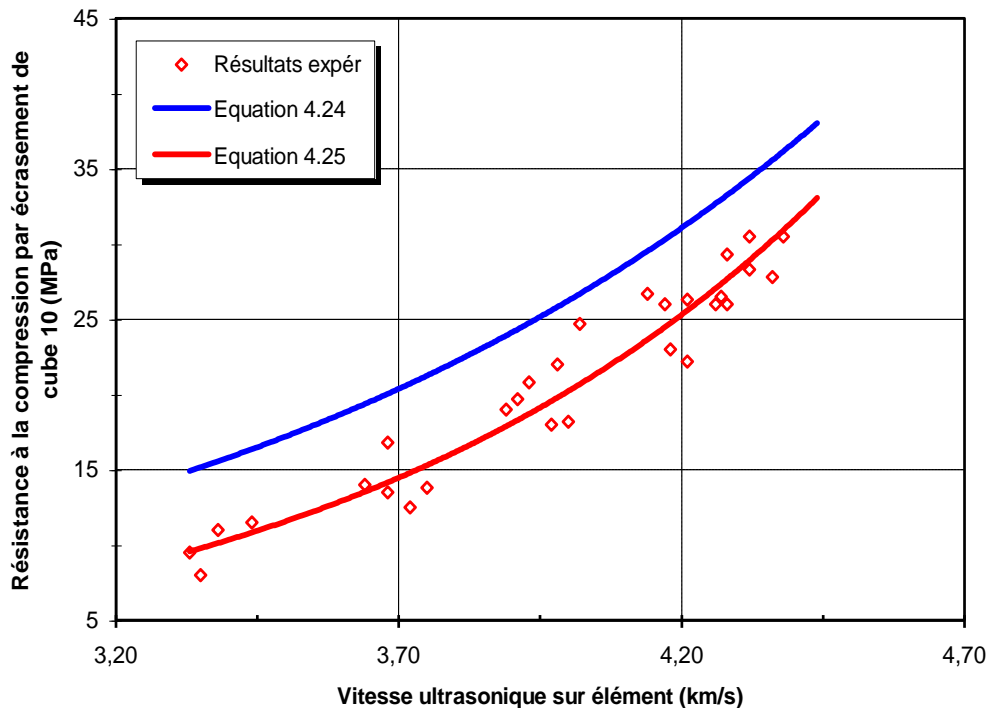


Fig. 4.16- Comparaison entre deux courbes de corrélation élaborées selon deux modes différents de conservation des spécimens.

En vue d'une comparaison, la figure 4.16 montre aussi la corrélation de l'équation (4.24) développée sur des spécimens conservés dans l'eau. Alors, cette corrélation donne des résistances plus élevées à celle de l'équation (4.25) développée sur des spécimens conservés à l'air libre sur chantier.

4.3.2.4 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 (4.24). 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:

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

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 (4.25). 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:

$$R \text{ (réelle)} = R \text{ (estimée)} \pm 3.8 \text{ MPa}$$

4.3.2.5 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(V)$

La figure 4.17 présente une comparaison entre les corrélations proposées par cette étude (Eq. 4.24 et 4.25) et les modèles donnés par les équations: (4.9), (4.11), (4.14) et (4.15) qui sont développés par divers chercheurs. L'effet d'échelle a été pris en considération.

