

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



Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département de Génie Civil

Thèse

En vue de l'obtention du
Diplôme de **Doctorat en Sciences**
Spécialité: **Génie civil**
Option: **Construction**

Présentée par:
Mr: **ALI BENYAHIA Khoudja**
Magister en Génie Civil

Thème

**Contrôle de la Qualité du Béton de Structures
par les Essais Non Destructifs**

Soutenue le 17 avril 2017 devant les membres de jury:

MM:

HARICHANE Zamila	Professeur, Université HB de Chlef	Présidente
MENADI Belkacem	Professeur, Université SD de Blida	Examineur
EZZIANE Karim	Professeur, Université HB de Chlef	Examineur
SBARTAI Zoubir Mehdi	MCF, HDR, Université de Bordeaux	Examineur
GHRICI Mohamed	Professeur, Université HB de Chlef	Rapporteur
KENAI Said	Professeur, Université SD de Blida	Co-Rapporteur
BREYSSE Denys	Professeur, Université de Bordeaux	Co-Rapporteur



Dédicaces

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

✚ *À ceux qui m'ont toujours soutenus, mes très*

chers et regrettés père et mère,

✚ *À mes chers frères et sœurs,*

✚ *À tout membre de ma 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, Professeur à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, Dr Saïd Kenai, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida et Dr Denys Breysse, Professeur à l'Université de Bordeaux, 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. J'ai l'honneur de bénéficier de leurs expériences scientifiques et de leurs rigueurs.

Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude au Dr Zamila Harichane, Professeur à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef pour avoir bien accepté de présider le jury d'examen.

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

Je voudrais aussi exprimer mes profonds remerciements au Dr Karim Ezziane, Professeur à l'Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, d'avoir donné un intérêt spécial à ce travail et accepté son examen.

Il m'est particulièrement agréable de remercier vivement Dr Zoubir Mehdi Sbartai, Maître de Conférences, HDR, à l'Université de Bordeaux, d'avoir accepté la tâche d'être examinateur de ce travail ainsi que pour leur aide précieuse durant toute la période de mon séjour scientifique au laboratoire I2M-GCE de Bordeaux.

J'exprime également mes remerciements aux responsables des bureaux d'études et des entreprises de réalisation des projets qui sont choisis pour l'établissement du programme expérimental de ce travail, et également à toute l'équipe du CNERIB 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 doctorants que j'ai rencontré au sein du laboratoire de Géomatériaux de l'Université de Chlef et de celui de l'Institut I2M-GCE de l'Université de Bordeaux. L'ambiance sympathique dans les équipes de ces laboratoires et l'esprit de travail en groupe constituent incontestablement l'une des clefs de l'aboutissement de ce travail.

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

ملخص

بالنسبة للمنشآت الخرسانية، وذلك لأسباب الترميم أو التعديل أو تغيير استخدام المبنى أو بعد فشل الهيكل أو الأضرار الناجمة عن الحريق، هناك حاجة متزايدة لتقييم مقاومة الخرسانة الهيكلية لإجراء تقدير أكثر دقة لقدرة الهيكلية. يمكن أن يتم تقييم مقاومة الخرسانة عن طريق فحص عينات جزرية مأخوذة مباشرة من الهيكل باعتبارها أفضل طريقة من حيث الدقة. ومع ذلك هذه الطريقة مكلفة وصعبة من الناحية التقنية في بعض الحالات و حتى مستحيلة في حالات أخرى، وكذلك يمكن أن تؤثر حتى على استقرار البناء. اللجوء إلى التقييم الغير الإتلافي لحالة الهياكل القائمة يقدم بديلا مهما من الناحية الاقتصادية أو التقنية على حد سواء. لإنجاز تقييم دقيق لخاصية معينة بواسطة الفحص الغير الإتلافي؛ لابد أن يكون هناك قدر ممكن من الإتقان الخاص لارتيابات التقييم. يعتبر اكتشاف وتصنيف وتقدير مصادر التغيرات و الارتيايات على مختلف المستويات مرحلة ضرورية و سابقة لإنشاء علاقات تربط بين قياسات الفحص الغير الإتلافي و قياسات خاصية الخرسانة محل البحث. في هذه الدراسة، تم تطبيق هذه الإستراتيجية على عينات الفحص المخبري وكذلك على مباني حقيقية. خصوصا تم تقييم تجاوب الفحص الغير الإتلافي و المقاومة مع تأثيرات عوامل الموقع، المعالجة و السن على مختلف المستويات.

التقييم الغير الإتلافي للخصائص الميكانيكية (مثل المقاومة) للخرسانة في البناية يتطلب المرور الإلزامي بمرحلة معايرة نموذج بين قياسات الفحص الغير الإتلافي والخصائص المقاسة. لإنشاء تقييم دقيق؛ فمن الضروري أن يكون هناك قدر ممكن من الإتقان الخاص لنوعية معايرة النماذج. كثيرا ما يكون توقف التحليل لنوعية دقة النماذج عند مرحلة المعايرة خاطئ و غير كاف. اختبار قدرة تنبؤ النموذج هي النقطة الحاسمة التي تسمح باختيار العدد الأمثل للعينات الجزرية (المستخدمة في المعايرة) لأجل تدقيق التقييم و كذلك باستعمال تقنية واحدة للفحص الغير الإتلافي أو الجمع بين تقنيتين. إذا لم يتم التوصل إلى هذا العدد الأمثل لأسباب سواء تقنية أو اقتصادية، فالخطر مرتفع للحصول على نماذج تقييم غير ناجعة. في مثل هذه الحالة التي لا تسمح إلا بعدد محدود من العينات الجزرية، يفرض إعادة النظر في أسلوب عملية المعايرة لضمان دائما نجاعة النماذج المعرفا. تقوم هذه الاستراتيجية على الاختيار الأحسن لمواقع العينات الجزرية لتغطية أكبر مجال ممكن للهيكل.

تعتمد الدراسة الحالية على حملة واسعة للفحص الغير الإتلافي (مقياس الصلادة و مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية) وكذلك على العينات الجزرية التي أجريت على عناصر هيكلية من الخرسانة. كما يسمح التحليل الإحصائي المعمق للمعطيات و لنجاعة النماذج بتحديد دور بعض العوامل مثل: عدد العينات الجزرية المستخدمة حين المعايرة للحصول على قدرة تنبؤ كافية للنموذج؛ تأثير الشكل الرياضي للنموذج على دقة التقييم وكذلك استعمال تقنية واحدة للفحص الغير الإتلافي أو الجمع بين تقنيتين. بالإضافة إلى ذلك، هذه الدراسة تسمح بتحديد أهمية الأخذ المشروط للعينات الجزرية مقارنة بالأخذ العشوائي؛ باستعمال طريقتين لقياسات الفحص الغير الإتلافي (منفصلة أو مجتمعة).

كلمات المفاتيح: خرسانة الهيكل؛ التقييم الغير الإتلافي، مقياس الصلادة، مقياس سرعة الموجات فوق الصوتية، الجمع بين

تقنيتين، التغيرات، المعايرة، التنبؤ، التحليل الإحصائي؛ الأخذ العشوائي، الأخذ المشروط.

Résumé

Pour les constructions en béton, et pour des raisons de rénovation, de modification ou changement d'usage de la construction ou après une défaillance de la structure ou dommages dus au feu, il y a de plus en plus une nécessité d'estimer la résistance du béton dans la structure pour une évaluation plus précise de la capacité structurale. L'estimation de la résistance du béton dans la structure peut se faire par le carottage qui est considéré comme la meilleure méthode en termes de précision. Cependant, cette méthode est coûteuse, techniquement difficile dans certains cas voire impossible dans d'autres, et peut nuire à la stabilité de la construction. Le recours à l'estimation non destructive de l'état des ouvrages existants présente une alternative intéressante tant au niveau économique que technique. Pour une estimation fiable d'une propriété donnée du béton via le CND, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière des incertitudes de l'estimation. La détection, le classement et la quantification des sources de variabilité et d'incertitude à différentes échelles sont considérés comme une étape préalable indispensable avant l'établissement des corrélations entre mesure CND et propriété recherchée du béton. Dans la présente étude, cette stratégie est appliquée à la fois à des éprouvettes de laboratoire et à des ouvrages in situ. En particulier, la réponse du CND et de résistance (en termes de moyenne et de variabilité) à l'effet de site, de cure et de l'âge a été quantifiée à différentes échelles.

L'estimation non destructive des propriétés mécaniques (ex : résistance) du béton dans une construction requiert un passage obligé par une étape de calibration de modèles entre les mesures CND et les propriétés mesurées. Pour une estimation fiable, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière de la qualité de calibration des modèles. Limiter l'analyse de la qualité de précision du modèle à l'étape de calibration est souvent trompeuse et insuffisante. Alors que le test de la capacité prédictive du modèle est un point crucial qui permettra de mieux choisir le nombre pertinent de carottes (utilisé pour la calibration) pour fiabiliser l'estimation et également de l'utilisation d'une seule technique de CND ou la combinaison de deux techniques. Si ce nombre pertinent de carottes n'est pas atteint pour des raisons techniques ou économiques, le risque est élevé d'obtenir des modèles d'estimation non pertinents. Dans cette situation où le nombre de carottes est limité, il impose de revoir la procédure de calibration pour veiller toujours à la pertinence du modèle identifié. Cette stratégie est basée sur l'optimisation de l'endroit convenable des carottes pour avoir autant que possible une couverture spatiale de la structure.

La présente étude s'appuie sur une large campagne d'auscultation (Rebond et Ultrason) et de carottages qui ont été réalisés sur des éléments de structure en béton armé. L'analyse statistique approfondie des données et de performance des modèles a permis de quantifier le rôle de certains facteurs tels que : le nombre de carottes utilisées lors de calibration pour avoir une capacité prédictive suffisante du modèle, l'influence de la forme mathématique du modèle sur la précision de l'estimation et l'utilisation d'une seule technique de CND ou la combinaison de deux techniques. En plus, Cette étude a permis de quantifier l'intérêt du carottage conditionnel par rapport au carottage aléatoire, en utilisant les deux stratégies de mesures CND (séparé et ou combiné).

Mots clés : Béton de structure, évaluation non destructive, Rebond, Ultrason, combinaison, variabilité, calibration, prédiction, analyse statistique, carottage aléatoire, carottage conditionnel.

Abstract

For the constructions, and of reasons of restoration, modification or change of use of construction or after a failure of the structure or damage due to fire, there is more a need for concrete strength assessment for a more precise evaluation of the structural capacity. The concrete strength assessment in the structure can be done by the coring which is regarded as the best method in terms of precision. However, this method is expensive, technically difficult in certain cases even impossible in others, and can harm the stability of construction. The recourse to the nondestructive estimate of the state of the existing structures presents an interesting alternative as well at the economic level as technical. For a reliable assessment of a given concrete property via the NDT, it is necessary to have as much as possible a particular maitrise of estimation uncertainties. The detection, the classification and the quantification of and the uncertainty variability sources on various scales are regarded as an essential preliminary stage before the establishment of the correlations between NDT measurement and required concrete property. In the present study, this strategy is both applied on site and on laboratory specimens. In particular, the NDT and strength response (in terms of average and variability) to the effect of site, cure and the age was quantified to various scales.

The nondestructive assessment of the mechanical properties (ex: strength) of the concrete in a construction requires an obliged passage by a stage of calibration of models between the NDT measurements and properties. For a reliable assessment, it is necessary to have as much as possible a particular maitrise of the calibration quality of models. To limit the analysis of the precision quality of the model at the stage of calibration is often misleading and insufficient. Whereas the predictive capacity test of the model is a crucial point which will make it possible to better choose the pertinent number of cores (used for the calibration) in order to have a reliable assessment and also to use only one technique of NDT or the combination of two techniques. If this pertinent number of cores is not reached for technical or economic reasons, the risk is high to obtain non pertinent assessment models. In this situation where the number of cores is limited, it forces to re-examine the procedure of calibration to always take care of the pertinence of the identified model. This strategy is based on the optimization of the suitable location of cores in order to have as much as possible a space cover of the structure.

The present study is based on a broad partner of sounding (Rebound and UPV) and coring which were carried out on concrete structural elements. The thorough statistical analysis of the

data and performance of the models can quantify the role of certain factors such as: the number of cores used during calibration to have a sufficient predictive capacity of the model, the influence of the mathematical form of the model on the assessment precision and the use of only one technique of NDT or the combination of two techniques. Moreover, this study made it possible to quantify the interest of the conditional coring compared to the random coring, by using the two strategies of NDT measurements (separated and or combined).

Key words: Concrete in structure, non-destructive assessment, Rebound, UPV, combination, variability, calibration, prediction, statistical analysis, random coring, conditional coring.

Table des Matières

Liste des Figures.....	VII
Liste des Tableaux.....	XII
Liste des abréviations	XIV

Introduction générale

Généralités.....	2
Objectifs	5
Plan des chapitres	5

Chapitre 1

Contrôle non destructif sur béton durci

1.1 Introduction	7
1.2 Utilité et avantages du CND.....	7
1.3 Implications du CND.....	9
1.4 Limites des essais non destructifs.....	10
1.5 Différents techniques CND	10
1.6 Rebond (marteau de rebondissement de Schmidt)	10
1.6.1 Principe fondamental.....	10
1.6.2 Description de l'appareil.....	11
1.6.3 Procédé de mesure	11
1.6.4 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement	13
1.6.4.1 Uniformité de la surface d'essai	13
1.6.4.2 Taille, forme et rigidité du spécimen	13
1.6.4.3 Age du béton	13
1.6.4.4 Degré d'humidité de la surface du béton.....	14
1.6.4.5 Nature et qualité des granulats	14
1.6.4.6 Type de ciment.....	15
1.6.4.7 Inclinaison de l'appareil.....	16

1.6.4.8	Carbonatation de la surface du béton.....	16
1.6.5	Modèles de corrélation entre la résistance et le Rebond.....	16
1.6.6	Avantages et limites des essais du Rebond.....	17
1.6.8	Normalisation de la méthodes du Rebond.....	18
1.7	Ultrason (Essai de la vitesse d'impulsion ultrasonique)	18
1.7.1	Introduction.....	18
1.7.2	Théorie de la propagation de l'impulsion à travers le béton	19
1.7.3	Principe fondamental	20
1.7.4	Description de l'appareil.....	20
1.7.5	Procédé de mesurage	21
1.7.6	Applications.....	23
1.7.6.1	Estimation de la résistance du béton.....	24
1.7.6.2	Mesure de la profondeur des fissures de surface	24
1.7.7	Facteurs affectant la vitesse ultrasonore	25
1.7.7.1	Type du ciment	26
1.7.7.2	Rapport : Eau - Ciment (E/C)	26
1.7.7.3	Taille, classe, type et dosage des granulats.....	26
1.7.7.4	Utilisation des adjuvants	27
1.7.7.5	Age du béton	28
1.7.7.6	Contact du transducteur	28
1.7.7.7	Température du béton	28
1.7.7.8	Humidité et conditions de cure du béton	28
1.7.7.9	Longueur de parcours.....	29
1.7.7.10	Taille et forme des spécimens.....	30
1.7.7.11	Efforts appliqués	31
1.7.7.12	Présence des armatures	31
1.7.8	Modèles de corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique	31
1.7.9	Avantages et limites.....	33
1.8	Méthode combinée des CND.....	33
1.8.1	Principe de la méthode.....	33
1.8.2	Avantages et limites.....	37
1.9	Carottage	37
1.9.1	Méthode d'essai.....	37
1.9.2	Paramètres influant sur la résistance des carottes.....	38

1.9.2.1	Caractéristiques du béton	38
1.9.2.2	Variables d'essai	39
1.10	Conclusion	40

Chapitre 2

Caractéristiques statistiques de l'estimation non destructive

2.1	Introduction	43
2.2	Structure existante et structure en cours de réalisation	43
2.3	Processus de l'estimation non destructive	44
2.4	Niveau de la qualité de mesurage	45
2.5	Résultat de mesure et résultat estimés	46
2.6	Erreurs du processus de l'estimation non destructive	48
2.6.1	Erreur de mesure	48
2.6.1.1	Incertitude	48
2.6.1.2	Variabilité	51
2.6.2	Variabilité du matériau à différentes échelles	52
2.6.2.1	Domaine d'investigation (DI)	52
2.6.2.2	Mesure d'essai (ME)	52
2.6.2.3	Résultat d'essai (RE)	53
2.6.2.4	Surface d'essai (SE)	53
2.6.2.5	Zone d'essai (ZE)	53
2.6.2.6	Processus de répartition aux différentes zones d'essai en cas d'un large domaine d'investigation	54
2.6.3	Erreur du modèle	56
2.6.3.1	Erreur d'identification	56
2.6.3.2	Erreur de prédiction	58
2.6.3.3	Pertinence des indicateurs statistiques	59
2.6.4	Contrôle statistique dans une structure	60
2.6.4.1	Taille des échantillons (nombre de carottes) pour l'estimation	61
2.6.4.2	Sélection de l'endroit d'échantillon (carotte)	61
2.7	Conclusion	62

Chapitre 3

Programme expérimental

3.1 Introduction	65
3.2 Présentation des projets étudiés.....	65
3.2.1 Béton de laboratoire « Situation 1 »	65
3.2.2 Béton de construction en cours de réalisation « Situation 2 »	66
3.2.3 Béton de construction existante « Situation 3 ».....	69
3.3 Protocole du CND	71
3.3.1 Essai sur éprouvettes.....	71
3.3.2 Essai sur carottes.....	72
3.3.2 Essai sur éléments d'ouvrage.....	74
3.4 Conclusion.....	75