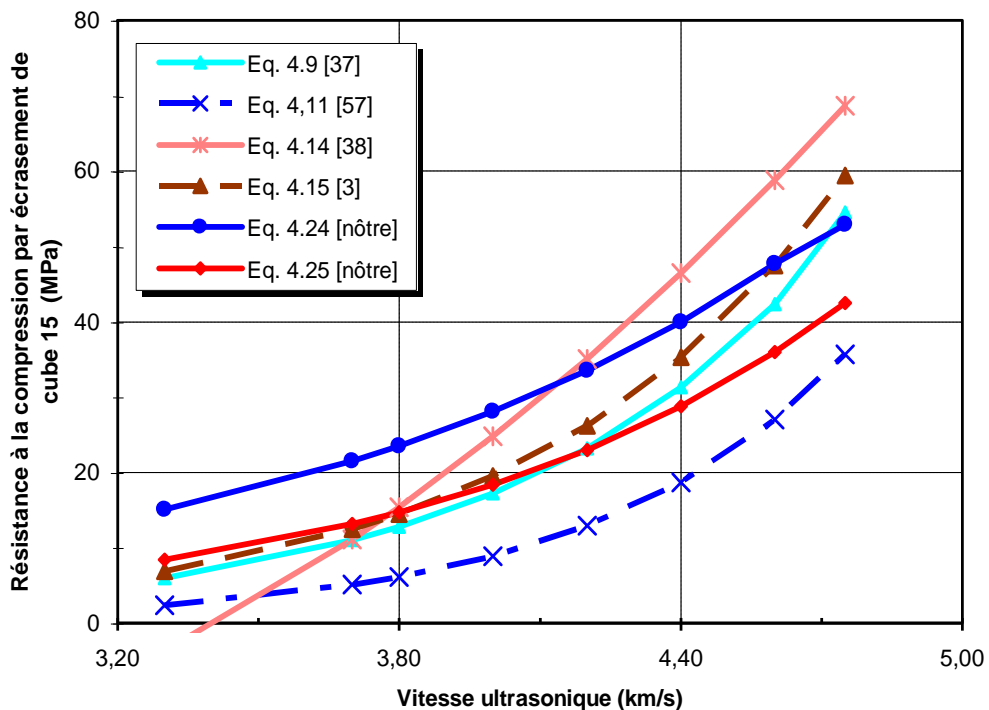


Fig. 4.17- Comparaison entre plusieurs courbes de corrélation établies par différents auteurs.

De la figure 4.17 on constate que :

- les corrélations des équations (4.14) et (4.15), établies sur des spécimens conservés dans des conditions sèches, donnent des résistances supérieures à celles des équations (4.9) et

(4.11) développées sur des spécimens conservés dans des conditions humides. Par ailleurs, le cas contraire est observé aux corrélations des équations (4.24) et (4.25) proposées par cette étude. Ceci est dû dans ce cas là que le mode de conservation des spécimens influe uniquement sur la résistance car la vitesse ultrasonique est mesurée sur béton in situ et non pas sur béton des spécimens;

- la corrélation de l'équation (4.15) proposée par Dreux, qui est souvent utilisé par de nombreux organismes de contrôle du béton, sousestime la résistance à la compression d'une manière significative notamment dans les bétons qui présentent des résistances inférieures à 45 MPa.

4.3.3 Combinaison des deux essais ND sur éléments

4.3.3.1 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.

4.3.3.1.1 Bétons conservés dans l'eau

La corrélation combinée basée sur des spécimens conservés dans l'eau est présentée sous forme graphique par la figure 4.18 et sous forme d'expression analytique par l'équation (4.26) de forme linéaire.

$$R = 9.576 V + 0.800 I - 37.436 \dots \dots \dots (4.26)$$

Cette corrélation ayant un coefficient de corrélation $r = 0.968$ et une erreur type $s = 1.746$ MPa. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est:

$$R \text{ (potentielle)} = R \text{ (estimée)} \pm 3.5 \text{ MPa.}$$

La corrélation par la méthode combinée (Eq. 4.26) présente un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement à ceux des modèles uniparamétriques des équations (4.21) et (4.24). La même observation a été soulevée par d'autres chercheurs [36-38]. 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.

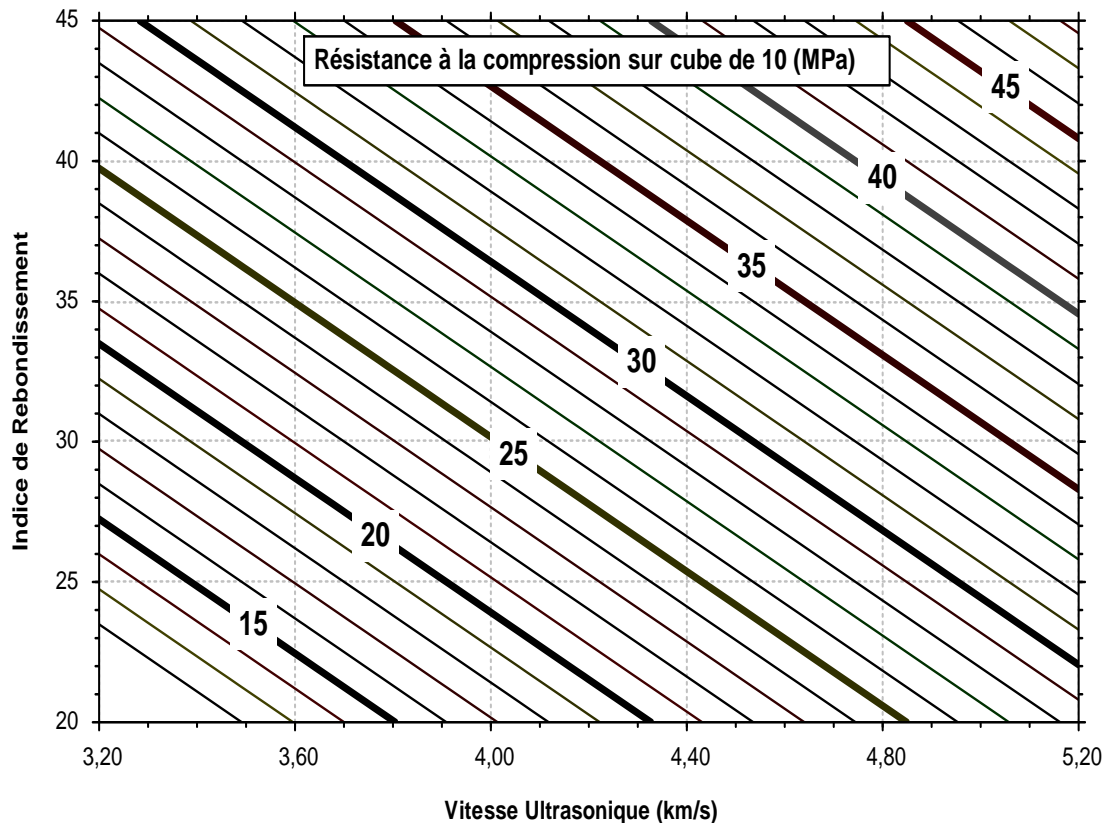


Fig. 4.18- Courbes de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés dans l'eau et mesures non destructives sur élément d'ouvrage.

4.3.3.1.2 Bétons conservés à l'air sur chantier

La figure 4.19 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 (4.27).

$$R = 11.506 V + 0.631 I - 45.721 \dots \dots \dots (4.27)$$

La présente corrélation ayant un coefficient de corrélation $r = 0.969$ et une erreur type $s = 1.709$ MPa. La précision de l'estimation de la résistance avec un intervalle de confiance de 95% est:

$$R (\text{réelle}) = R (\text{estimée}) \pm 3.4 \text{ MPa.}$$

Il est à noter que le modèle combiné de l'équation (4.27) présente aussi un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée en comparaison à ceux des modèles

uniparamétriques des équations (4.22) et (4.25). Alors, l'utilisation de la méthode combinée donne une meilleure estimation de la résistance à la compression pour permettre à l'ingénieur de contrôler de mieux approcher à la résistance réelle du béton dans l'ouvrage et de la comparer à la résistance minimale acceptable pour le calcul.

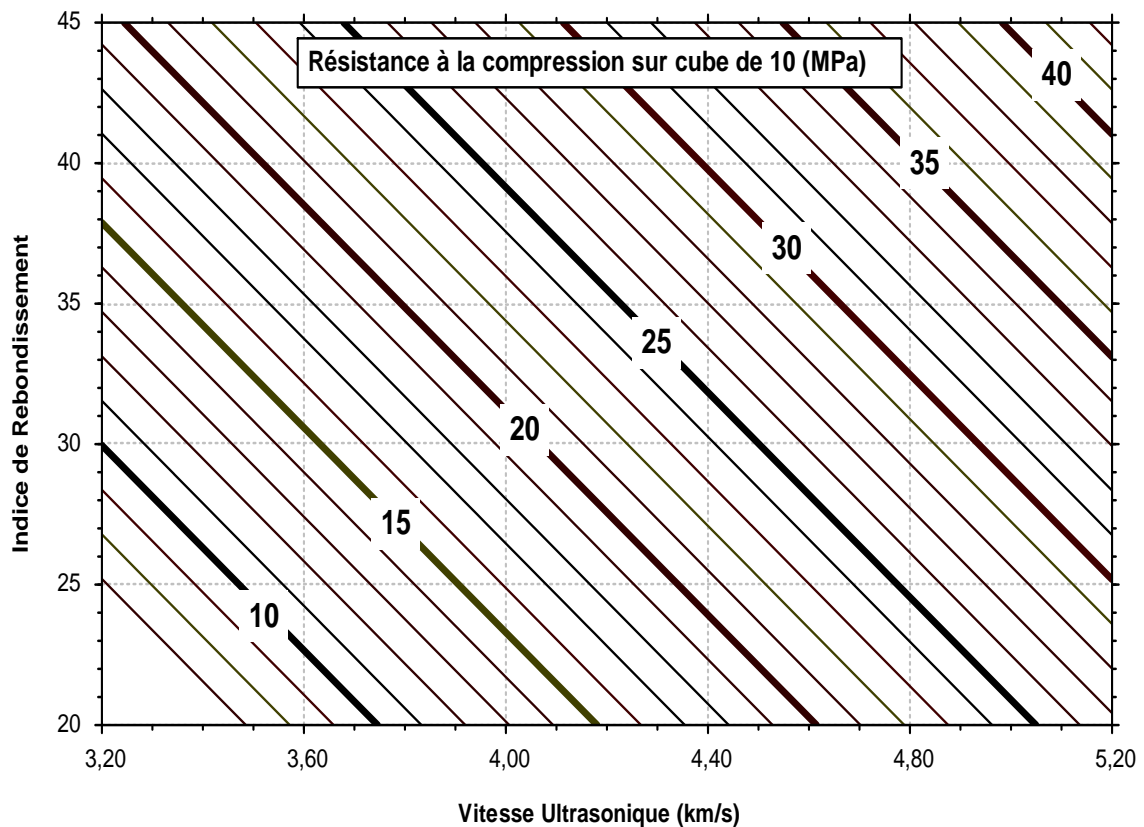


Fig. 4.19- Courbe de corrélation combinée entre résistance par écrasement des spécimens conservés à l'air et mesures non destructives sur élément d'ouvrage.