Chapitre 4

Etude de la variabilité du CND à différentes échelles

4.1 Introduction	77
4.2 Description de différentes situations du béton pour notre étude	77
4.3 Analyse de la Relation : Résistance en fonction du CND pour différentes situations	78
4.3.1 Béton de laboratoire «Situation 1»	79
4.3.2 Béton de construction en cours de réalisation «Situation 2»	81
4.3.3 Béton de construction existante «Situation 3».....	86
4.4 Etude de la variabilité de la résistance et du CND à différentes échelles	89
4.4.1 Béton de laboratoire «Situation 1»	91
4.4.2 Béton de construction en cours de réalisation «Situation 2»	93
4.4.3 Béton de construction existante «Situation 3».....	98
4.4.4 Comparaison de variabilités entre différentes situations	102
4.5 Analyse de la variation de résistances et de CND à l'effet de site, de cure ou d'âge	103
4.5.1 Différence des résultats CND entre le site et le laboratoire «effet de site»	105
4.5.1.1 Effet de site en cas du béton de situation «2»	105
4.5.1.2 Effet de site en cas du béton de situation «3»	106
4.5.1.3 Sensibilité des CND à l'effet de site pour différentes situations	108
4.5.1.4 Effet de site sur la variabilité des CND à différentes situations	109

4.5.2	Effet de cure sur la variation des propriétés (résistance et CND).....	110
4.5.2.1	Effet de cure en cas des bétons de situation «1» et «2».....	110
4.5.2.2	Sensibilité des propriétés à l'effet de cure pour différentes situations	113
4.5.2.3	Effet de cure sur la variabilité des propriétés à différentes situations	115
4.5.3	Variation de résistances et de CND à l'effet de l'âge pour béton de situation «2».....	116
4.5.3.1	Effet de l'âge sur les propriétés (résistance et CND).....	116
4.5.3.2	Sensibilité des propriétés à l'effet de l'âge pour différents cas d'essai	116
4.5.3.3	Effet de l'âge sur la variabilité des propriétés pour différents cas d'essai.....	118
4.5.4	Récapitulatif de la variation de la résistance et du CND à l'effet de site, de cure et de l'âge pour béton de situation «2»	119
4.6	Conclusion.....	120

Chapitre 5

Analyse de la qualité de calibration des modèles

5.1	Introduction	123
5.2	Méthodologie de l'analyse de l'estimation de la résistance à partir des mesures CND.....	123
5.3	Différents procédés d'identification des modèles de conversion	124
5.4	Analyse des erreurs à différentes étapes du processus de l'estimation	125
5.5	Description du programme informatique pour l'analyse des procédés de l'estimation	126
5.6	Calibration d'un modèle spécifique avec carottage aléatoire.....	127
5.6.1	Analyse des erreurs d'identification et de prédiction en fonction du nombre N_C	129
5.6.1.1	Méthode de CND séparé.....	129
5.6.1.2	Méthode de CND combiné	132
5.6.2	Effet du nombre N_C sur l'efficacité des méthodes combinées (SonReb).....	133
5.6.2.1	Efficacité du SonReb à l'étape de calibration.....	134
5.6.2.2	Efficacité du SonReb à l'étape de prédiction.....	136
5.6.2.3	Pourcentage des modèles efficaces du SonReb à l'étape de prédiction.....	139
5.6.2.4	Contradiction entre indicateurs (RMSE et r^2) vis à vis l'efficacité du SonReb.....	140
5.6.3	Effet de la forme mathématique sur la précision des modèles	141
5.6.4	Relation entre les paramètres statistiques du modèle « trade-off »	143
5.6.5	Modèles de non-sens physique	146
5.6.6	Analyse de la relation entre RMSE de prédiction et les paramètres du modèle.....	148
5.7	Intérêt du carottage conditionnel par rapport au carottage prédéfini	150

5.7.1 Erreur de prédiction	152
5.7.2 Efficacité de la méthode combinée par rapport aux méthodes séparées	154
5.7.3 Dispersion du « trade-off »	155
5.7.4 Pourcentage d'échec des modèles de non-sens physique	156
5.8 Conclusion.....	157

Conclusions Générales et Recommandations

Conclusions générales	159
Recommandations	161
Références Bibliographiques	164

Liste des Figures

Fig. 1.1	Influence de la condition d'humidité de surface (appareil en position horizontale).....	14
Fig. 1.2	Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil vertical).	15
Fig. 1.3	Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation	15
Fig. 1.4	Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice du Rebond et la résistance du béton.....	16
Fig. 1.5	Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique	22
Fig. 1.6	Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface)	23
Fig. 1.7	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique.....	24
Fig. 1.8	Schéma pour la mesure de la profondeur "h" de la fissure de surface	25
Fig. 1.9	Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse - résistance)	27
Fig. 1.10	Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse ultrasonore	27
Fig. 1.11	Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse ultrasonore et la résistance	29
Fig. 1.12	Corrélation combinée entre la résistance et les mesures CND (indice du Rebond – vitesse ultrasonore).....	34
Fig. 1.13	Variation des résultats obtenus à la Figure 1.12.....	35
Fig. 1.14	Corrélation combinée entre la résistance, l'indice du Rebond et la vitesse ultrasonore pour un béton de référence	35
Fig. 1.15	Corrélation entre la résistance et la combinaison du Rebond et la vitesse ultrasonore	36
Fig. 2.1	Etapas principales du processus de l'estimation de la résistance du béton	45
Fig. 2.2	Distinction entre la résistance d'une carotte et la résistance vraie du béton in situ	47
Fig. 2.3	Distribution des valeurs mesurées par rapport à la valeur vraie	47
Fig. 2.4	Erreurs du processus de l'estimation non destructive	48
Fig. 2.5	Diagramme des paramètres influençant une mesure	49
Fig. 2.6	Répétabilité (dispersion) des mesures ME par rapport aux valeurs réelles	49
Fig. 2.7	Variabilité de mesure à différentes échelles	55

Fig. 2.8	Identification des paramètres du modèle par calibrage des modèles spécifique ou à priori	58
Fig. 2.9	Carottage prédéfini et carottage conditionnel	62
Fig. 3.1	Vues d'ensemble des trois projets	68
Fig. 3.2	Organigramme de la méthodologie du programme expérimental	68
Fig. 3.3	Vue générale de la construction existante : objet des essais	70
Fig. 3.4	Mesures CND sur éprouvettes	72
Fig. 3.5	Un ensemble des carottes avec surfaçage après leur écrasement	73
Fig. 3.6	Ecrasement d'une carotte	73
Fig. 3.7	Mesures CND sur éléments	74
Fig. 3.8	Carottage sur éléments d'une structure existante	75
Fig. 4.1	Relation entre résistance et CND établie sur deux cas d'essai (cube de cure humide «WC» et cube de cure sèche «SC») à différents âges	79
Fig. 4.2	Comparaison des coefficients r^2 des modèles mono et bi-variable pour différents cas d'essai («WC», «SC» et «WC+SC»)	81
Fig. 4.3	Relation entre résistance et CND établie sur deux cas d'essai (cubes de «WC» et de «SC») pour les trois projets (P1, P2 et P3) à différents âges	82
Fig. 4.4	Relation entre résistance et CND établie sur élément pour les trois projets (P1, P2 et P3) à différents âges	83
Fig. 4.5	Comparaison des coefficients r^2 des modèles mono et bi-variable pour les cas d'essai («WC», «SC», «WC+SC» et élément) de différents projets	85
Fig. 4.6	Croisement des résultats d'essai de résistance et de CND pour carottes et éléments ...	86
Fig. 4.7	Comparaison des coefficients r^2 des modèles de résistance mono et bi-variable pour différents cas d'essai (Élément «E», Carotte «C» et «E+C»)	87
Fig. 4.8	Mesures du Rebond vs mesures correspondantes de VU des carottes et des éléments	89
Fig. 4.9	Variabilité des mesures à différentes échelles (Vr1, Vr2 et Vr3) (exemple de trois gâchées dupliquées avec trois éprouvettes pour chacune).....	90
Fig. 4.10	Variabilité « Vr2 » dans les gâchées de chaque cas d'essai («WC» et de «SC») testé à différents âges	92
Fig. 4.11	Comparaison de la variabilité «Vr2» dans les gâchées entre les cas d'essai («WC» et «SC»).....	93
Fig. 4.12	Variabilité «Vr2» dans les gâchées de chaque cas d'essai («WC» et «SC») testés à différents âges pour chaque projet	94

Fig. 4.13	Variabilité « Vr3 » entre les gâchées de chaque cas d'essai («WC» et «SC») testés à différents âges pour chaque projet	95
Fig. 4.14	Variabilité «Vr2» dans les gâchées du cas d'essai (Elément «E») testé à différents âges pour chaque projet	96
Fig. 4.15	Variabilité «Vr3» entre les gâchées de cas d'essai (Elément «E») testé à différents âges pour chaque projet	97
Fig. 4.16	Comparaison entre les variabilités «Vr2» et «Vr3» des gâchées de chaque cas d'essai («WC», «SC» et «E») pour l'ensemble des projets	98
Fig. 4.17	Variabilité de la résistance «F» et du CND «R et V» dans des sous-ensembles d'éléments «zones de mesure» de chaque cas d'essai (Elément «E» et Carotte «C»)	100
Fig. 4.18	Variabilité Vr2 « échelle de courte distance » (Vr2 M: moyenne des Vr2) et Vr3 «échelle de longue distance» des mesures locales (19 éléments présentent 3 mesures).....	101
Fig. 4.19	Comparaison entre les variabilités «Vr2» et «Vr3» des mesures locales de CND «R, V» et de résistance «F» de chaque cas d'essai (Elément «E» et Carotte «C»).....	102
Fig. 4.20	Comparaison de variabilité «Vr2» de résistance et de CND entre les trois situations du béton pour différents cas d'essai (Elément «E» et Spécimen «P» «cube ou carotte»).....	102
Fig. 4.21	Comparaison de variabilité «Vr3» de résistance et de CND entre deux situations du béton (2 et3) pour différents cas d'essai (Elément «E» et Spécimen «P» «cube ou carotte»).....	103
Fig. 4.22	Répartition d'une gâchée en surfaces «SE» et en zones d'essai «ZE» pour le béton de situation 1.....	104
Fig. 4.23	Répartition d'une gâchée en surfaces «SE» et en zones d'essai «ZE» pour le béton de situation 2.....	104
Fig. 4.24	Répartition d'une surface d'essai «SE» dans la structure en SE d'élément et de carotte pour le béton de situation 3.....	105
Fig. 4.25	Comparaison entre CND (Rebond et VU) sur cube «SC» et sur élément «E» en cas de construction nouvelle	106
Fig. 4.26	Comparaison entre CND (Rebond et VU) sur carotte «C» et sur élément «E» en cas du béton de situation «3».....	107
Fig. 4.27	Sensibilité du CND (Rebond et VU) à l'effet de site (entre spécimen et élément) pour les bétons de situation «2» et «3»	109
Fig. 4.28	Sensibilité de l'écart type du CND (Rebond et VU) à l'effet de site (entre spécimen et élément) pour les bétons de situation «2» et «3».....	110

Fig. 4.29	Effet de cure sur la variation des mesures de résistance et de CND (Rebond et VU) en cas du béton de situation «1».....	111
Fig. 4.30	Effet de cure sur la variation des mesures de résistance et de CND (Rebond et VU) en cas du béton de situation «2».....	112
Fig. 4.31	Sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de cure pour les bétons de situation «1» et «2»	114
Fig. 4.32	Sensibilité de l'écart type de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de cure pour les bétons de situation «1» et «2».....	115
Fig. 4.33	Effet de l'âge sur l'évolution de la résistance et de CND (Rebond et VU) sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»).....	117
Fig. 4.34	Sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»).....	118
Fig. 4.35	Sensibilité de l'écart type de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»).....	119
Fig. 5.1	Organigramme du programme informatique pour l'analyse des procédés de l'estimation de la résistance	127
Fig. 5.2	Organigramme de la méthodologie de l'estimation de précision à l'étape d'identification et de prédiction d'un modèle spécifique avec carottage aléatoire	128
Fig. 5.3	RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour le Rebond .	130
Fig. 5.4	RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour la VU	131
Fig. 5.5	RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour CND combiné	133
Fig. 5.6	Comparaison de l'erreur RMSE de calibration (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C	134
Fig. 5.7	Comparaison du coefficient r^2 de calibration (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C	135
Fig. 5.8	Comparaison de l'erreur RMSE de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C	137
Fig. 5.9	Comparaison du coefficient r^2 de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C	138
Fig. 5.10	Pourcentage des modèles efficaces du CND combiné à l'étape de prédiction pour différents nombre N_C	140

Fig. 5.11	Pourcentage des modèles contradictoires entre RMSE et r^2 concernant l'efficacité du CND combiné à l'étape de prédiction pour différents nombre N_C	141
Fig. 5.12	Comparaison entre les RMSE prédictives (moyenne et écart type) des trois formes mathématiques en fonction du nombre N_C pour chaque technique de CND	142
Fig. 5.13	Effet du « trade-off » en fonction du nombre N_C	144
Fig. 5.14	Variation des paramètres du modèle (moyenne et écart type) en fonction du nombre N_C pour le Rebond (modèle puissance)	145
Fig. 5.15	Variation du CV des paramètres du modèle en fonction du nombre N_C pour le Rebond (modèle puissance).....	146
Fig. 5.16	Pourcentage d'échec des modèles en fonction du nombre N_C (calculé sur la base de 100 simulations) pour CND séparé et combiné	147
Fig. 5.17	Comparaison de la moyenne RMSE prédictive entre les modèles triés (MT) et les modèles non triés (MNT) en fonction du nombre N_C	148
Fig. 5.18	Relation entre RMSE prédictive et les paramètres du modèle en fonction du N_C pour la méthode du Rebond	149
Fig. 5.19	Organigramme de la méthodologie de l'estimation de la qualité de précision du modèle spécifique (calibration et prédiction) via le carottage conditionnel	151
Fig. 5.20	Comparaison des RMSE prédites entre les procédés du carottage aléatoire (R coring) et du carottage conditionnel (C coring) en fonction du N_C pour CND séparé et combiné	153
Fig. 5.21	Comparaison de RMSE de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C pour le carottage conditionnel (CC)	154
Fig. 5.22	Comparaison de la dispersion du trade-off entre le carottage conditionnel (CC) et le carottage aléatoire (RC) pour différents nombre N_C	155
Fig. 5.23	Comparaison des pourcentages d'échec des modèles entre carottage aléatoire (RC) et carottage conditionnel (CC) sur 100 simulations pour différents nombre N_C	156

Liste des Tableaux

Tableau 1.1	Différents modèles de scléromètre.....	11
Tableau 1.2	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression F (MPa) et le Rebond R.....	17
Tableau 1.3	Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion.....	20
Tableau 1.4	Correction de la vitesse ultrasonore due à la variation de la température	29
Tableau 1.5	Effet de dimension du spécimen sur la transmission de l'impulsion	30
Tableau 1.6	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance «F (MPa)» et la VU «V (km/s, *: m/s)».....	32
Tableau 1.7	Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance «F (MPa)» et les mesures CND (R, V (km/s)).....	36
Tableau 2.1	Précision ciblée du CND pour différents niveaux de la qualité de mesurage.....	46
Tableau 2.2	Répétabilité (écart type et CV) dans les résultats d'essai du Rebond	50
Tableau 2.3	Répétabilité (coefficient de variation) dans les résultats d'essai de VU	51
Tableau 2.4	Différentes échelles du matériau et résultats correspondants	52
Tableau 3.1	Formulation des différents bétons étudiés	66
Tableau 3.2	Formulations préconisées pour les différents bétons étudiés.....	67
Tableau 3.3	Répartition du nombre d'éléments et d'éprouvettes	69
Tableau 3.4	Répartition du nombre d'éléments et de carottes.....	70
Tableau 4.1	Description de différentes situations du béton pour notre étude.....	78
Tableau 4.2	Expressions mathématiques des relations entre résistance et CND.....	80
Tableau 4.3	Fonctions des modèles (résistances contre CND) établies pour les trois projets (1, 2 et 3).....	84
Tableau 4.4	Différentes formes mathématiques des modèles de résistance établis sur les cas d'essai (Elément «E», Carotte «C» et «E+C») pour CND séparé et combiné.....	88
Tableau 4.5	Modèles mathématiques de concordance entre Rebond et VU établies sur les cas d'essai Elément «E», Carotte «C» et «E+C»).....	89
Tableau 4.6	Variabilité des données des sous-ensembles d'éléments de la structure	99
Tableau 4.7	Récapitulatif de la sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) (moyenne et écarts type) à l'effet de site, de cure et de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E») pour béton de situation «2».....	120
Tableau 5.1	Différents procédés d'identification des modèles de conversion	125

Tableau 5.2	Erreurs à différentes étapes du processus de l'estimation de la résistance	126
Tableau 5.3	Comparaison de RMSE et r^2 de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C	136
Tableau 5.4	Différents procédés de classement et de partition des mesures CND pour carottage conditionnel.....	150

Liste des Abréviations

C	: carotte
CC	: carottage conditionnel
CND	: contrôle non destructive
CV	: coefficient de variation
DI	: domaine d'investigation
E	: élément
F	: résistance à la compression
ME	: mesure d'essai
MNT	: modèles non triés (cas où le tri des modèles de sens physique n'est pas encore fait)
MT	: modèles triés (cas dont les modèles de non-sens physique ont été supprimés)
N	: nombre total de la population
N_C	: nombre de carottes
PE	: point d'essai
R	: Rebond
r²	: coefficient de détermination
RC	: carottage aléatoire
RE	: résultat d'essai
RMSE	: erreur quadratique moyenne
Sb	: sensibilité
SD	: écart type
SC	: cube de cure sèche
SE	: surface d'essai
Vr	: variabilité
VU	: vitesse ultrasonore
WC	: cube de cure humide
ZE	: zone d'essai

Introduction Générale

Généralités

Habituellement, le test le plus utilisé pour estimer la résistance du béton dans une structure et assurer sa qualité est l'écrasement des éprouvettes cubiques ou cylindriques prélevées du béton frais. La résistance à l'écrasement des éprouvettes est utilisée comme résistance de calcul pour dimensionner la structure. Ce test présente divers inconvénients et limites de par sa nature destructive et du fait que les éprouvettes ne sont pas tout à fait représentatives du béton dans la structure. A titre d'exemple, les effets de mise en place, de serrage et de cure ne sont pas pris en considération. En plus, ces essais ne sont pas suffisants dans le cas où une estimation de la résistance réelle sur site s'avère nécessaire. L'estimation de la résistance du béton dans une construction en cours de réalisation est indispensable pour effectuer au jeune âge des opérations critiques de construction, telles que le décoffrage, la post-tension ou l'arrêt de cure. Pour effectuer ces opérations [ACI 228.1R \(2003\)](#) exige une résistance au jeune âge du béton in situ d'au moins 75% de la résistance caractéristique. De même dans les constructions existantes, pour des raisons de rénovation, de modification ou changement d'usage ou après un incendie ou séisme, il y a une nécessité d'estimer la résistance du béton dans la structure pour une évaluation précise de la capacité structurale ([ACI 228.1R, 2003](#)).