4.3.3.2 Etude comparative aux autres modèles $R_{Site} = f(V, I)$

Une comparaison est montrée sur la figure 4.20 entre la corrélation combinée de l'équation (4.26) proposée dans le cadre de cette étude et d'autres corrélations combinées des équations (4.17) à (4.19) proposées par différents chercheurs. L'effet d'échelle des éprouvettes a été pris en considération.

De la figure 4.20, On constate que :

- la courbe de l'équation (4.26) du modèle proposé par cette étude est très voisine à la courbe d'égalité ($Y=X$). Ce qui montre que le modèle proposé présente une grande précision dans l'estimation de la résistance, en comparaison aux autres modèles qui généralement surestiment la résistance;

- les courbes des équations (4.17) et (4.19) sont plus proches à la courbe d'égalité ($Y=X$) à des résistances faibles et élevées respectivement.

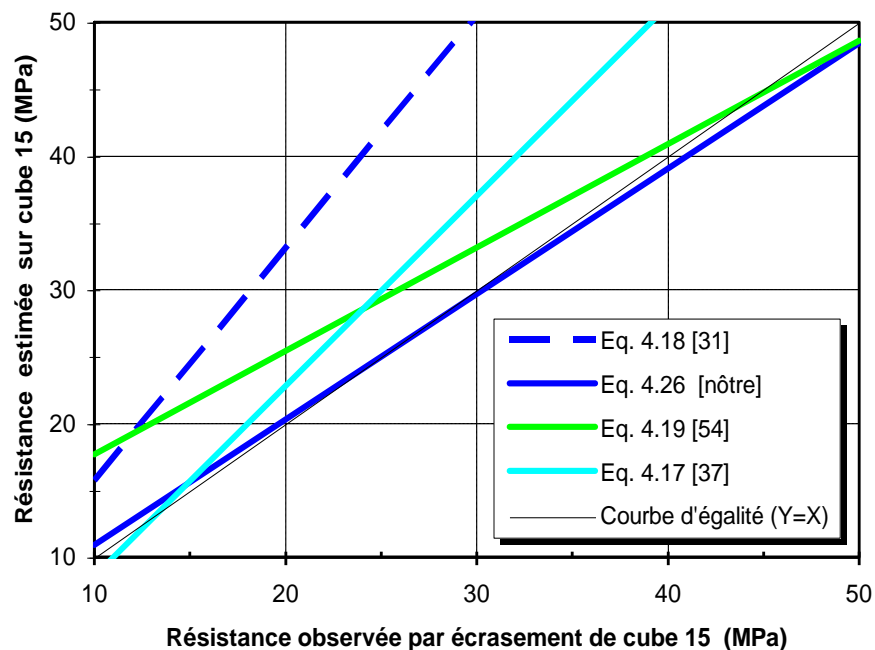


Fig. 4.20- Comparaison entre la résistance observée par écrasement et celles estimées par différents modèles combinés établis par plusieurs auteurs.

4.4 Conclusions

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

- malgré la variation triparamétrique (ciment, E/C et âge) des bétons fabriqués en laboratoire, il est possible de développer une relation de bonne corrélation entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) pour l'ensemble des différents bétons examinés;
- les corrélations développées à l'aide du scléromètre sur des spécimens conservés dans des conditions humides donnent des résistances supérieures à celles développées sur des spécimens conservés dans des conditions sèches. Par ailleurs, le cas contraire est observé pour l'ultrason;
- pour obtenir des résistances proches à la réalité du béton in situ, l'établissement d'une corrélation (résistance- mesures non destructives) doit être développé sur des bétons de chantier et non pas sur des bétons fabriqués en laboratoire afin de refléter les pratiques et les conditions de chantier;

- les corrélations élaborées à partir des mesures non destructives effectuées sur des éléments offrent une meilleure approche de la résistance potentielle du béton in situ comparativement à celles développées à partir des éprouvettes;
- pour l'ensemble des différents bétons prélevés sur divers chantiers, il existe des modèles de bonne corrélation établis entre la résistance à la compression par écrasement des spécimens et les mesures non destructives correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrage. Ces modèles sont mieux appropriés pour permettre à l'ingénieur de contrôle, à n'importe quel âge du béton, d'estimer avec une meilleure précision les résistances potentielle et réelle du béton in situ;
- l'estimation de la résistance à partir des modèles établis par la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à celle établie par la méthode uni-paramétrique;
- l'estimation de la résistance à la compression du béton à partir des corrélations proposées par les fabricants des appareils ou celles disponibles dans la littérature montre des écarts importants comparativement aux résistances réelles observées par écrasement. Alors, l'utilisation de ces courbes provoque généralement un risque dû à la non conformité.