L'estimation de la résistance du béton dans la structure peut se faire par l'extraction des carottes directement de la structure qui est considérée comme la meilleure méthode en termes de précision de l'estimation, mais cette méthode est coûteuse et elle n'est pas toujours permise par les maitres d'ouvrages du fait que les structures examinées peuvent subir des dégradations. En conséquence, les essais de contrôle non destructif (CND) sont venus remédier en partie à ces inconvénients d'une part, et d'autre part offrent une méthode rapide, peu coûteuse et reproductible. Les techniques CND permettent d'acquérir de multiples données qui offrent un intérêt incomparable pour la caractérisation de la variabilité du béton à différentes échelles soit en laboratoire ou dans l'ouvrage à n'importe quel âge et dans n'importe quel endroit. ([Breysse et Lataste, 2009](#)).

Plusieurs modèles proposés dans la littérature peuvent être utilisés pour estimer la résistance du béton sur site à partir des tests CND effectués sur la structure. De même, les fabricants fournissent souvent avec leur matériel CND des modèles sous forme graphiques ou d'équations qui relient la propriété mesurée par le dispositif à la résistance des éprouvettes du béton standard. Cependant, ces modèles ne représentent pas exactement le béton spécifique examiné. Ces modèles ne devraient pas être utilisés pour estimer la résistance du béton in situ sauf sur un

béton semblable à celui étant étudié (ACI 228.1R, 2003), ou dans un certain contexte très spécifique quand le carottage est impossible. Ceci montre la nécessité d'établir de nouveau modèle pour chaque situation différente, car chaque modèle est seulement valide dans le domaine où il a été établi (Pucinotti, 2015).

Des essais non destructifs (CND) peuvent être utilisés en conjonction avec les essais destructifs (CD) dans l'objectif à améliorer la qualité de l'estimation de la résistance du béton sur site d'un côté et à abaisser les coûts d'un autre côté (Pucinotti, 2015). Pour une estimation fiable de la résistance du béton via le CND, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière des incertitudes de mesure qui ont pour origine : **(a)** la précision et la répétabilité du processus de mesure en un point donné du matériau (bruit), **(b)** la variabilité du matériau à différentes échelles (courte et longue distance) (signal) : à l'intérieur d'un volume supposé homogène (du fait de sa microstructure composite), entre les différentes éprouvettes et les différents éléments d'ouvrages d'une même composition (issues d'une même gâchée ou de deux gâchées successives) (Breysse et al., 2007 ; Breysse et al., 2008). La détection, le classement et la quantification des sources de variabilité et d'incertitude à différentes échelles sont considérés comme une étape préalable indispensable avant l'établissement des corrélations entre mesure CND et propriété recherchée. L'identification des niveaux de l'incertitude peut être attachée aux modèles de calibration pour améliorer la qualité de l'estimation de la propriété recherchée à partir des mesures CND (Breysse et al., 2008; Breysse et Lataste, 2009).

Une présentation a été établie sur quelques comportements du CND en termes de moyenne et d'écart type vis-à-vis les effets de site, de la cure et de l'âge. Une maîtrise des comportements du CND requiert de recourir à des techniques CND adaptées et sensibles à la variation des propriétés étudiées des matériaux afin d'évaluer la résistance via le CND d'une manière plus précise (Breysse et Lataste, 2009).

L'estimation non destructive de la résistance mécanique du béton dans une construction requiert un passage obligé par une étape de calibration de modèles entre les mesures CND et les propriétés mesurées. Pour une estimation fiable, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière de la qualité de calibration et de l'incertitude liée au modèle choisi qui ne peut qu'être une approche de la relation réelle entre une propriété et une mesure CND. Les sources de l'incertitude de calibration des modèles dépendent de plusieurs facteurs : **(a)** Le nombre de données (échantillons) utilisé lors du procédé d'étalonnage, **(b)** La qualité des mesures et le choix des techniques CND, **(c)** La plage de variation de la résistance pour

l'ensemble de données à partir de laquelle le modèle a été établi, **(d)** La pertinence du modèle mathématique, **(e)** L'existence de facteurs non contrôlés qui peuvent influencer les mesures et / ou la calibration (Breyse et Martinez-Fernandez, 2014). Si ces facteurs sont bien connus, l'analyse de leurs effets reste le plus souvent qualitative ou s'appuie sur des données issues de campagnes de laboratoire ou synthétiques. Notre travail vise à identifier le poids de ces facteurs en situation réelle.

Pour une calibration, le nombre élevé de données, fournit souvent beaucoup plus d'information supplémentaire, mais pratiquement d'autres considérations limitent autant que possible ce nombre. La principale est que le carottage peut être techniquement difficile dans certains cas voire impossible dans d'autres, et peut nuire à la stabilité de la construction. Le second est évidemment économique, car le nombre de carottes augmente considérablement le coût de l'essai. En tenant compte de ces contraintes, et pour établir une corrélation de résistance du béton dans une construction existante via les mesures CND, il est recommandé que le nombre de test destructif soit minimum autant que possible. Certains experts ont basé sur un nombre très limité de carottes « N_C » (échantillons), jusqu'à $N_C = 3$ (Breyse et Martinez-Fernandez, 2014). Par contre, la norme EN 13791 (2007) exige au moins 18 paires de données : 18 carottes et 18 mesures non destructives, couvrant toute la plage du béton à examiner. Chaque paire de données doit être exécutée sur la même surface d'essai. De même, ACI 228.1R (2003) exige six à neuf surfaces d'essai qui devraient être choisies pour le carottage et les mesures non destructives. Dans chaque surface, au minimum deux carottes et dix mesures du Rebond devraient être exécutées. Les valeurs moyennes ainsi déterminées représentent la résistance in situ et l'indice du Rebond propres à chaque surface d'essai.

Afin d'analyser la qualité de l'estimation non destructive de la résistance du béton, la présente étude s'appuie sur une large campagne d'auscultation (Rebond et Ultrason) et de carottages qui ont été réalisés sur des éléments de structure en béton (poteaux et poutres) d'une construction existante. Environ 205 triplets de données (205 mesures de résistances de carottes et 205 mesures de CND) ayant fait l'objet pour réaliser cette étude. L'analyse statistique approfondie des données et de performance des modèles dans cette étude a permis de quantifier le rôle de facteurs tels que: le nombre de carottes utilisées pour la calibration, la forme du modèle mathématique, l'utilisation d'une seule technique de CND ou la combinaison de deux techniques et le procédés de calibration.

Objectifs

L'objectif principal de la thèse est de proposer une analyse approfondie des modèles de contrôle non destructif CND pour non seulement estimer la résistance du béton dans la structure, mais aussi pour estimer et caractériser la qualité de cet estimation. Pour une estimation fiable d'une propriété donnée du béton à partir des mesures CND, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière des incertitudes de mesure, des sources de variabilité à différentes échelles et de la qualité de calibration des modèles. Ceci nécessite le développement de modèles empiriques sous forme mathématiques ou graphiques reliant les mesures non destructives réalisées sur site et les caractéristiques du béton dans la structure. Afin d'augmenter la performance de ces modèles, les résultats sont analysés avec des approches statistiques exhaustives. En outre, ces méthodes ont été développées sur des cas d'études de chantiers Algériens et par conséquent sur des bétons à base des matériaux locaux et reflétant fidèlement l'environnement, les conditions et les pratiques de mise en œuvre des bétons aux chantiers locaux.

Plan des chapitres

Après avoir présenté une introduction générale montrant la problématique et l'objectif visé, nous abordons ensuite une étude bibliographique qui est subdivisée en deux chapitres:

- le premier chapitre concerne le contrôle non destructif sur béton durci et son intérêt pour tester la qualité du béton,
- le deuxième chapitre comporte une synthèse bibliographique sur les caractéristiques statistiques du processus de l'estimation non destructive de la résistance du béton sur site.

Dans le troisième chapitre on s'intéresse à la partie expérimentale décrivant les différents projets étudiés ainsi que la nature des matériaux utilisés et le protocole des essais effectués. La présentation et l'analyse des résultats obtenus sont abordées en deux chapitres (quatrième et cinquième). Le quatrième chapitre traite la variation et la variabilité du CND à différentes échelles. Ensuite, une analyse de la qualité de calibration des modèles sur un cas d'études réel constitue le cinquième chapitre. Enfin, on termine par la présentation des conclusions générales et quelques recommandations pour des futurs travaux.

Chapitre 1

*Contrôle non destructif
sur béton durci*

1.1 Introduction

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

- méthodes pour l'évaluation de la résistance du béton;
- méthodes pour l'évaluation des propriétés autres que la résistance (composition, qualité, indicateurs 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 :

- les essais destructifs sont menés sur des échantillons de bétons. Ces échantillons soit sont prélevés du béton frais lors du coulage de l'ouvrage (éprouvettes), soit sont extraits directement d'une construction existante (carottes). 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. Cependant, les mesures CND étant indirectes et l'interprétation des résultats n'est pas toujours aisée: problèmes d'étalonnage des appareils, l'imperfection de la mise en œuvre et de l'hétérogénéité du matériau.

1.2 Utilité et avantages du CND

Le CND 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 ([Benouis et al., 2007](#)).

Le contrôle de la résistance à la compression du béton est habituellement déterminé par les essais destructifs sur des spécimens standards 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 les résultats d'essai ne sont obtenus qu'après un délai ([Evangelista et al., 2003](#) ; [Celaya et al., 2009](#)).

Pour mesurer la résistance du béton dans une structure, elle est habituellement déterminée par les essais destructifs sur des carottes prélevées directement de la structure. Ce procédé de carottage a l'avantage de fournir des données mécaniques, physiques ou chimiques qui sont directement exploitables. Cependant, les grandeurs issues de mesures sur carottes sont locales: elles ne peuvent être généralisées sans hypothèses supplémentaires pour une évaluation globale et pertinente à grande échelle de l'ouvrage ausculté. 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) (Lataste, 2002). 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 (Celaya et al., 2009).

Les limitations liées aux prélèvements de carottes, à la fois pratiques et analytiques, justifient l'intérêt du recours aux techniques de CND pour l'auscultation des ouvrages réels. Alors, 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 (Qasrawi, 2000). 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 d'un ouvrage, dans le cadre de contrôles d'ouvrages neufs ou en construction et comme de diagnostic d'état d'ouvrages anciens. Les essais CND fournissent des données et peuvent estimer les propriétés du béton réel dans l'ouvrage que les essais standard ne peuvent fournir, et sont d'un grand intérêt 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 (Feidman, 2005).

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 (Khan, 2002). 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 (Lorenzi et al., 2009; Balayssac et al., 2009).

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 (Benouis et al., 2007).

1.3 Implications du CND

Les essais CND 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. 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 CND engendre un gain de temps et par conséquent la collecte 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 (Stergiopoulou, 2006).

Le contrôle CND est une option à considérer dans l'étude du béton in situ pour déterminer (Khan, 2002) :

- 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.

1.4 Limites des essais non destructifs

Le principal désavantage des essais CND 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 (Benouis et al., 2007). Les essais non destructifs donnent des mesures indirectes (le Rebond, la vitesse d'impulsion ultrasonique,...) qui ne sont pas reliées directement aux propriétés des bétons (Breysse et al., 2011). 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 dû aux problèmes de précision des techniques d'application, d'étalonnage des appareils et de l'hétérogénéité du matériau (Balayssac et al., 2009; Feidman, 2005).

1.5 Différents techniques CND

Il existe une très grande variété de méthodes non destructives permettant d'évaluer de nombreuses caractéristiques du béton (propriétés mécaniques, humidité, perméabilité, absorption, etc.). Les techniques de CND : le scléromètre et l'ultrason sont les plus couramment choisis pour l'estimation non destructive de la résistance du béton (Breysse, 2012). Dans cette partie, l'étude bibliographique des essais CND est limitée à ces deux techniques.

1.6 Rebond (marteau de rebondissement de Schmidt)

1.6.1 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 (Khan, 2002).

1.6.2 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 1.1](#).

Tableau 1.1 – Différents modèles de scléromètre ([Sakhraoui et Mouffok, 2009](#))

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

Le scléromètre le plus adapté au béton ordinaire est le marteau de rebondissement de Schmidt de modèle N. Il pèse environ 1.8 kg et convient aux essais en laboratoire comme aux essais sur chantier. 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 ([Khan, 2002](#)). Une enclume de calibrage en acier permettant le calibrage du marteau, caractérisée par une dureté minimale de 52 HRC, une masse de (16 ± 1) kg, et un diamètre approximatif de 150 mm.

1.6.3 Procédé de mesurage

Avant de procéder à une série d'essais sur une surface de béton, des relevés sur l'enclume de calibrage doivent être effectués et enregistrés, puis vérifiés afin de s'assurer que les résultats obtenus sont compris dans la gamme de valeurs recommandées par le fabricant. Dans le cas contraire, il doit être procédé au nettoyage et au réglage du scléromètre. De même, après la réalisation des essais, des relevés doivent être effectués au moyen de l'enclume de calibrage, puis enregistrés et comparés aux valeurs relevées avant essai. En cas de différence, il doit être procédé au nettoyage et au calibrage du scléromètre, puis au renouvellement de la série d'essais ([EN 12504-2, 2003](#)).

Pour préparer l'instrument à l'essai, Le marteau doit être actionné au moins trois fois avant de procéder à la lecture d'une série de résultats, afin de s'assurer d'un fonctionnement correct. 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 sur une surface limitée (surface d'essai) et de trouver leur valeur médiane exprimée sous forme de nombre entier (EN 12504-2, 2003 ; Qasrawi, 2000). En éliminant les lectures différentes de la valeur médiane de plus de six unités et ensuite on détermine la médiane 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 le béton testé une surface d'essai 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 (EN 12504-2, 2003; ASTM C805, 2002).

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 (EN 12504-2, 2003; ASTM C805, 2002). La surface à essayer doit être lisse, propre et sèche. Si la surface est rugueuse, il devrait être lissé par ponçage avec une pierre abrasive. Toute trace d'humidité constatée à la surface, peinture ou enduit adhérent susceptible de fausser les mesures doivent être éliminées. 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 (ASTM C805, 2002; Bungey et al., 2006). 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 (EN 12504-2, 2003; ASTM C805, 2002).

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 (EN 12504-2, 2003).

1.6.4 Facteurs influençant la mesure de l'indice de rebondissement

Plusieurs facteurs autres que la résistance du béton affectent la mesure de l'indice du Rebond et par conséquent ces facteurs influent aussi sur la corrélation du Rebond avec la résistance à la compression.

1.6.4.1 Uniformité de la surface d'essai

Cette technique 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 (Bungey et al., 2006). L'effet du coffrage sur la dureté de la surface du béton est significatif. Par conséquent, pour chaque type de coffrage (métal ou bois), une courbe de corrélation doit être proposée plutôt qu'une seule courbe pour les deux types (Hobbs et Kebir, 2007). 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 basées sur des surfaces semblables, puisque des erreurs considérables peuvent résulter de cette cause (Bungey et al., 2006).

1.6.4.2 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 tous les cas, l'élément à tester doit être rigidement tenu ou soutenu par une masse lourde (Khan, 2002). 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.

1.6.4.3 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 (Khan, 2002).

1.6.4.4 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 du Rebond sur une surface humide peut mener à une sous-estimation de résistance jusqu'à 20% comme la montre la **Figure 1.1**. Il est recommandé que les mesures du Rebond 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 (Bungey et al., 2006).

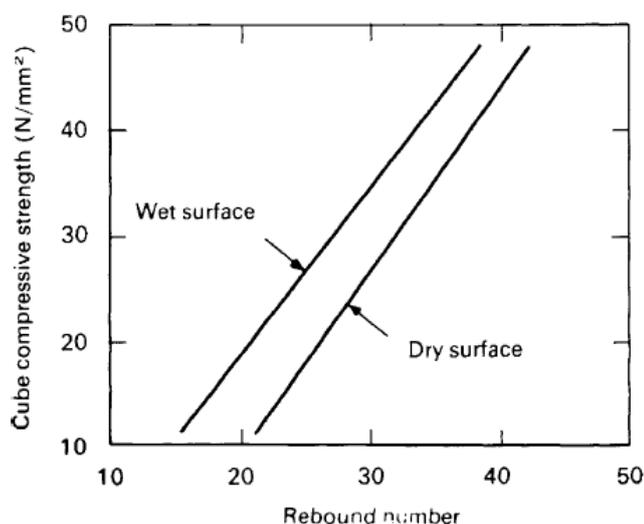


Fig. 1.1 – Influence de la condition d'humidité de surface (appareil en position horizontale) (Bungey et al., 2006)

1.6.4.5 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 (Rebond – résistance) différente selon leur nature et leur provenance. La **Figure 1.2** montre la différence considérable qui peut se produire entre les courbes de corrélation développées pour différents types des granulats (Bungey et al., 2006). Bien que le même type des granulats soit employé dans le mélange du béton, la courbe de corrélation peut être différente si la provenance des granulats est différente. Un exemple est montré dans la **Figure 1.3**, là où des courbes de corrélation sont tracées pour quatre types de granulats (Khan, 2002).

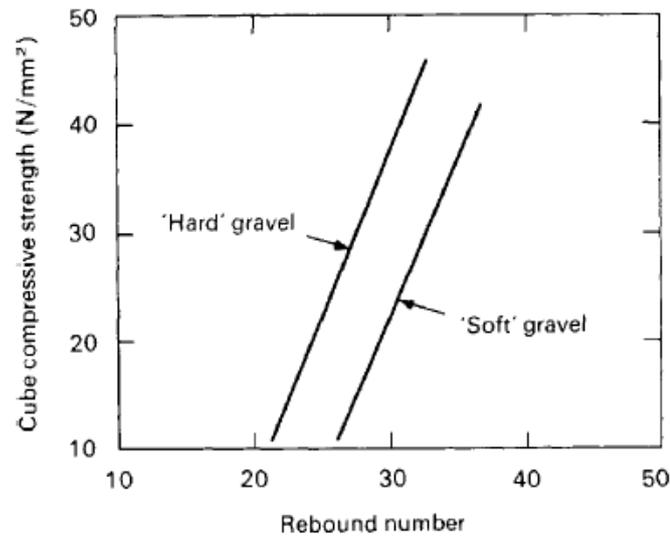


Fig. 1.2 – Comparaison entre gravier dur et gravier doux (appareil en position verticale) (Bungey et al., 2006)

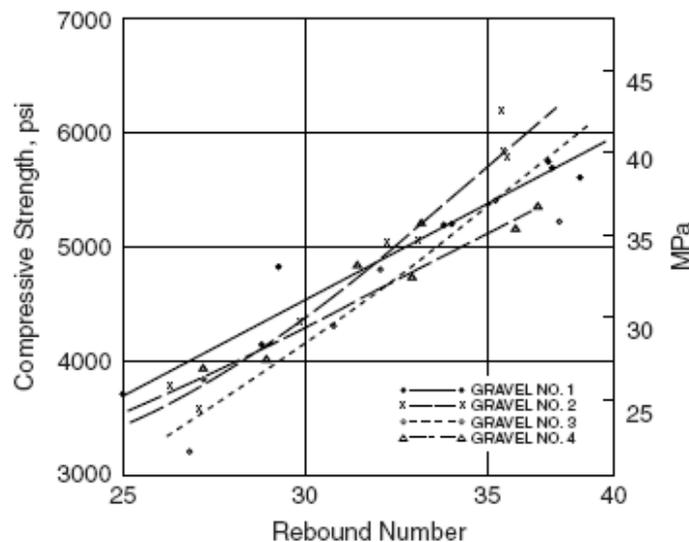


Fig. 1.3 – Effet de différentes provenances du gravier sur les courbes de corrélation (Khan, 2002)

1.6.4.6 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% (Bungey et al., 2006). 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 (Khan, 2002).

1.6.4.7 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. 1.4). L'indice du Rebond relatif des surfaces supérieures (-90°) est plus petit que celui des surfaces inférieures d'un même plancher ($+90^\circ$), ainsi que les surfaces inclinées ou verticales donneraient des résultats intermédiaires (Khan, 2002).

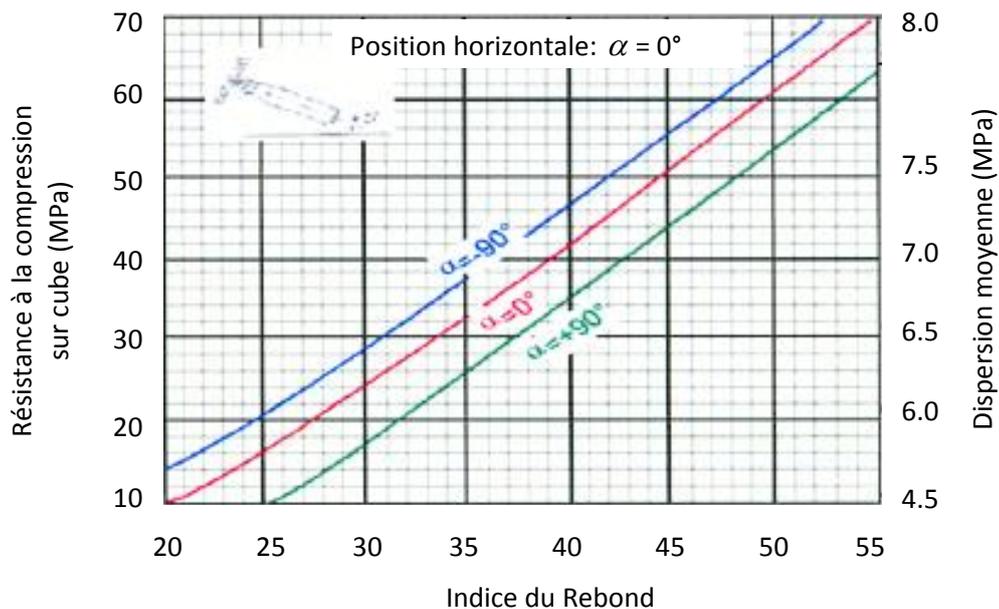


Fig. 1.4 – Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice du Rebond et la résistance du béton (CONTROLS, 2000)

1.6.4.8 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 Rebonds peuvent être jusqu'à 50% plus élevés que ceux obtenus sur une surface du béton non carbonaté (Khan, 2002). 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 (Bungey et al., 2006).

1.6.5 Modèles de corrélation entre la résistance et le Rebond

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 le Rebond

correspondant. Cependant, ce rapport reliant la résistance avec le Rebond 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 (Idrissou, 2006). Alors, plusieurs modèles de corrélation ont été proposés par différents chercheurs comme le montre le **Tableau 1.2**.

Tableau 1.2 – Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression F (MPa) et le Rebond R

Auteurs	Fonctions de régression	Plage de résistance (MPa)	Spécimens	Références
Ravindrajah et al. (1988)	$F = 7.25e^{0.08 R}$	15.0 – 75.0	Cube 100mm	Evangelista et al., 2003
Almeida (1993)	$F = 1.0407 R^{1.155}$	40.1- 120.3	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Gonçalves (1995)	$F = 1.73 R - 34.3$	18.0 – 42.0	Carotte 70mmx70mm	Evangelista et al., 2003
Pascale et al. (2000)	$F = 0.000135 R^{3.4424}$	30.0 – 150.0	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Qasrawi (2000)	$F = 1.353 R - 17.393$	6.0 – 42.0	Cube 150mm	Qasrawi, 2000
Soshiroda et Voraputh (1999)	$F_{28} = 161 R_3 - 137$ $F_{28} = 147 R_{28} - 16.85$	20.0 – 65.0	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Soshiroda et al. (2006)	$F_{28} = 1.846 R_3 - 10.583$ $F_{28} = 1.630 R_7 - 11.107$ $F_{28} = 1.623 R_{28} - 20.547$	12.45 – 96.2	Cube 150mm	Soshiroda et al., 2006
Lima et Silva (2000)	$F = 0.0501 R^{1.8428}$	25.1 – 33.1	Cylindre	Evangelista et al., 2003
Hobbs et Kebir (2007)	$F = 2.168 R - 27.747$	20.0 – 49.0	Cube 150mm	Hobbs et Kebir, 2007
Proceq-Digi Schimdt	$F_7 = 1.4553 R_7 - 22.817$ $F_{14-56} = 1.398 R_{14-56} - 20.17$	25.1 – 33.1	Cube 200mm	Evangelista et al., 2003

1.6.6 Avantages et limites des essais du Rebond

Le Rebond 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 (Feidman, 2005).

Il est clair que Rebond 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 (Qasrawi, 2000). 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 (Malhotra et Carino, 2004).

1.6.7 Normalisation de la méthode du Rebond

La méthode du Rebond 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 C805 « Méthode d'essai standard pour le Rebond du béton durci » (ASTM C805, 2002) a été publiée pour la première fois en 1975 comme une méthode d'essai provisoire et adopté en 1979 comme méthode d'essai standard. La norme européenne EN 12504-2 (2003) spécifie une méthode permettant de déterminer le Rebond 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 (2002).

1.7 Ultrason (Essai de la vitesse d'impulsion ultrasonore)

1.7.1 Introduction

La méthode de la vitesse ultrasonore 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 (Naik et al., 2004).

1.7.2 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 (1.1). Pour un solide donné les ondes de compression peuvent avoir la vitesse la plus élevée, alors que les ondes de surface ont 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 (1.1) (Naik et al., 2004).

$$V = \sqrt{\frac{K.E}{\rho}} \dots\dots\dots (\text{Eq. 1.1})$$

Où:

V: vitesse des ondes de compression;

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

E: module dynamique d'élasticité;

ρ : densité;

μ : coefficient dynamique de Poisson.

Pendant l'essai, le temps de propagation d'une impulsion ultrasonore traversant le béton est enregistré et la vitesse va être calculée par l'équation (1.2) (Qasrawi, 2000 ; EN 12504-4, 2005).

$$V = \frac{L}{T} \dots\dots\dots (\text{Eq. 1.2})$$

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).

1.7.3 Principe fondamental

Cet essai est une méthode de détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores 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 1.3 \(Feidman, 2005\)](#).

Tableau 1.3 – Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion

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

1.7.4 Description de l'appareil

L'appareillage est constitué d'un générateur d'impulsion électrique, 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 ([EN 12504-4, 2005](#)). 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 ([Naik et al., 2004](#)).

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 (Naik et al., 2004 ; EN 12504-4, 2005).

1.7.5 Procédé de mesurage

L'opération est relativement simple mais exige un grand soin afin d'obtenir des résultats fiables. Avant de procéder aux essais à l'ultrason, il faut prendre soin de vérifier toujours le bon fonctionnement par étalonnage de l'appareil en utilisant le barreau de calibrage.

Lors d'essai, il faut 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 ré-application des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, avec une attention spéciale à l'élimination de n'importe quelle autre source de vibration, même de manière légère, pendant l'essai (Bungey et al., 2006; EN 12504-4, 2005 ; ASTM C597, 2003).

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 (EN 12504-4, 2005 ; ASTM C597, 2003).

Il y a trois configurations possibles dans lesquelles les transducteurs peuvent être arrangés, comme représenté à la **Figure 1.5**:

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

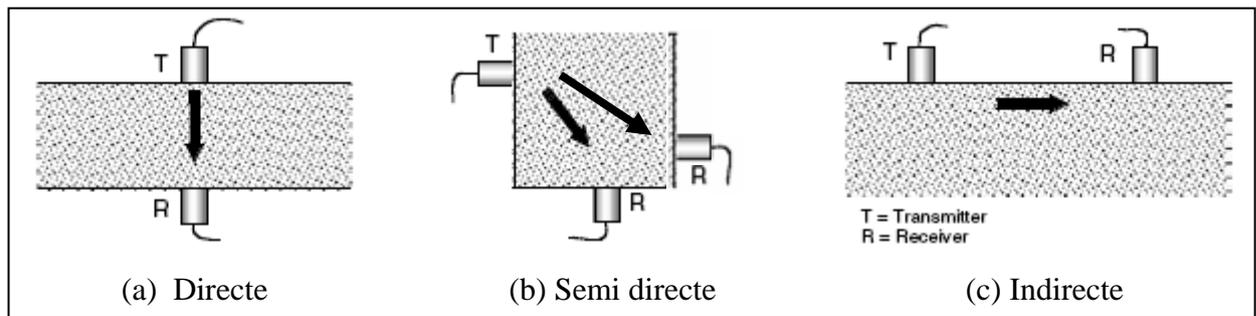


Fig. 1.5 – Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonore (Naik et al., 2004)

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. 1.6). 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 (EN 12504-4, 2005).

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 (Bungey et al., 2006).

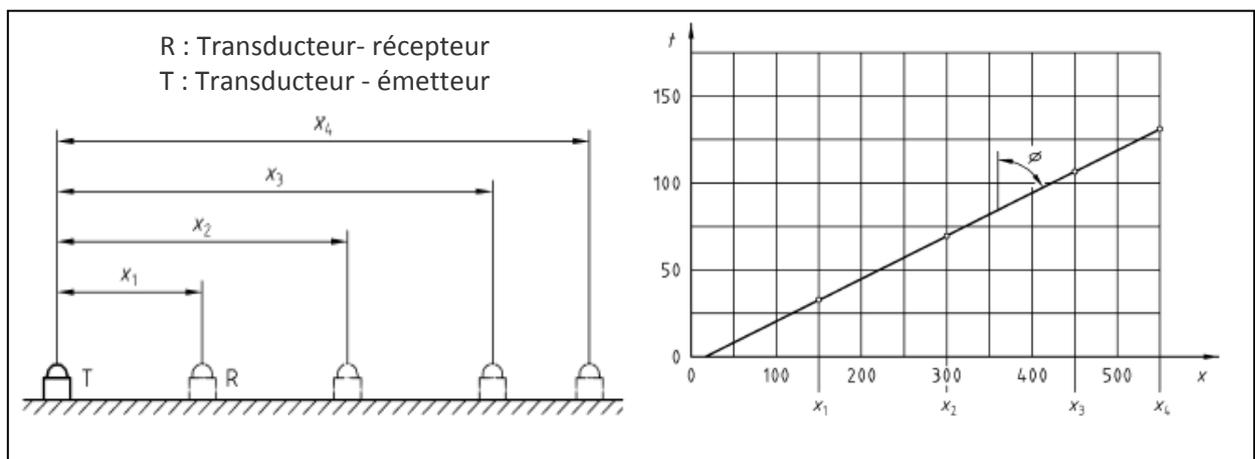


Fig. 1.6 – Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface) (EN 12504-4, 2005)

1.7.6 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 dégradation du béton in situ (Naik et al., 2004). 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 coefficient de Poisson.

1.7.6.1 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. 1.7). 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 (Naik et al., 2004).

Plusieurs organismes de normalisation tels que : EN 13791 (2007) et ACI 228.1R (2003) ont fourni des recommandations pratiques afin de développer des corrélations entre les vitesses d'impulsion et les résistances à la compression.

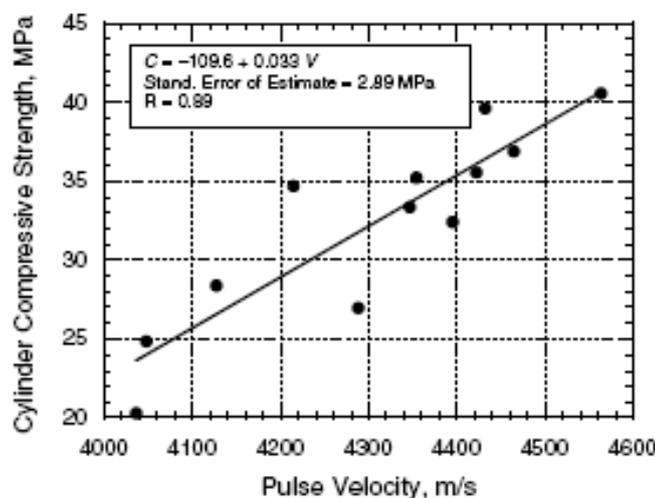


Fig. 1.7 – Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonore (Naik et al., 2004)

1.7.6.2 Mesure de la profondeur des fissures de surface

La technique de la vitesse d'impulsion a été étudiée par divers chercheurs. L'impulsion ultrasonore 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 (1.3) et illustrée dans la Figure 1.8 (Naik et al., 2004).

$$h = \frac{X}{T_2} \sqrt{T_1^2 - T_2^2} \dots\dots\dots(\text{Eq. 1.3})$$

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

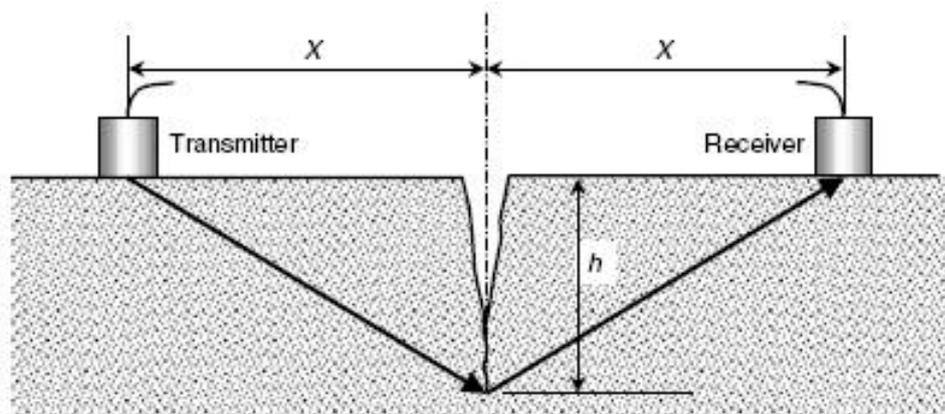


Fig. 1.8 – Schéma pour la mesure de la profondeur “h” de la fissure de surface (Naik et al., 2004)

Pour que l'équation (1.3) 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 (Naik et al., 2004).