Conclusions Générales

et Recommandations

Introduction

Ce travail s'intéresse à l'établissement des corrélations simples et spécifiques aux bétons à base des matériaux locaux et reflétant les conditions et les pratiques courantes sur chantier. Cette étude présente une série de corrélations établies entre les essais destructifs et non destructifs (scléromètre et ultrason) afin d'obtenir la corrélation la plus appropriée pour mieux estimer la résistance du béton in situ. Alors, deux modes de fabrication de bétons faisant l'objet de cette étude : l'un fabriqué en laboratoire en faisant varier trois paramètres (type de ciment, E/C et âge) et l'autre prélevé sur trois chantiers se situant respectivement dans les wilayas Ain defla, Blida et Chlef. Les bétons à examiner sont conservés selon deux modes différents : l'eau et l'air libre.

A travers la synthèse bibliographique et l'analyse des résultats expérimentaux, des conclusions peuvent être dégagées et des recommandations seront suggérées pour de futures études.

Conclusions générales

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

- la qualité du béton dépend de la nature et du dosage des constituants ainsi que de soins apportés à la mise en œuvre et à la mise en place du béton. Alors, la confection d'un béton de qualité repose sur une connaissance approfondie des facteurs influençant la qualité du béton qui est généralement caractérisée par trois paramètres : l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité;
- des études statistiques réalisées par des chercheurs Algériens, ont montré que les bétons produits sur les chantiers Algériens ont généralement de faibles résistances qui atteignent rarement la résistance préconisée par le cahier de charges, et présentent une composition très aléatoire qui varie souvent d'une gâchée à une autre;
- lors du contrôle de la qualité du béton, les spécimens habituellement examinés, ne sont pas vraiment représentatifs du béton in situ de l'ouvrage. Par conséquent, il est nécessaire d'élaborer encore un contrôle du béton qui tient compte de la qualité de la mise en œuvre et de l'historique du béton in situ (cure, charge,...);
- les essais non destructifs peuvent fournir des données sur le béton réel des ouvrages que des essais normaux ne peuvent fournir, sans affecter le comportement structural des éléments et laissent également la structure dans un état acceptable;

- pour un usage satisfaisant des essais non destructifs, il est nécessaire de connaître les facteurs influençant les mesures obtenues, et aussi la méthode adéquate pour l'élaboration d'une corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives;
- la corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation;
- malgré la variation triparamétrique (ciment, E/C et âge) des bétons fabriqués en laboratoire, il est possible de développer une relation de bonne corrélation entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) pour l'ensemble des différents bétons examinés;
- les corrélations développées à l'aide du scléromètre sur des spécimens conservés dans des conditions humides donnent des résistances supérieures à celles développées sur des spécimens conservés dans des conditions sèches. Par ailleurs, le cas contraire est observé pour l'ultrason;
- pour obtenir des résistances proches à la réalité du béton in situ, l'établissement d'une corrélation (résistance- mesures non destructives) doit être développé sur des bétons de chantier et non pas sur des bétons fabriqués en laboratoire afin de refléter les pratiques et les conditions de chantier;
- les corrélations élaborées à partir des mesures non destructives effectuées sur des éléments offrent une meilleure approche de la résistance potentielle du béton in situ comparativement à celles développées à partir des éprouvettes;
- pour l'ensemble des différents bétons prélevés sur divers chantiers, il existe des modèles de bonne corrélation établis entre la résistance à la compression par écrasement des spécimens et les mesures non destructives correspondantes effectuées sur des éléments d'ouvrage. Ces modèles sont mieux appropriés pour permettre à l'ingénieur de contrôle, à n'importe quel âge du béton, d'estimer avec une meilleure précision les résistances potentielle et réelle du béton in situ;

- l'estimation de la résistance à partir des modèles établis par la méthode combinée donne une meilleure précision comparativement à celle établie par la méthode uniparamétrique;
- l'estimation de la résistance à la compression du béton à partir des corrélations proposées par les fabricants des appareils ou celles disponibles dans la littérature montre des écarts importants comparativement aux résistances réelles observées par écrasement. Alors, l'utilisation de ces corrélations provoque généralement un risque dû à la non conformité.

Recommandations

Il est bien connu que l'intérêt pour le contrôle non destructif est croissant en génie civil, tant au niveau économique que technique. En plus, il apparaît comme étant un outil adapté pour minimiser les désordres qui ont pour origine le manque d'un contrôle efficace. Pour cette raison et suite aux conclusions rapportées par ce travail, nous proposons quelques orientations et recommandations qui peuvent servir comme étant des perspectives de travail à court et à long terme :

1. Dans le contexte réglementation nous suggérons:

- la mise en place d'un guide pratique régissant les essais non destructifs;
- un contrôle non destructif préconisé en parallèle du contrôle destructif pour permettre aux entreprises de justifier la bonne qualité du béton mise en place dans l'ouvrage.

2. Du point de vue recherche nous proposons:

- une étude similaire peut être procédée sur d'autres chantiers dans d'autres régions du territoire national, dans un souci de généraliser le modèle de corrélation pour être mieux approprié aux bétons des chantiers Algériens;
- une étude plus détaillée sur chaque facteur influençant les mesures non destructives, en l'introduisant dans l'expression des résultats comme étant des indices de correction reflétant les matériaux et les conditions de l'environnement locaux;
- des modèles de corrélation appropriés aux bétons de nos chantiers à élaborer entre les mesures non destructives et les propriétés du béton autre que la résistance;
- une modélisation numérique telle que réseau de neurone peut être développée comme étant complémentaire à cet étude expérimentale.

Références Bibliographiques

Références 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] J. Geoffray, “*Béton hydraulique - Mise en œuvre*“, Techniques de l’ingénieur, C2 230, 49p.
- [5] A. Neville, “*Durabilité des structures en béton : au passé, au présent et au futur*“, Matériaux et constructions, Vol.34, 2001, pp.114-118.
- [6] EN 206-1, “*Concrete- part 1 : spécification, performance, production and conformity*“, European Standard, 2000, 72p.
- [7] D.T.R. BE 2-1, “*Règles d’exécution des travaux de construction d’ouvrages en béton armé*“, C.G.S ,1991.
- [8] NF EN 934-2, “*Adjuvant pour béton, mortier et coulis. Partie 2 : Adjuvants pour béton - Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage*“, AFNOR, 2002, 26p.
- [9] M. Ghrici, “*Technologie avancée des bétons*“, Cours de Magister, Institut de Génie Civil, Université de Chlef, 2007.
- [10] ACI 308R-01, “*Guide to curing concrete*“, 2001, 31p.
- [11] P. Mouroux, M. Belazougui, “*Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie*“, Rapport Préliminaire de la Mission AFPS, 2003.
- [12] A. Charif, “*A propos du béton Algérien*“, Article Paru dans le Journal, Le Quotidien d’Oran, 03 Juin 2003.
- [13] 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.

- [14] ACI 214 R-02, “*Evaluation of strength test results of concrete*“, 2002, 20p.
- [15] 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.
- [16] A. Laribi, “*Pathologie et qualité des constructions dans l’Ouest Algérien - Etude statistique*“, Mémoire de Magister, Institut Génie Civil, Université de Blida, 1997.
- [17] F. Kharchi, S. Boutamine, “*Etude critique de bétons fabriqués dans les chantiers Algériens*“, Qualité du Béton en Climat Chaud, Proceeding, Séminaire International, Ghardaia, 1994, pp.173-181.
- [18] R. Govind Khare, “*Prediction of compressive strength of concrete by various non destructive tests methods*“, Essar Engineering Center, Mumbai, 15p.
- [19] 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.
- [20] 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.
- [21] M. Celaya, S. Nazarian, D.Yuan, “*Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs*“, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 2009, 6p.
- [22] 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.
- [23] H. Y. Qasrawi, “*Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted*“, Cement and Concrete Research, Vol.30, 2000, pp.739-746.
- [24] A. N. Bin Ibrahim, P. Bin Ismail , M. Forde, “*Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*“, International Atomic Energy Agency, Vienna, 2002, 242p.

- [25] 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.
- [26] 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.
- [27] R. F. Feidman, “*Essais non destructifs du béton*“, CBD-187-F, 2005, 6p.
- [28] C. Stergiopoulou, “*Evaluation of concrete infrastructure quality using laboratory and on-site testing*“, Mémoire de Master, University of Maryland, 2006, 144p.
- [29] 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.
- [30] GCI 714, “*Durabilité et réparations du béton*“, Université de Sherbrooke, pp.222-248.
- [31] 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.
- [32] NF EN 12504-2, “*Essais pour béton dans les structures. Partie 2 : Essais non destructifs - Détermination de l'indice de rebondissement*“, AFNOR, 2003, 9p.
- [33] ASTM C805-02, “*Standard test method for rebound number of hardened concrete*“, ASTM International, 2002, 3p.
- [34] J. H. Bungey, S. G. Millard, “*Testing of concrete in structures*“, Chapman & Hall, 1996, 292p.
- [35] CONTROLS, “*Instruction manual*“, Concrete Hammer, Mod. 58-C0181/N, 2000, 18p.
- [36] M. M. Idrissou, “*Reliability in interpreting non-destructive testing (NDT) results of concrete structures*“, Mémoire de Master, University of Malaysia, 2006, 87p.