1.7.7 Facteurs affectant la vitesse ultrasonore

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:

1.7.7.1 Type du ciment

Jones (1954) 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 (1969) ont montré que la résistance correspondante à une certaine valeur de 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.

1.7.7.2 Rapport : Eau - Ciment (E/C)

Kaplan (1959) a étudié l'effet du rapport E/C sur la vitesse de l'impulsion. Il a montré qu'il y a une diminution de résistance à la compression et également la vitesse de l'impulsion correspondante tant que le rapport E/C augmente, pour la même composition du béton.

1.7.7.3 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 (1954) 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 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 1.9](#).

D'autres résultats d'essais (Jones, 1954 ; Kaplan, 1959 ; Gregor et al., 2008) ont montré que pour la même résistance à la compression, le béton ayant le dosage en gravier le plus élevé, donnera une vitesse plus élevée. En outre, Gregor et al. (2008) 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 1.10](#).

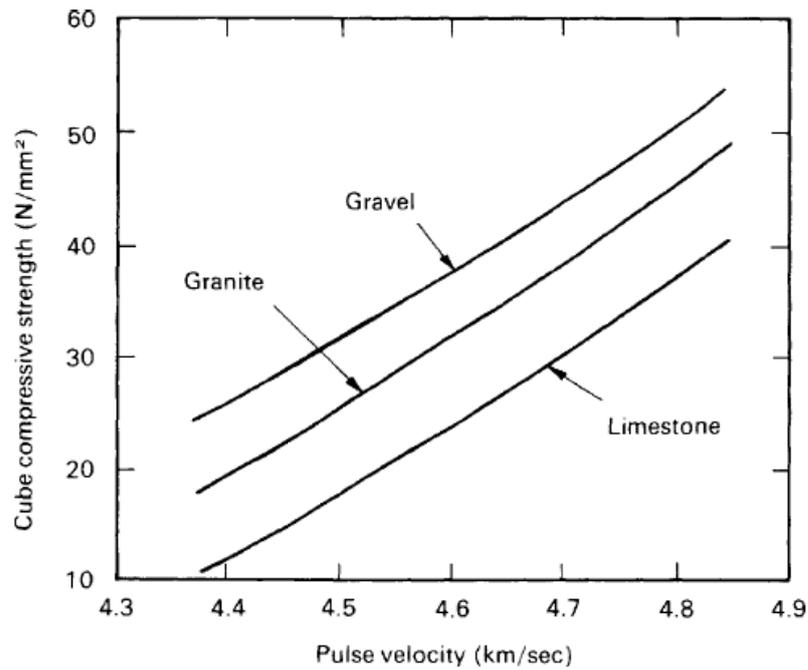


Fig. 1.9 – Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse - résistance) (Bungey et al., 2006)

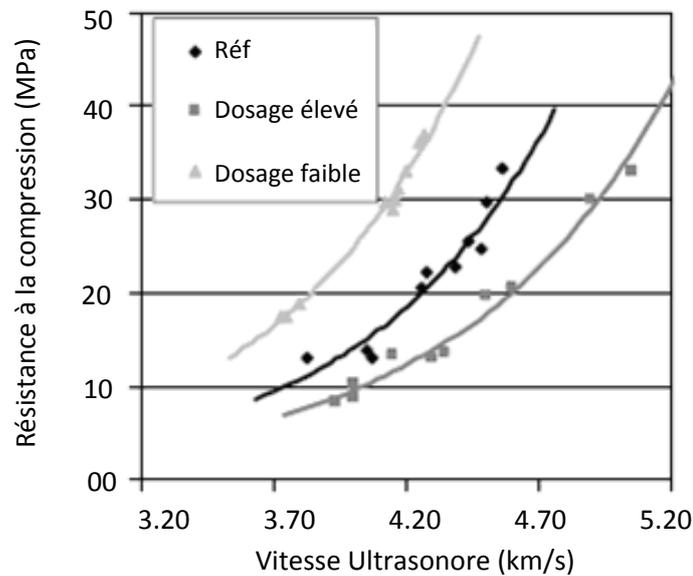


Fig. 1.10 – Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse ultrasonore (Gregor et al., 2008)

1.7.7.4 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 (Naik et al., 2004).

1.7.7.5 Age du béton

L'effet de l'âge du béton sur la vitesse ultrasonore est semblable à l'effet sur le développement de la résistance à la compression du béton. Jones (1954) 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 ultrasonore atteint une valeur limite plus tôt que la résistance. De même Popovics (2007) a trouvé que la vitesse ultrasonore 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 ultrasonore augmente environ de 40 % durant trois ans. Par contre, la résistance à la compression atteint pendant la même période une augmentation plus de 500 %.

1.7.7.6 Contact du transducteur

Si le contact du transducteur n'est pas suffisamment réalisé, une lecture incorrecte de la vitesse d'impulsion peut résulter (Naik et al., 2004). 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 (EN 12504-4, 2005).

1.7.7.7 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 1.4** sont recommandées (Naik et al., 2004; EN 12504-4, 2005).

1.7.7.8 Humidité et conditions de cure du béton

La vitesse ultrasonore pour le béton saturé est plus élevée jusqu'à 5 % que celle pour le même béton séché à l'air (Fig. 1.11) (Bungey et al., 2006; Jones, 1954). 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 (1958) 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.

Tableau 1.4 – Correction de la vitesse ultrasonore due à la variation de la température (Naik et al., 2004)

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

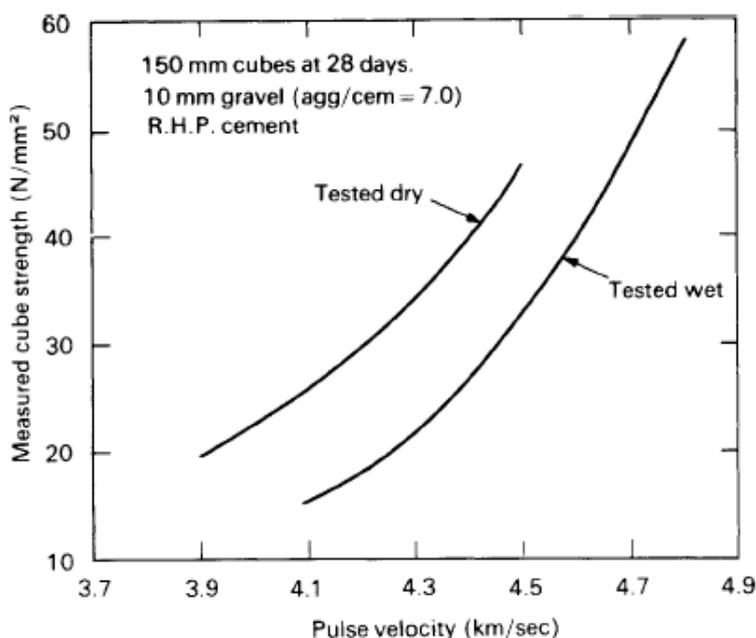


Fig. 1.11 – Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse ultrasonore et la résistance (Bungey et al., 2006)

1.7.7.9 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 (EN 12504-4, 2005).

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 (1972) 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.

1.7.7.10 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 de dimension, 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 à la moindre dimension latérale du spécimen. Le **Tableau 1.5** 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 (Khan, 2002; EN 12504-4, 2005).

Tableau 1.5 – Effet de dimension du spécimen sur la transmission de l'impulsion (EN 12504-4, 2005)

Fréquence du capteur (kHz)	Vitesse ultrasonore 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

1.7.7.11 Efforts appliqués

La mesure de la vitesse ultrasonore n'est pas généralement affectée par les efforts appliqués sur l'élément testé. 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 (Naik et al., 2004).

1.7.7.12 Présence des armatures

La vitesse d'impulsion mesurée en acier est égale à 1.4 à 1.7 fois la vitesse en béton non armé (Stergiopoulou, 2006). En effet, la vitesse d'impulsion mesurée en béton armé à proximité des armatures est habituellement plus élevée que celle mesurée en béton non armé de même composition. Alors, il convient de ne pas effectuer les mesures à proximité immédiate des armatures en acier parallèles à la direction de propagation de l'impulsion (EN 12504-4, 2005).

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 importante (Stergiopoulou, 2006). En général, pour 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 (Stergiopoulou, 2006). 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 (Khan, 2002).

1.7.8 Modèles de corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonore

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 ultrasonore correspondante. Aujourd'hui, il est unanimement admis que la résistance à la compression du béton croît en même temps que la vitesse ultrasonore avec une relation non linéaire c.à.d qu'aux grandes vitesses, les résistances augmentent plus vite qu'aux faibles

vitesse (Jones et Facaoari, 1969). Les expressions analytiques les plus utilisées reliant la résistance à la compression “R” avec la vitesse ultrasonore “V” sont les suivantes :

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

La forme d’expression mathématique adoptée 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 (Jones et Facaoari, 1969). Cependant, l’utilisateur doit développer son propre modèle de corrélation qui est adapté à sa situation (Idrissou, 2006). Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le **Tableau 1.6**.

Tableau 1.6 – Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance «F (MPa)» et la VU «V (km/s, *: m/s)»

Auteurs	Fonctions de régression	Plage de Résistance	Spécimens	Références
Ravindrajah et al. (1988)	$F = 0.060 \exp(1.44 V)$	15.0 à 75.0	Cube 100mm	Evangelista et al., 2003
Almeida (1993)	$F = 0.0133 V^{5543}$ $F = 0.011 V^{5654}$	40.1 à 120.3	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Gonçalves* (1995)	$F = 0.02 V - 65.4$	18.0 à 42.0	Carotte 70mmx70mm	Evangelista et al., 2003
Pascale et al* (2000)	$F = 10^{-28} V^{8.1272}$	30.0 à 150.0	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Qasrawi (2000)	$F = 36.72 V - 129.077$	6.0 à 42.0	Cube 150mm	Qasrawi, 2000
Soshiroda et Voraput (1999)	$F_{28} = 44.52 V_1 - 126.83$ $F_{28} = 54.18 V_{28} - 206.27$	20.0 à 65.0	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Soshiroda et al. (2006)	$F_{28} = 1.941 \exp(0.815 V_1)$ $F_{28} = 0.356 \exp(1.110 V_3)$ $F_{28} = 0.131 \exp(1.293 V_7)$ $F_{28} = 0.043 \exp(1.498 V_{28})$	12.45 à 96.2	Cube 150mm	Soshiroda et al., 2006
Phoon et al (1999)	$F = 124.4 V - 587.0 + \varepsilon$	35.0, 55.0 et 75.0	Cube 150mm	Evangelista et al., 2003
Hobbs et Kebir (2007)	$F = 2.289V^2 - 48.024V + 24.271$	20.0 à 49.0	Cube 150mm	Hobbs et Kebir, 2007
Elvery et Ibrahim (1976)	$F = 0.012 \exp(2.27 V) \pm 6.4$	15.0 à 60.0	Cube 100mm	Evangelista et al., 2003
Yun et al (1988)	$F = 0.329 V - 1065$	5.0 à 30.0	Carotte 150mmx300mm	Evangelista et al., 2003

1.7.9 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 peut être effectué sur des spécimens en laboratoire comme sur le béton dans des structures. En plus, les techniques ultrasonores peuvent fournir un moyen efficace pour détecter les fissures de surface et interne du béton de structure (Naik et al., 2004). 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 (Feidman, 2005).

1.8 Méthode combinée des CND

Quelques recommandations proposent de combiner deux méthodes CND. Les techniques CND les plus souvent combinées sont le Rebond et l'ultrason qui avaient été favorisés par RILEM dans les années 80. Cette méthode combinée est connue sous le nom SonReb.

1.8.1 Principe de la méthode

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 du Rebond et de la vitesse ultrasonore. Plusieurs chercheurs ont proposés différents modèles de corrélation par la méthode combinée sous forme graphique et sous forme d'équations reliant les mesures CND (indice de Rebond et vitesse ultrasonore) avec la résistance à la compression par écrasement.

Vu les limites que présentent les essais séparés (Rebond seul ou ultrason seul), l'utilisation d'une seule méthode ne sera pas souvent 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 du Rebond. La méthode combinée de deux techniques peut être une bonne manière d'améliorer la qualité de l'évaluation. Cette méthode donne généralement un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement aux méthodes séparées (Idrissou, 2006 ; Breysse et al., 2009; Samarin, 2004).

La méthode combinée a été développée depuis plusieurs années dans quelques pays et par conséquent elle a gagné la reconnaissance dans l'évaluation des structures en béton (Qasrawi, 2000; Idrissou, 2006 ; Breyse et al., 2009). La combinaison (nombre et type de techniques) dépendra de la condition de la structure (type, âge, variations d'humidité, niveau et nature de dommages), au niveau exigé de la qualité d'évaluation et évidemment sur des considérations économiques. Son efficacité dépendra également de la qualité des mesures non destructives.

Qasrawi (2000) a développé un modèle combiné sous forme graphique en regroupant les indices de Rebond avec un incrément de 2 (Fig. 1.12). Alors, il a abouti à une meilleure corrélation par la méthode combinée comparativement aux méthodes séparées. En outre, l'auteur a fait recours à l'intervalle de confiance pour tenir compte de la variation des résultats obtenus auparavant (Fig. 1.13).

Un autre modèle combiné a été développée sous forme graphique par RILEM Committee TC 43 CND et qui a été adopté en Roumanie (Samarin, 2004). Ce modèle a été établi sur un béton de référence (Fig. 1.14) avec des coefficients de correction développés par Facaoaru (1984), qui sont utilisés pour améliorer la précision de la résistance.

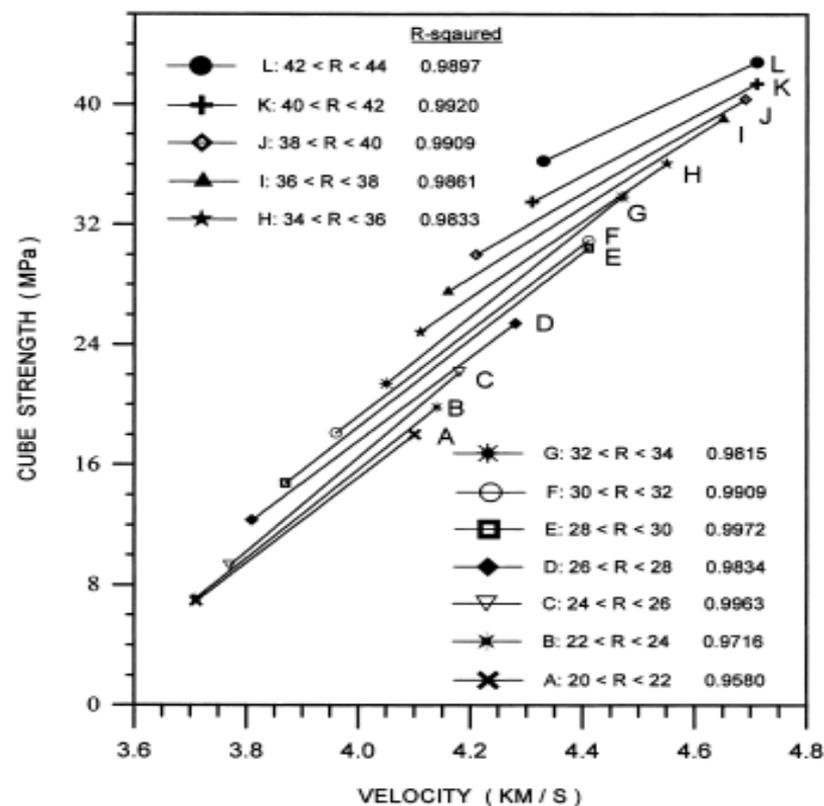


Fig. 1.12 – Corrélation combinée entre la résistance et les mesures CND (indice du Rebond – vitesse ultrasonore) (Qasrawi, 2000)

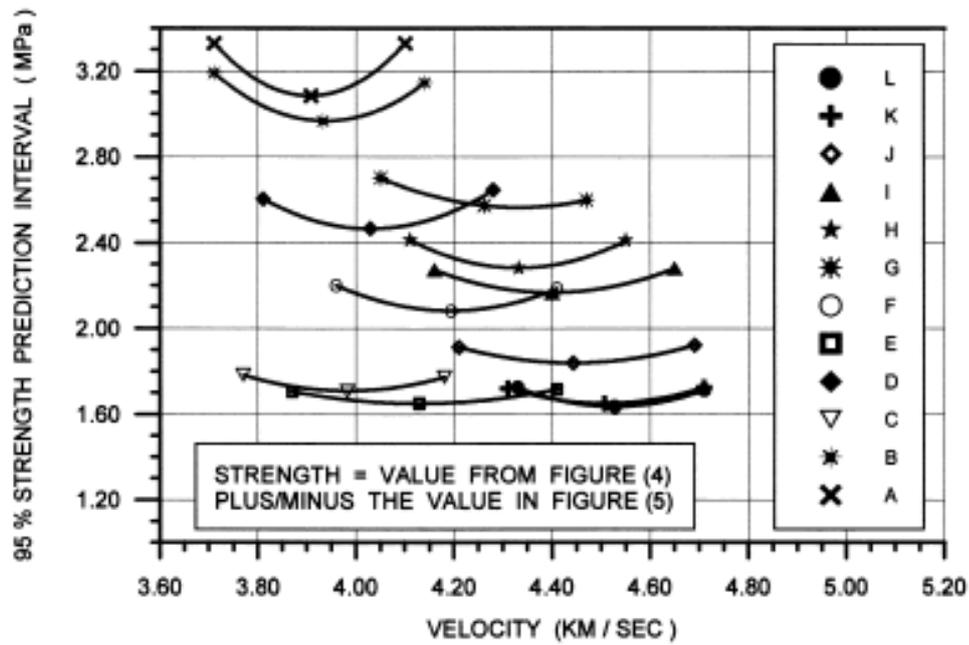


Fig. 1.13 – Variation des résultats obtenus à la Figure 1.12 (Qasrawi, 2000)

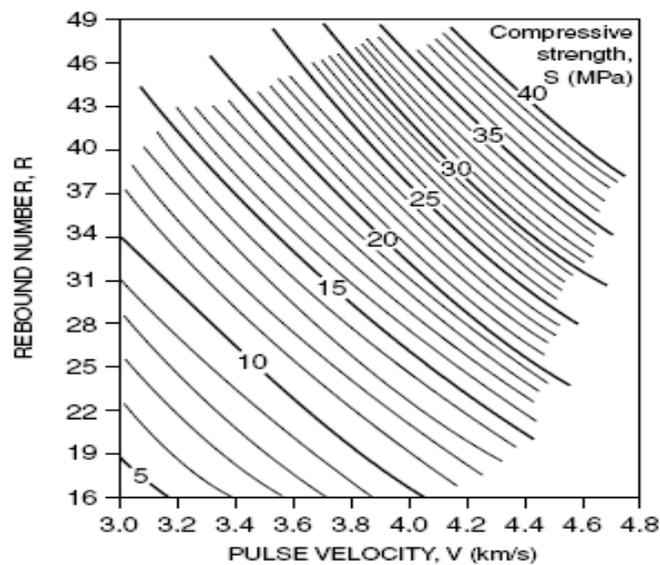


Fig. 1.14 – Corrélation combinée entre la résistance, l'indice du Rebound et la vitesse ultrasonore pour un béton de référence (Samarin, 2004)

Knaze et Beno (1984) a aussi développé un modèle combiné sous forme graphique (Fig. 1.15), et 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 séparées est sensiblement moins précise.