- [37] 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.
- [38] 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.
- [39] V. M. Malhotra, “*Surface Hardness Methods*“, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC, 2004, 15p.
- [40] 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.
- [41] NF EN 12504-4, “*Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son*“, AFNOR, 2005, 17p.
- [42] ASTM C597-02, “*Standard test method for pulse velocity through concrete*“, ASTM International, 2003, 4p.
- [43] R. Jones, “*Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique*“, RILEM Int. Symp. on Nondestructive Testing of Materials and Structures, Vol.1, 1954.
- [44] 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.
- [45] 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.
- [46] T. Gregor, K. Franci, T. Goran, “*Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks*“, Ultrasonics, 2008, 8p.
- [47] S. Popovics, “*Analysis of the concrete strength versus ultrasonic pulse velocity relationship*“, American Society for Nondestructive Testing, 2007.
- [48] M. F. Kaplan, “*Compressive strength and ultrasonic pulse velocity relationships for concrete in columns*“, ACI J, 1958.

- [49] RILEM Recommendation NDT 1, “*Testing of concrete by the ultrasonic pulse method*“, Paris, 1972.
- [50] 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.
- [51] A. Samarin, “*Combined Methods*“, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press LLC, 2004, 12p.
- [52] I. Facaoaru, “*Romanian achievements in nondestructive strength testing of concrete*“, ACI, SP-82, Detroit, 1984, pp.35-56.
- [53] 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.
- [54] H. Ait Mohand, “*Courbes d’ajustements relatives aux différents essais non destructifs*“, Mémoire de Magister, Institut Génie Civil, Université de Tizi-Ouzou, 1995.
- [55] S. Kenai, R. Bahar, “*Evaluation and repair of Algiers new airport building*“, Cement & Concrete Composites, vol.25, 2003, pp.633-641.
- [56] NF EN 12350-2, “*Essai pour béton frais. Partie 2 : Essai d’affaissement*“, AFNOR, 1999, 9p.
- [57] L.M. Del Rio , 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.

Annexe 1

Fiche technique du superplastifiant utilisé à l'étude en laboratoire

SIKAFLUID® Superplastifiant - Haut Réducteur d'Eau.

Conforme à la norme NF EN 934-2 tab. 1, 3.1 et 3.2



Présentation
Le SIKAFSLUID est un superplastifiant qui améliore la mise en place du béton en augmentant les résistances mécaniques.

Domaines d'application
Le SIKAFSLUID s'utilise dans deux domaines privilégiés.
1 - Amélioration de la maniabilité, à résistances égales, sans réduction d'eau.

Béton avec CEM I 52,5 R à 350 kg/m ³ et EC-0,5				
SIKAFSLUID	Eau (l/m ³)	Cône (cm)	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)
	175	7	10,0	0,8
Témoin	175	14	10,5	0,8
0,5%	175	16	12,0	0,9
0,75%	175	18	13,0	0,9
1%	175	18	13,0	0,9

Le SIKAFSLUID a la propriété de transformer un béton de consistance S1 ou S2 (cône 3 à 7 cm) en un béton S4 (cône supérieur à 16 cm) en conservant les résistances.

Le béton se met en place très facilement avec une légère vibration. Un piquage soigné est nécessaire si l'on ne vibre pas.

Le SIKAFSLUID est, dans ce cas, recommandé pour les bétons très ferrillés.

2 - Amélioration des résistances et de la maniabilité avec réduction d'eau partielle (5 à 10 %) pour un dosage en SIKAFSLUID de 0,6 à 1,25 % du poids du ciment.

Le SIKAFSLUID permet également d'améliorer la mise en place des bétons en augmentant en même temps leurs résistances (15 à 40 %).

Le SIKAFSLUID est utilisé dans ce cas pour :

- les bétons armés de toutes performances,
- les bétons préfabriqués (étuvés ou non).

Caractères généraux
Par son action physico-chimique, le SIKAFSLUID permet :

- sur béton frais :
- d'augmenter considérablement la fluidité du béton, donc de faciliter sa mise en place en diminuant les temps unitaires,
- d'améliorer la pompabilité du béton,
- sur béton durci :
- d'augmenter les résistances mécaniques,
- d'accroître la compacité,
- d'augmenter l'imperméabilité,
- d'économiser l'énergie (chauffage, vibration, matériel),
- d'améliorer la rotation des coffrages.

Le SIKAFSLUID est compatible avec tous les ciments, exception faite des liants alumineux.