Quelques modèles de corrélation combinée sous forme d'équations (linéaires et non linéaires), qui ont été proposés par différents chercheurs, sont résumés dans le Tableau 1.7.

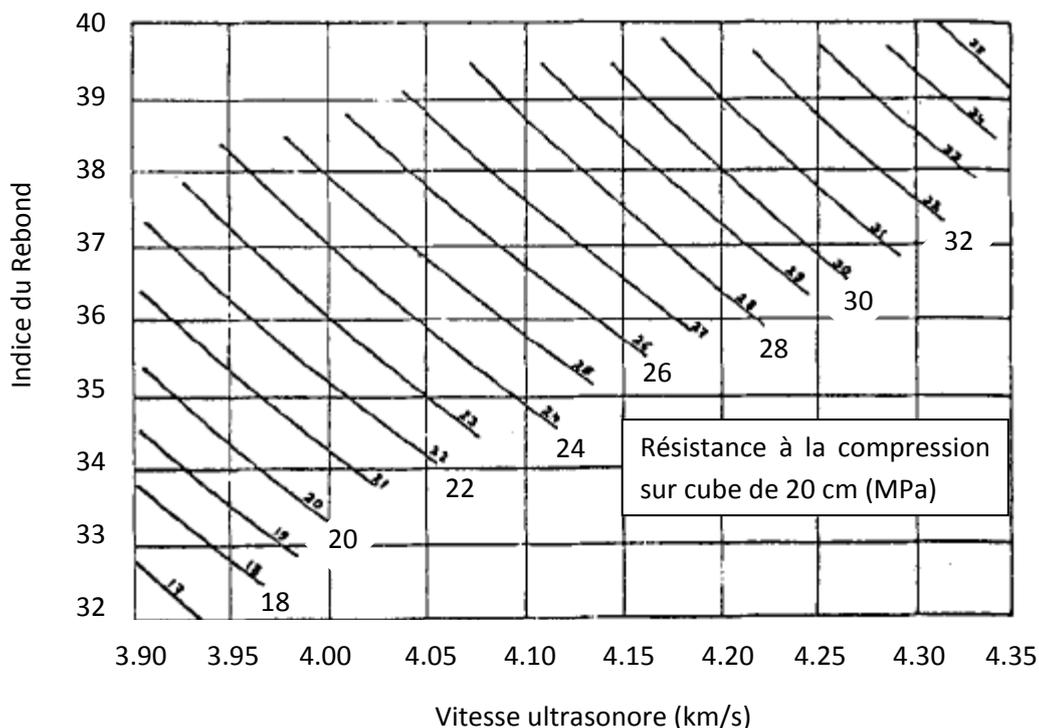


Fig. 1.15 – Corrélation entre la résistance et la combinaison du Rebond et la vitesse ultrasonore (Knaze et Beno, 1984)

Tableau 1.7 – Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance «F (MPa)» et les mesures CND (R, V (km/s))

Fonctions de régression	Coefficient de corrélation			Erreur type (MPa)			Références
	(R)	(V)	(R, V)	(R)	(V)	(R, V)	
$F_{28} = 10.028 V_1 + 1.369 R_3 - 33.261$ $F_{28} = 10.222 V_3 + 1.498 R_3 - 43.372$ $F_{28} = 14.820 V_7 + 1.210 R_7 - 62.184$ $F_{28} = 8.630 V_{28} + 1.416 R_{28} - 51.581$	0.962	0.938	0.981	4.234	5.702	2.927	Soshiroda et al., 2006
	0.962	0.908	0.972	4.234	7.406	3.616	
	0.951	0.926	0.963	4.781	6.379	4.098	
	0.965	0.900	0.967	4.117	6.431	3.898	
$F = -4.069V^2 + 57.693V + 1.307R - 173.033$	0.925	0.903	0.949	2.333	2.716	1.849	Hobbs et Kebir, 2007
$F = 0.00745 V^{3.27} R^{0.97}$ $F = 0.06V^4 + 1.05R - 28.26$	0.86	0.91	0.95	/	/	/	Idrissou, 2006
$F = 11V + 0.390R - 26.200$	/	/	/	/	/	/	Kenai et Bahar, 2003
$F = 17.130V + 0.866R - 62.684$	/	/	/	/	/	/	Sakhraoui et Mouffok, 2009

1.8.2 Avantages et limites

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 séparées sont voisines ([Breysse et al., 2009](#); [Samarin, 2004](#) ; [Knaze et Beno, 1984](#)).

1.9 Carottage

En conjonction du CND, il est souvent utilisé la méthode du carottage pour estimer la résistance du béton dans la structure existante. Le carottage est une méthode permettant d'effectuer le prélèvement de carottes du béton durci dans la structure sans affecter l'intégrité structurale. Cette méthode est généralement considérée comme meilleur moyen en termes de précision lors de l'estimation de la résistance du béton sur site. La mesure de résistance sur carotte est considérée comme valeur de référence. Cette valeur peut être utilisée pour la comparaison ou la calibration. Toutes autres méthodes de CND, l'estimation de la résistance peut être dérivée seulement par un modèle de conversion.

1.9.1 Méthode d'essai

Il convient que les carottes soient, de préférence, prélevées à distance suffisante par rapport aux joints (de froid ou de construction), aux zones du béton fissuré, aux arêtes de l'élément de béton ou aux endroits des armatures. Et également éviter même les emplacements dénués d'armatures métalliques ou ne présentant que peu d'armatures métalliques ([EN 12504-1, 2000](#); [ASTM C42, 2003](#)). Avant le carottage, il est important de détecter la position des armatures, en utilisant le Covermeter et/ou le radar (casser manuellement l'enrobage reste une possibilité).

La carotteuse utilisée pour extraire les carottes doit être assez rigide et elle doit être solidement fixée à la structure pendant l'extraction. Afin d'éviter des dommages aux carottes, il serait préférable de prélever les carottes en croisant la pleine épaisseur de l'élément à étudier. Dans le cas du carottage partiel, la carotte peut être enlevée par un effort de cisaillement (l'insertion d'un tournevis ou d'un petit burin en tapant vivement avec un marteau sont habituellement suffisants pour casser la carotte à sa base). Afin d'examiner les carottes avec un état d'humidité aussi représentative que possible du béton in-situ, il est recommandé, une fois que les carottes ont été prélevées, de les maintenir dans des conditions qui sont aussi voisines que possible de celles des éléments de structure en particulier concernant le contenu d'humidité.

Alors, le procédé recommandé immédiatement après l'extraction de carottes, est de laver la carotte puis d'essuyer l'eau d'excès due au carottage pour que la surface reste sèche et de mettre les carottes dans des sachets en plastique scellés afin d'éviter n'importe quelle variation de l'humidité interne jusqu'à l'essai d'écrasement, ainsi de les stocker dans une boîte rigide pour les protéger pendant le transport (ACI 228.1R, 2003).

1.9.2 Paramètres influant sur la résistance des carottes

Les paramètres susceptibles d'influencer la mesure de la résistance des carottes peuvent être classés en catégories selon que leur influence est liée à une caractéristique du béton ou est provoquée par une variable d'essai (EN 13791, 2007).

1.9.2.1 Caractéristiques du béton

- **Rapport entre la dimension maximale des granulats et le diamètre de la carotte :**

Le diamètre minimum préféré de la carotte est trois fois la dimension maximale nominale des granulats «Dmax», mais il devrait être au moins deux fois du Dmax (ASTM C42, 2003). Le rapport (Dmax/diamètre de la carotte) a une incidence significative sur la résistance de carotte lorsque ce rapport approche par valeurs supérieures le rapport 1/3 (EN 12504-1, 2000). La résistance mesurée diminue et la dispersion des résultats augmente lorsque ce rapport (dimension du plus gros granulats sur diamètre de la carotte) augmente (EN 13791, 2007 ; EN 12504-1, 2000).

- **Teneur en eau :**

La teneur en eau de la carotte au moment de l'essai influera sur la résistance mesurée. N'importe quel changement du contenu d'humidité dans la carotte modifiera la valeur du résultat d'écrasement. Ainsi, la résistance d'une carotte saturée en eau est de l'ordre de 10 % à 15 % inférieure à celle d'une carotte comparable sèche, dont la teneur en eau est généralement comprise entre 8% et 12% (EN 13791, 2007).

- **Porosité :**

Une augmentation de la porosité diminue la résistance. Un écart d'environ 1% de porosité diminue la résistance de 5% à 8% (EN 13791, 2007).

- **Age du béton :**

La résistance d'une carotte sera influencée par l'historique de conservation du béton dans la structure et par leur âge lors du prélèvement de la carotte (EN 13791, 2007).

- **Sens de coulage :**

Selon la stabilité du béton frais, il est possible que la résistance obtenue sur une carotte prélevée parallèlement au sens du coulage soit supérieure à la résistance d'une carotte du même béton, prélevée perpendiculairement. Cette différence peut varier entre 0% et 8% (EN 13791, 2007).

- **Défauts locaux :**

Des défauts peuvent exister dans les carottes pour différentes raisons, entre autres, l'accumulation d'eau sous des granulats de forme aplatie ou sous les armatures horizontales ou la présence de vides consécutifs à une ségrégation localisée. Il convient d'estimer séparément la validité de l'évaluation de la résistance à partir de telles carottes et leur aptitude à représenter la résistance générale sur site (EN 13791, 2007).

1.9.2.2 Variables d'essai

- **Élancement de la carotte :**

L'élancement de la carotte (longueur/diamètre : l/d) influe sur la résistance mesurée. La résistance diminue pour des rapports $l/d > 1$ et augmente pour des rapports $l/d < 1$. Ceci est dû principalement aux contraintes de frettage exercées par les plateaux des machines d'essai (EN 13791, 2007). Des coefficients de correction sont disponibles dans différentes normes si l'élancement est différent de 2 (ce chiffre est considéré comme référence) (EN 13791, 2007; ASTM C42, 2003). En outre, les carottes de plus petit diamètre semblent être plus sensibles à l'effet de l'élancement (ASTM C42, 2003).

- **Diamètre des carottes :**

Le diamètre des carottes influe sur la résistance mesurée et la dispersion des résultats. Avec le même élancement (égal à 1), la résistance est légèrement inférieure et la dispersion des résultats est généralement plus grande pour les carottes ayant un diamètre < 100 mm que pour un diamètre de 100 mm (ASTM C42, 2003; EN 13791, 2007). De ce fait, avec des carottes de diamètre 50 mm, il peut s'avérer utile de soumettre à l'essai trois fois plus de carottes que lors des essais sur des carottes de 100 mm de diamètre, avec une interpolation linéaire pour les diamètres compris entre 100 mm et 50 mm (EN 13791, 2007).

Le diamètre réduit peut sembler intéressant car plus de carottes peuvent être prélevées pour le même budget. Ceci permet d'avoir une meilleure couverture spatiale de la

structure. Cependant la résistance mesurée est plus dispersée (au moins deux fois plus grand pour un diamètre égal à 50 mm que pour un diamètre de 100 mm) et la qualité du modèle de conversion sera affectée. Dans tous les cas, le diamètre d'une carotte ne doit pas être moins de 50 mm.

- ***Planéité des extrémités des carottes :***

Les écarts de planéité diminuent la résistance mesurée. Il convient que la tolérance de planéité soit identique à celle des éprouvettes normalisées ([EN 12390-3, 2003](#)).

- ***Préparation des extrémités des carottes :***

Les surfaçages de faible résistance engendreront une diminution de la résistance. Les surfaçages minces à base de mortier ou de soufre à résistance élevée n'influeront pas de manière significative sur la résistance. Il est préférable d'avoir recours à une rectification des extrémités ([EN 13791, 2007](#)).

- ***Impact du carottage :***

Une carotte peut être intrinsèquement moins résistante qu'une éprouvette cylindrique du fait que la surface d'une carotte inclut des morceaux de granulat qui peuvent être retenus à la surface uniquement par l'adhérence de la matrice. De telles particules ne contribuent que faiblement à la résistance de la carotte ([EN 13791, 2007](#)).

- ***Armature :***

Lorsqu'une carotte contenant une armature en acier (non située axialement), il faut s'attendre à une réduction de la résistance mesurée. Des équations existent dans la littérature pour corriger l'effet de l'armature dans la carotte. Les carottes contenant des armatures dans ou à proximité de leur axe longitudinal ne conviennent pas pour les essais de résistance et doivent être écartées ([EN 13791, 2007](#)).

1.10 Conclusion

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 dans l'ouvrage que des essais normaux (standard) ne peuvent fournir, sans affecter le comportement structural des éléments et laissent également la structure dans un état

acceptable. 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 techniques CND sont essentiellement ciblées par ce travail: le Scléromètre et l'Ultrason. Ces deux méthodes ont été utilisées pour évaluer la résistance du béton en utilisant des courbes de corrélation entre les mesures CND et la résistance à la compression par écrasement. L'utilisation d'une seule méthode CND ne présente pas toujours une précision suffisante pour estimer la résistance du béton, mais la méthode combinée de deux techniques donnera des résultats plus fiables et plus précis.

Chapitre 2

Caractéristiques statistiques de l'estimation non destructive

2.1 Introduction

Le contrôle de la qualité du béton dans la structure, notamment le contrôle de la résistance mécanique, constitue sans doute l'un des postes les plus importants de l'entreprise moderne. L'estimation non destructive est l'un des objectifs principaux pour évaluer la résistance du béton dans l'ouvrage. Les résultats de l'estimation non destructive de la résistance sont affectés par plusieurs facteurs de différents types (dispositif de mesurage, hétérogénéité du matériau, imperfection de mise en œuvre, conditions de l'environnement, modèle statistique.....etc). Ces facteurs entraînent souvent des résultats aléatoires d'un point de mesure à un autre.

Depuis une dizaine d'années, des travaux de recherche sont développés pour mieux identifier la nature du béton et les aptitudes des différentes techniques de CND. Pour avoir autant que possible une maîtrise particulière de la fiabilité du diagnostic et de la qualité de l'estimation non destructive de la résistance, il est nécessaire d'identifier certaines notions et caractéristiques statistiques de l'estimation qui sont utiles lors de l'analyse des résultats.

2.2 Structure existante et structure en cours de réalisation

L'estimation non destructive peut être utilisée pour estimer la résistance du béton dans une structure en cours de réalisation (nouvelle structure) pour justifier sa conformité avec la résistance préconisée et aussi pour permettre par exemple le décoffrage des éléments structuraux, la post-tension ou l'arrêt de cure. De même pour les constructions existantes, il y a une nécessité d'estimer la résistance du béton pour des raisons de rénovation, de modification ou changement d'usage de la construction ou après une défaillance de structure ou dommage de feu ([ACI 228.1R, 2003](#)).

Le béton dans une construction existante est caractérisé par rapport à celui dans une nouvelle construction par les effets de vieillissement, de l'âge et de l'acier qui ont une grande influence sur les résultats de CND et de résistance. La carbonatation, les fissures, décollement du béton et la corrosion des aciers qui sont liés au vieux béton peuvent provoquer une dispersion des mesures. En plus, une autre spécificité du béton dans la structure existante, est que dans la pratique, il y a un manque d'informations détaillées sur le béton utilisé. Alors, l'estimation de la résistance des bétons dans la structure existante et dans la nouvelle structure nécessite des approches légèrement différentes ([ACI 228.1R, 2003](#)).

Quatre situations différentes exigeant l'estimation de la résistance du béton sont décrites dans la norme [BS 6089 \(2010\)](#) :

- Conformité à la résistance préconisée par exemple pour des composants de béton préfabriqué,
- Conflit sur la qualité finie du béton fourni ou sur la mise en œuvre sur site,
- Le béton a été déclaré comme non conforme,
- L'évaluation des structures existantes qui doivent être modifiées, réaménagées ou ont été endommagées.

Pour les trois premières situations, sont classées dans le cas d'une structure en cours de réalisation, tandis que la dernière fait partie d'une structure existante. Une difficulté est posée pour les structures existantes: à quel âge une structure peut-elle être considérée en tant qu'existante? Une structure endommagée est-elle une structure existante?

Traditionnellement, l'estimation de la résistance du béton dans une nouvelle structure est obtenue en testant des éprouvettes qui sont conservées dans des conditions climatiques aussi similaires que possible de celles du béton dans la structure. Les résistances mesurées sur ces éprouvettes est sensiblement différente de celle du béton dans la structure, car il est difficile, et souvent impossible, d'avoir les mêmes ressuage, durcissement et les conditions de cure pour les bétons de l'éprouvette et dans la structure (ACI 228.1R, 2003). L'approche préférée selon ACI 228.1R (2003) pour estimer la résistance du béton dans une nouvelle construction est de fabriquer des spécimens en utilisant les mêmes matériaux et formulation que celles du béton dans la structure. Les paires de mesures (résistance sur spécimens et les CND sur site) sont soumises à l'analyse de régression pour déterminer le meilleur modèle adapté pour évaluer la résistance sur site.

Pour l'estimation de la résistance du béton dans les constructions existantes, il est nécessaire de corrélérer les mesures CND avec les résistances des carottes prélevées de la structure sur le même point de mesure de CND. Pour une estimation plus fiable, la sélection des endroits des carottes, doit de préférence inclure autant que possible une plage étendue de résistances (ACI 228.1R, 2003).

2.3 Processus de l'estimation non destructive

L'estimation de la qualité du béton dans l'ouvrage constitue un enjeu majeur, en amont de toutes les politiques de maintenance (Breysse et al., 2007). L'estimation non destructive de la résistance du béton in situ est l'un des objectifs principaux pour évaluer la capacité structurale

des ouvrages. L'estimation de la résistance du béton in situ peut être généralement effectuée par trois méthodes : (a) le mesurage direct de la résistance par carottage (valeur de référence), (b) estimation de la résistance avec la méthode CND absolu (à partir directement des résultats d'essai de CND), (c) estimation de la résistance avec la méthode CND après calibrage contre des carottes. Vu les limites que présentent les deux premières méthodes de l'estimation de la résistance, le présent travail s'intéresse seulement au développement de la dernière méthode.

L'estimation non destructive de la résistance en conjonction avec des carottes nécessite d'abord un établissement d'une relation entre les mesures de résistances de carottes et de CND afin d'estimer la résistance du béton in situ (Pucinotti, 2015). Un processus qui peut subdiviser en trois étapes est nécessaire pour développer cette méthode de l'estimation : (a) collecte des données (mesures de résistance et de CND), (b) identification des modèles, (c) estimation de la résistance en utilisant le modèle de prédiction (Fig. 2.1).

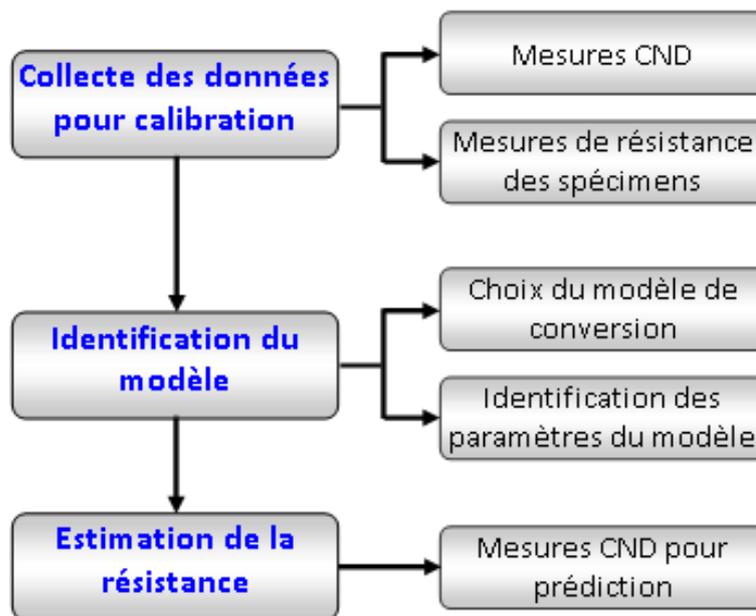


Fig. 2.1 – Etapes principales du processus de l'estimation de la résistance du béton

2.4. Niveau de la qualité de mesurage

Lors de l'évaluation de la résistance du béton dans la structure, il est souvent posé la question : à quel niveau de l'incertitude de mesurage est exigé ? Ceci nécessite donc de déterminer le niveau de la qualité de l'estimation ciblé. Alors, trois niveaux d'incertitude sont visés lors du mesurage : bonne qualité, qualité moyenne et faible qualité. Le **Tableau 2.1** montre la précision

ciblée du Rebond et de la VU pour chaque niveau de la qualité de mesurage (Alwash et al., 2015). De même, ces niveaux d'incertitude correspondent aussi aux procédés de la collecte des données et aux méthodes de l'identification des modèles.

Tableau 2.1 – Précision ciblée du CND pour différents niveaux de la qualité de mesurage

Niveau de la qualité de mesurage	Ecart type	
	Rebond	VU (km/s)
Précision élevée	1	0.05
Précision modérée	2	0.1
Précision faible	4	0.2

2.5 Résultat de mesure et résultat estimés

L'information limitée et l'erreur à chaque étape influent sur le processus de l'estimation, il est évident qu'il y aura toujours des écarts entre les trois situations suivantes : résultat de mesure, résultat estimés et la réalité recherchée. Toute valeur s'éloigne de la réalité, cet écart est donc noté « erreur ». Toute erreur commise lors du mesurage (opération de déterminer la mesure) est notée « erreur de mesure : ϵ_m », ce qui différencie la valeur de mesure (la mesure) « F_m ou CND_m » de la valeur vraie ou réelle « F_v ou CND_v » (Eqs. 2.1, 2.2 et 2.3).

Par exemple, la résistance mesurée sur carotte ne peut pas être considérée comme valeur vraie du béton in situ (où la carotte est prélevée), mais elle peut être parait comme valeur de référence. Dans la littérature (Bartlett et Macgregor, 1994), il est souvent distinguer entre la résistance d'une carotte et la résistance réelle sur site (Fig. 2.2). Plusieurs raisons peuvent expliquer cette différence : les dommages dus au carottage, la modification dans la teneur en eau ou dans les conditions de stockage des carottes et aussi même la taille et l'élancement de la carotte.

$$F_v = f(CND_v) \dots\dots\dots (Eq.2.1)$$

$$F_m = F_v + \epsilon_{Fm} \dots\dots\dots (Eq.2.2)$$

$$CND_m = CND_v + \epsilon_{CNDm} \dots\dots\dots (Eq.2.3)$$

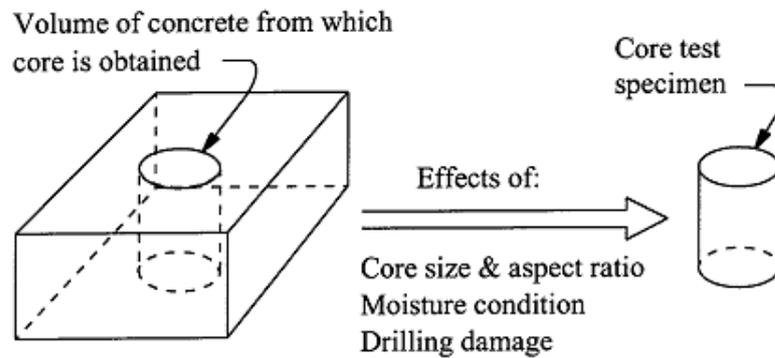


Fig. 2.2 – Distinction entre la résistance d’une carotte et la résistance vraie du béton in situ (Bartlett et Macgregor, 1994)

Un résultat de mesure (ou d’essai) est évalué sur la base de la valeur moyenne et de l’écart type des mesures locales (ou individuelles) (ASTM C823, 2000). La valeur moyenne des mesures locales ne représente pas du tout la valeur réelle (Fig. 2.3). L’erreur due à la distribution des mesures locales autour de leur moyenne est décrite par la précision, or l’écart entre la valeur moyenne des mesures d’essai et la valeur vraie est décrite par l’exactitude.

De même, toute erreur commise lors de l’estimation via les mesures en utilisant la statistique est notée «erreur de l’estimation: ϵ_e », ce qui différencie la valeur estimée « F_e » de la valeur de mesure « F_m » (Eq. 2.4).

$$F_e = F_m + \epsilon_{Fe} \dots\dots\dots (Eq.2.4)$$

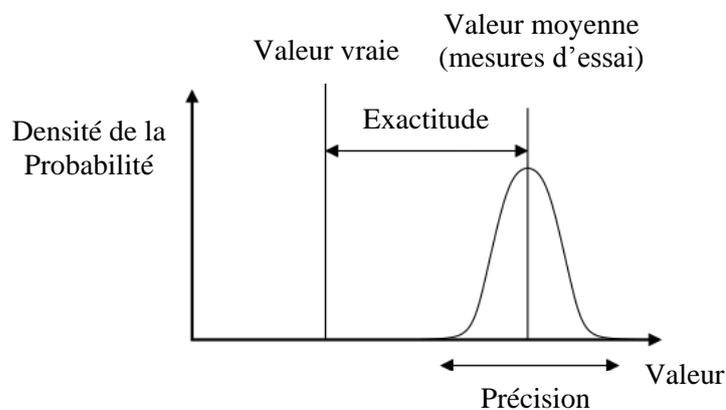


Fig. 2.3 – Distribution des valeurs mesurées par rapport à la valeur vraie

2.6 Erreurs du processus de l'estimation non destructive

Les erreurs du processus de l'estimation non destructive de la résistance du béton dans l'ouvrage peuvent être commises à l'étape du mesurage de résistance ou de CND (erreur de mesure), ainsi qu'à l'étape de l'estimation de résistance (erreur de l'estimation). L'incertitude de mesurage et la variabilité du matériau constitue l'erreur de mesure qui est d'origine non statistique. Par ailleurs, l'erreur de l'estimation qui est d'origine statistique peut être issue de l'erreur du modèle statistique de l'estimation, de l'erreur du contrôle statistique et/ou de l'indicateur statistique (Fig. 2.4).

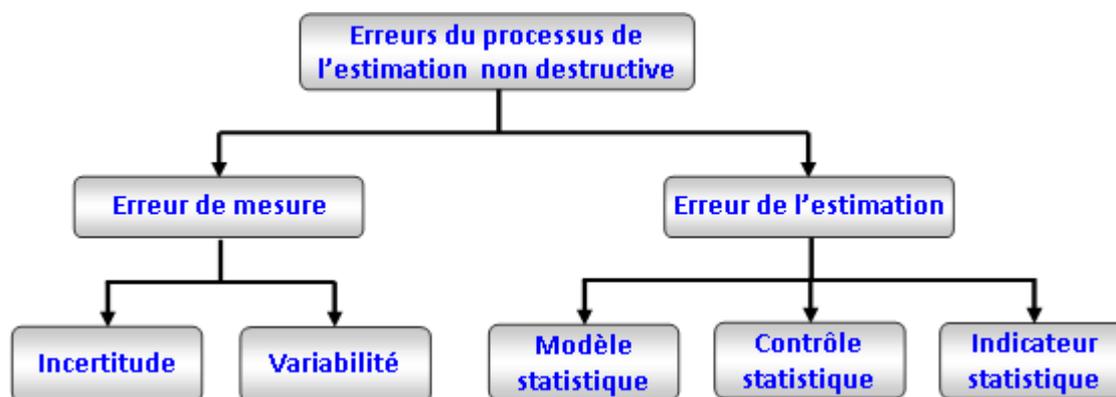


Fig. 2.4 – Erreurs du processus de l'estimation non destructive

2.6.1 Erreur de mesure

Pour une grandeur physique donnée évaluée via le CND, l'erreur de mesure est liée à l'erreur de mesurage et de la variabilité du matériau. L'erreur de mesurage (appelée incertitude) a pour origine : (a) procédé de mesurage, (b) étalonnage du dispositif, (c) usage de l'opérateur. Par ailleurs, la variabilité du matériau est due de : (a) hétérogénéité du matériau, (b) conditions et pratiques de la mise en œuvre et l'historique du matériau. Ces différents paramètres sont notés « sources de l'erreur de mesure » qui peuvent être liées avec l'incertitude et/ou la variabilité. D'une façon générale, les paramètres influençant les mesures de résistance « F » ou de CND peuvent être décrits par le diagramme de la Figure 2.5.

2.6.1.1 Incertitude

L'incertitude de mesure est associée à l'erreur de mesurage. En un point donné du matériau, l'erreur de mesurage peut être décrite par deux paramètres : répétabilité et reproductibilité du processus de mesurage (Breyse et al., 2007) (Fig. 2.5). La précision est un terme propre pour définir l'erreur de mesurage.

- **Répétabilité** : c'est la dispersion (écart type ou coefficient de variation) des mesures répétées par le même opérateur et avec le même dispositif sur le même point d'essai (PE) du matériau et sous les mêmes conditions. Ceci permet d'identifier la dispersion inhérente liée au procédé de mesurage d'une méthode d'essai particulière (ACI 228.1R, 2003). La répétabilité est la capacité de l'instrument à fournir un résultat similaire lorsque la mesure est renouvelée dans des conditions constantes. Alors, la répétabilité décrit la dispersion des mesures d'essai (ME) autour d'une valeur réelle dans un point d'essai (PE) (Fig. 2.6).

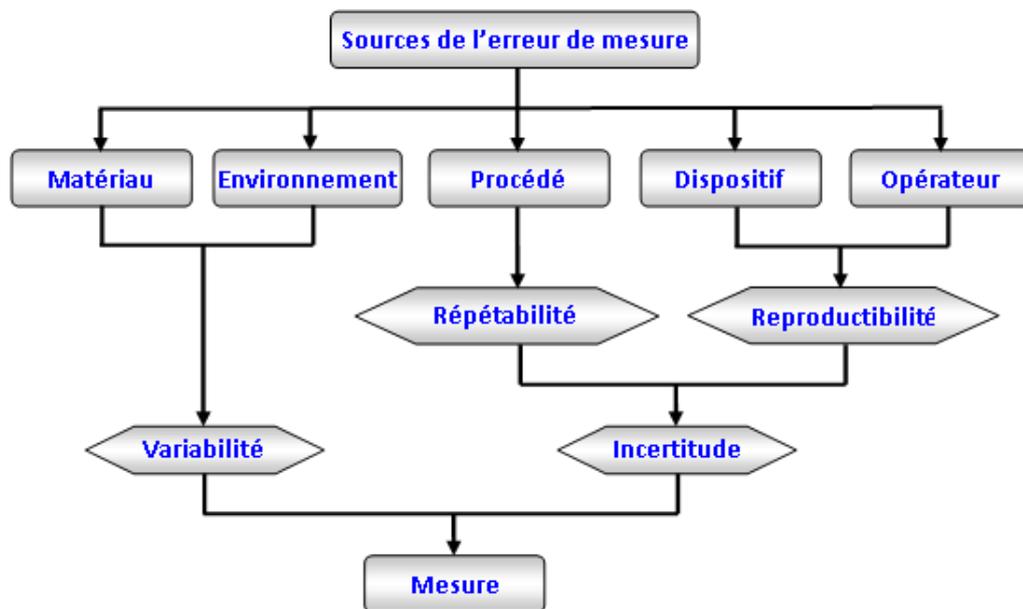


Fig. 2.5 – Diagramme des paramètres influençant une mesure

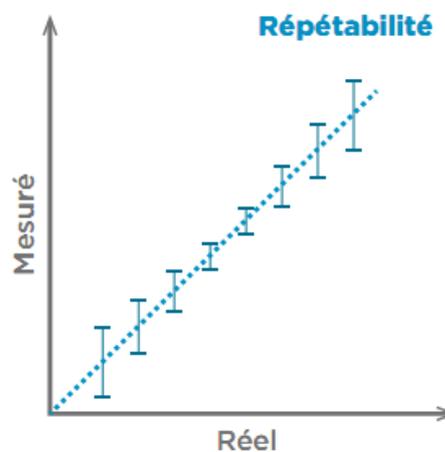


Fig. 2.6 – Répétabilité (dispersion) des mesures ME par rapport aux valeurs réelles

A titre d'exemple, selon [ASTM C805 \(2002\)](#), la précision des mesures du Rebond effectuées sur un seul spécimen, par un seul opérateur, avec un seul dispositif et dans le même jour, est d'un écart type de 2,5 unités. [ACI 228.1R, \(2003\)](#) rapporte aussi de la littérature quelques valeurs de répétabilité (l'écart type «SD» et le coefficient de variation «CV») obtenues dans les résultats d'essai du Rebond ([Tableau. 2.2](#)).