Caractéristiques

Aspect	Liquide marron foncé
Conditionnement	■ Bidon de 20 litres ■ Fût de 250 kg ■ Vrac
Stockage	Dans un local fermé, à l'abri de l'ensoleillement direct et du gel, entre 5 et 30 °C. Le produit peut geler, mais, une fois dégelé lentement et réhomogénéisé, il retrouve ses qualités d'origine. En cas de gel prolongé et intense, vérifier qu'il n'a pas été déstabilisé.
Conservation	Le produit stocké dans son emballage d'origine intact se conserve 3 ans

Données techniques

densité	1,20 ± 0,02
pH	7,5 ± 1,5
Teneur en ions Cl ⁻	≤ 0,1 %
Teneur en Na ₂ O Eq.	≤ 1 %
Extrait sec	40 ± 2 %

Conditions d'application

Dosage

Plage d'utilisation recommandée : 0,4 à 2,5 % du poids du liant ou du ciment selon la fluidité et les performances recherchées.

Plage d'utilisation usuelle : 0,4 à 1,5 % du poids du ciment ou du liant.

Mise en œuvre

Selon les lieux de fabrication du béton, nous préconisons les emplois suivants :

Béton prêt à l'emploi

Le SIKAFSLUID est ajouté dans l'eau de gâchage ou dans le malaxeur au moment de la confection du béton.

Chantières et préfabriques

Le SIKAFSLUID sera ajouté au béton au début du dernier tiers du temps de malaxage après la fin de l'introduction de l'eau de gâchage.

Le SIKAFSLUID est ajouté au béton dans le camion malaxeur, sur le chantier.

Malaxer à grande vitesse pendant au moins une minute par m³ de béton.

Le SIKAFSLUID est compatible avec les bétons ou mortiers de plancher chauffant.

Précautions d'emploi

Manipulation non dangereuse.

En cas de contact avec la peau, un simple lavage à l'eau suffit.

Consulter la fiche de données de sécurité accessible par Minitel 3613, code SIKASECUR ou sur Internet www.sika.fr

Mentions légales

Produit réservé à un usage strictement professionnel

Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile.

4 Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application et l'usage de ce produit, sont données en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expérience que la Société Sika a acquises au cours de sa longue histoire. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou toute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande ou de responsabilité. Nos agents sont à votre disposition pour toute hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété dérivés par des tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la fiche de données de sécurité la plus récente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.

Annexe 2

Modèles des fiches pour le relevé des résultats d'essais

Etude sur chantier

Identification des éprouvettes et des éléments à examiner

Projet N ° 1 (C.F.P.A 300 P. à Ain Defla)							
Désignation des prélèvements	Blocs	Cône Abram. (Cm)	T (°C)	L'heure	Date du coulage	Date de l'essai	
			Lors du prélèvement			7 jours	28 jours

Projet N ° 2 (Pôle universitaire à El-Afroune, Blida)							
Désignation des prélèvements	Blocs	Cône Abram. (Cm)	T (°C)	L'heure	Date du coulage	Date de l'essai	
			Lors du prélèvement			7 jours	28 jours

Projet N ° 3 (Mosquée à Chlef)							
Désignation des prélèvements	Blocs	Cône Abram. (Cm)	T (°C)	L'heure	Date du coulage	Date de l'essai	
			Lors du prélèvement			7 jours	28 jours

Exemple de la désignation des prélèvements :

L12 : Longrine du projet n° 1 et du bloc n° 2;

F14 : Fondation du projet n° 1 et du bloc n° 4;

C21N0 : Column (poteau) du projet n° 2, du bloc n° 1 et de Niveau 0 (RDC);

W32N1 : Wall (voile) du projet n° 3, du bloc n° 2 et de Niveau 1 (1^{er} étage);

B25N2 : Beam (poutre) du projet n° 2, du bloc n° 5 et de Niveau 2 (2^{ème} étage).

Etude sur chantier (Projet N° :)

Résultats des essais sur des éprouvettes conservées dans l'eau et à l'air sur chantier

Désig.	Masse (kg)		Temps de passage t (μ s) & Vitesse ultrasonique VU (m/s)						Indice de rebondissement (position horizontale)						Résist. (MPa)		
	7 jours	28 jours	7 jours			28 jours			7 jours			28 jours			7 jours	28 jours	
			t: sens 1	t: sens 2	VU moy	t: sens 1	t: sens 2	VU moy	Face 1	Face 2	Moy.	Face 1	Face 2	Moy.			
Conservation dans l'eau	1																
			t moy :			t moy :											
	2																
				t moy :			t moy :										
3																	
			t moy :			t moy :											
Conservation à l'air sur chantier	1																
			t moy :			t moy :											
	2																
				t moy :			t moy :										
3																	
			t moy :			t moy :											