Tableau 2.2 – Répétabilité (écart type et CV) dans les résultats d'essai du Rebond ([ACI 228.1R, 2003](#))

Auteurs	Plage	Ecart type	CV (%)
(Teodoru, 1970)	20 à 40	3.75	10.2
(Keiller, 1982)	18 à 35	3.4	11.9
(Carette et Malhotra, 1984)	15 à 32	2.4	11.9
(Yun et al., 1988)	12 à 32	2.5	10.4

La répétabilité pour l'ultrason est attendue mieux que celle du Rebond ([ACI 228.1R, 2003](#)). [ASTM C597 \(2002\)](#) déclare que la répétabilité (coefficient de variation) dans les résultats d'essai de VU est de 2% pour des longueurs de parcours du béton de 0,3 à 6 m et pour différents opérateurs utilisant le même dispositif ou un seul opérateur utilisant de différents dispositifs. De même, [ACI 228.1R, \(2003\)](#) rapporte quelques valeurs de répétabilité (coefficient de variation) dans les résultats d'essai de VU obtenues par différents chercheurs ([Tableau. 2.3](#)).

La précision de la résistance des carottes pour un seul opérateur sur une plage de résistance entre 32,0 et 48,3 MPa s'est avéré 3,2 % d'un coefficient de variation. Alors, les résultats de deux essais de résistance de carottes correctement effectués par le même opérateur sur le même échantillon de matériau ne devraient pas différer l'un de l'autre plus de 9 % de leur moyenne. ([ASTM C42, 2003](#)).

- **Reproductibilité** : c'est la capacité d'une expérience ou d'une étude entière d'être reproduite, par différents opérateurs, travaillant indépendamment dans différents laboratoires, à des moments différents et avec d'autre dispositif. Elle correspond à un point donné et aux conditions constantes. Alors, l'erreur associée aux résultats d'essai obtenus est décrite par la reproductibilité.

Tableau 2.3 – Répétabilité (coefficient de variation) dans les résultats d'essai de VU (ACI 228.1R, 2003)

Auteurs	Coefficient de variation (%)	
	Plage	Moyenne
(Keiller, 1982)	0.5 à 1.5	1.1
(Carette et Malhotra, 1984)	0.1 à 0.8	0.4
(Bocca, 1984)	0.4 à 1.2	0.7
(Yun et al., 1988)	0.4 à 1.1	0.6
(Leshchinsky, Yu, et Goncharova, 1990)	0.2 à 4.0	1.9
(Phoon, Lee, et Loi, 1999)	1.1 à 1.2	1.2

2.6.1.2 Variabilité

Le procédé de construction pour une structure en béton dépend fortement de la variation de régions et de l'environnement climatique, c.-à-d. il dépend de la période de construction, méthodes locales de construction et également de la disponibilité de tels types de matériaux de construction (ciment et granulats). Alors, les incertitudes liées à l'hétérogénéité du matériau et à la variation des conditions environnementales et de la mise en œuvre sur une zone donnée du béton sont décrites par la variabilité (Fig. 2.5). Alors, la variabilité est une conséquence intrinsèque de cette variation qui décrit la dispersion des résultats d'essai (RE) entre les surfaces d'essai (SE) dans la même zone (ZE) ou dans le même domaine d'investigation (DI). Si l'on suppose que dans une surface d'essai (SE), le matériau est homogène et l'environnement ne change pas pendant les mesures, la variabilité dans cette SE est donc nulle.

Pour identifier la variabilité ou les valeurs min ou max d'une qualité du béton dans la structure, les essais CND apporte une notable valeur ajoutée. La variabilité du résultat dans une zone d'essai est indiquée par l'écart type (SD) (Eq. 2.5) entre les résultats d'essai (ASTM C823, 2000) ou par le coefficient de variation (CV) (Eq. 2.6).

$$SD(X) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (Eq. 2.5)$$

$$CV(\%) = \frac{SD}{\bar{X}} \cdot 100 \quad \dots\dots\dots (Eq. 2.6)$$

Avec : X_i est le i^{eme} des résultats d'essai

\bar{X} est la moyenne d'un nombre n des résultats d'essai

2.6.2 Variabilité du matériau à différentes échelles

La variabilité du matériau à différentes échelles vise à distinguer la dispersion des mesures entre par exemple les différents éléments d'une structure ou entre les différentes éprouvettes d'une même composition (issues d'une même gâchée ou de deux gâchées successives). (Breysse et al., 2007).

2.6.2.1 Domaine d'investigation (DI)

Le domaine d'investigation correspond à la structure entière, à une partie de la structure ou à l'ensemble des éléments structuraux, sur lesquels la résistance du béton a été évaluée. Il peut contenir une ou plusieurs zones d'essai (Tableau 2.4) (Fig. 2.7).

Tableau 2.4 – Différentes échelles du matériau et résultats correspondants

Surfaces de mesure	Point d'essai (PE)	Surface d'essai (SE)	Zone d'essai (ZE)	Domaine d'investigation (DI)
Données correspondantes	Mesure d'essai (ME)	Résultat d'essai (RE)	Distribution des résultats d'essai	Distribution des résultats de zones d'essai

2.6.2.2 Mesure d'essai (ME)

C'est la valeur d'une seule mesure de toute méthode de CND qui est appliqué sur un point d'essai (PE) (Tableau 2.4) (Fig. 2.7).

Sur chaque surface d'essai, un nombre minimum des mesures d'essai (N_{ME}) doit être exécuté pour obtenir un résultat d'essai. Par exemple pour le Rebond (R), le nombre minimum peut être fixé à 10 lectures (ASTM C805, 2002) ou à 9 lectures, mais pour la méthode Ultrason (V), des mesures de répétition devraient être réalisées au même endroit pour réduire au minimum les lectures incorrectes dues au mauvais accouplement des transducteurs (ASTM C 597 (2002) (par exemple un minimum de 3 mesures). De même pour la mesure de la résistance du béton sur site

(F), [ACI 228.1R \(2003\)](#) exige au minimum deux carottes prélevées sur chaque surface d'essai, mais pour la norme [EN 13791 \(2007\)](#), une carotte seulement par surface d'essai est suffisante ([Fig. 2.7](#)).

2.6.2.3 Résultat d'essai (RE)

Ce résultat est la valeur représentative d'une surface d'essai ([Tableau 2.4](#)), qui peut être la moyenne ou la médiane des mesures d'essai (mesures individuelles) ([Fig. 2.7](#)). C'est laquelle qui doit permettre l'établissement d'une relation entre CND et la résistance, et ceci pour l'évaluation de la résistance du béton sur site ([EN 13791, 2007](#)).

L'incertitude de la valeur moyenne des résultats d'essai sur les surfaces d'essai est en fonction de l'écart type des résultats et du nombre d'essais ([ACI 228.1R, 2003](#)). Alors, la précision des résultats d'essai est estimée via la répétabilité et selon le niveau ciblé de la qualité de mesurage ([Tableau 2.1](#)).

2.6.2.4 Surface d'essai (SE)

Cette surface représente une aire limitée qui est sélectionnée pour le mesurage de mesures d'essai et qui sert à estimer un seul résultat d'essai ([Tableau 2.4](#)) ([Fig. 2.7](#)). Plusieurs mesures d'essai (ME) peuvent être effectuées dans la même surface d'essai ([EN 13791, 2007](#)).

Les dimensions de la surface d'essai sont selon les spécifications exigées pour chaque technique CND en respectant les distances minimales entre deux mesures d'essai pour qu'elles ne doivent pas être affectées entre elles-mêmes.

Plus la surface d'essai est limitée, moins sera la dispersion des mesures. Alors, par exemple pour la méthode du Rebond, et selon la distance minimale exigée entre deux points d'impact du Rebond, il est recommandé que les dimensions de la surface d'essai ne doivent pas excéder 300 mm x 300 mm ([EN 12504-2, 2003](#)), mais pour la technique Ultrason aucune distance entre deux points de mesure n'a été exigée.

2.6.2.5 Zone d'essai (ZE)

C'est un volume donné de béton qui est statistiquement considéré comme homogène. Ce peut être un ou plusieurs éléments structuraux ou éléments préfabriqués en béton dont on sait ou suppose qu'ils proviennent de la même population. Une zone d'essai contient plusieurs surfaces d'essai ([EN 13791, 2007](#)) ([Tableau 2.4](#)) ([Fig. 2.7](#)).

Le nombre de surfaces d'essai (N_{SE}) dans une zone d'essai varie selon le type de structure, le temps et le coût. Il doit aussi dépendre de la taille supposée de la zone d'essai. La norme (EN 13791, 2007) exige au moins 18 surfaces d'essai. Sur chaque surface, une paire de données (une résistance de carotte et une mesure de CND) doit être réalisée. De même, ACI 228.1R (2003) exige six à neuf surfaces d'essai qui devraient être choisies pour le carottage et les mesures non destructives. Dans chaque surface, au minimum deux carottes et dix mesures du Rebond devraient être exécutées. Les valeurs moyennes ainsi déterminées représentent la résistance in situ et l'indice du Rebond propres à chaque surface d'essai. Dans tous les cas, N_{SE} dans une zone d'essai ne peut pas être moins de 6 (Fig. 2.7). Il est recommandé que la surface totale représentée par les SE devrait être au minimum 30% de la surface entière supposée de la ZE. Si la ZE est un ensemble de colonnes ou de poutres et si chaque élément est considéré comme SE, au moins 30% des éléments devrait être choisi comme SE.

Les propriétés représentatives de chaque zone d'essai peuvent être décrites par une paire unique de valeurs statistiques (moyen et écart type entre les résultats d'essai obtenus à différentes surfaces d'essai). Cet écart type inclut la précision du mesurage et de la variabilité du matériau. La plage des résultats d'essai obtenus à différentes surfaces d'essai aura une influence directe sur l'exactitude du modèle de conversion pendant d'autres étapes de l'estimation.

L'homogénéité d'une zone d'essai signifie que tous les résultats d'essai obtenus dans cette zone supposés appartiennent à la même population statistique, et que l'incertitude de mesure de cette population (ou de cette zone) demeure au-dessous d'un seuil prédéfini et limité. Ce seuil peut représenter une valeur maximum du coefficient de variation de mesures de CND (CV_{max}) (Tableaux 2.2 et 2.3) et qui peut être fixé à 15% (Fig. 2.7).

2.6.2.6 Processus de répartition aux différentes zones d'essai en cas d'un large domaine d'investigation

Si le domaine d'investigation concerne une structure entière ou une grande partie d'une structure entière, un procédé spécifique peut être appliqué afin de le répartir en zone d'essai (ZE) (Fig. 2.7). Ce procédé de répartition vise à réduire la variabilité à l'intérieur de chaque zone d'essai.

La première délimitation du domaine d'investigation peut être faite par une inspection visuelle de la structure et/ou par des considérations a priori fournies par d'anciennes investigations ou une bonne connaissance de la structure.

Une fois le domaine d'investigation est défini, il peut être diagnostiqué par la méthode du Rebond, par la méthode Ultrason ou par la combinaison des deux techniques sur plusieurs surfaces d'essai (SE) distribués sur le domaine (Fig. 2.7). Sur chaque surface d'essai, un résultat d'essai doit être calculé pour un nombre de mesures d'essai N_{ME} . Une analyse de la distribution de cet ensemble de résultats d'essai permettra une détermination expérimentale des zones d'essai (ZE). La moyenne, l'écart type (SD) et le coefficient de variation (CV) de tous les résultats d'essai d'un nombre N_{SE} doivent être calculés. Si le CV est inférieur que le CV_{max} , la région est effectivement une zone d'essai homogène (ZE). Si cette condition n'est pas vérifiée, il signifie que la ZE déjà supposée n'est pas assez homogène, alors une nouvelle répartition du DI est nécessaire (Fig. 2.7).

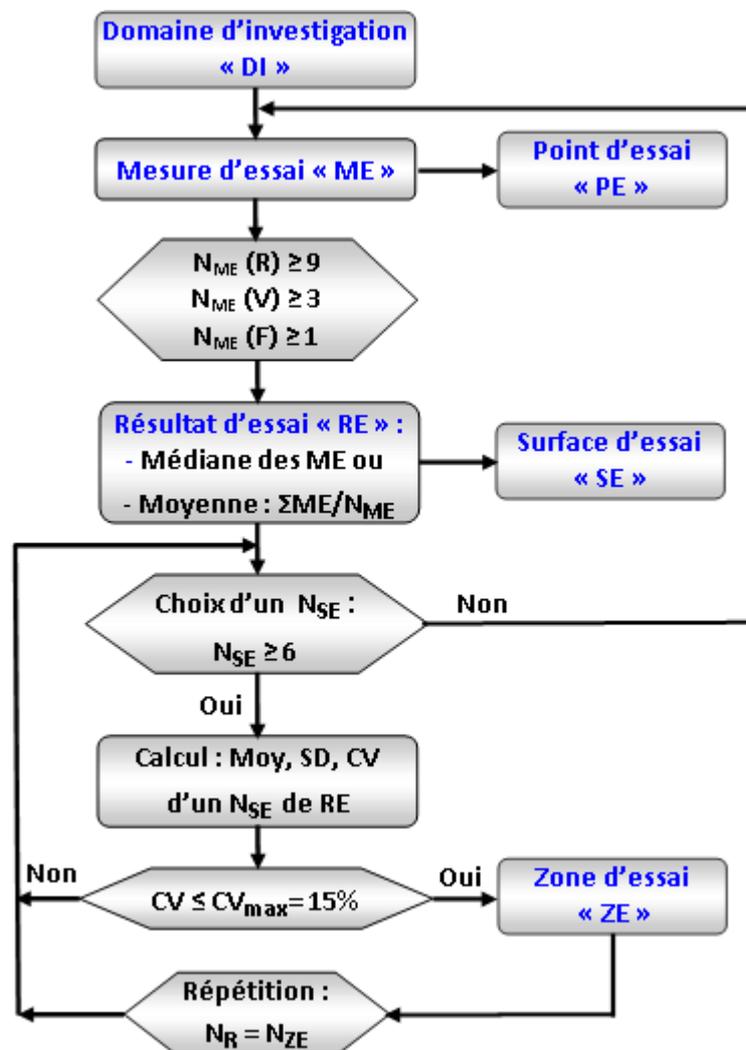


Fig. 2.7 – Variabilité de mesure à différentes échelles

2.6.3 Erreur du modèle

L'estimation non destructive de la résistance du béton dans une construction requiert un passage obligé par une étape de calibration de modèles entre les mesures CND et les résistances des spécimens « F ». Pour déterminer cette relation qui lie la variable indépendante (CND) avec la variable dépendante (F), on effectue une régression qui signifie l'estimation de l'équation de la relation existant entre les variables CND et F. Cette régression peut être linéaire ou non ainsi que simple (une seule variable indépendante) ou multiple (plusieurs variables indépendantes).

Dans la présente étude, la relation qui lie les mesures CND et F est notée « modèle ». Un modèle est défini par son type de calibrage (explicite ou implicite), son expression mathématique et ses paramètres statistiques, ainsi que la méthode d'identification (modèle spécifique ou à priori). Chaque calibration découle un modèle avec ses propres paramètres statistiques. Les paramètres de chaque modèle sont étroitement liés et ils constituent un jeu (Breysse et Martinez-Fernandez, 2014). La relation qui lie ce jeu de paramètres est notée « trade-off ». Un seul modèle peut couvrir les données d'une seule ou plusieurs zones ou même les données de tout le domaine d'investigation.

2.6.3.1 Erreur d'identification

L'identification du modèle de conversion est une étape du processus de l'estimation non destructive de la résistance du béton dans la structure (Fig 2.1). Des informations disponibles au début du processus de l'évaluation sont fournies par un nombre de surfaces d'essai de CND (N_{SE}) et un nombre de carottes (N_C). Par une simple ou multiple régression statistique, un modèle d'identification (Eq 2.7) est établi entre les résultats d'essai de résistance (F_m) et de CND (CND_m) sur un nombre N_C de surfaces d'essai où tous les deux résultats (F_m et CND_m) sont disponibles.

$$F_m = f(CND_m) \dots\dots\dots (Eq.2.7)$$

L'identification d'un modèle pertinent vient de l'identification des paramètres statistiques du modèle. Ceci est généralement assuré en trouvant les valeurs des paramètres du modèle qui minimisent les écarts entre les valeurs estimées et les valeurs mesurées de résistance aux mêmes surfaces d'essai.

Les paramètres d'un modèle sont habituellement identifiés par le calibrage d'un modèle spécifique. Afin de réduire l'effet du « trade-off » sur les paramètres du modèle spécifique, une

autre option qui est proposée pour l'identification du modèle, est celle du calibrage d'un modèle à priori (Fig. 2.8). Le modèle spécifique signifie qu'aucun paramètre du modèle n'a été imposé lors de sa calibration, par contre le modèle à priori indique que les paramètres du modèle sont entièrement ou partiellement imposés. La difficulté de ce dernier procédé est dans le choix du modèle approprié.

Les modèles à priori qui sont entièrement imposés sont choisis de la littérature. Par ailleurs, pour les modèles partiellement imposés, le paramètre « b » pour les modèles mono-variables et les paramètres « b » et « c » pour les modèles bi-variables sont préalablement fixés (imposés) (Eqs. 2.8 et 2.9), alors l'identification du modèle à priori (partiellement imposé) par régression statistique concerne une seule variable (paramètre « a »).

$$F = a * CND^b \dots\dots\dots (\text{mono-variable}) \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.8})$$

$$F = a * R^b * V^c \dots\dots\dots (\text{bi-variable}) \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.9})$$

Après avoir identifié le paramètre « a », le modèle à priori sera en général calibré par deux procédés : méthode par translation (Eq. 2.10) ou méthode par rotation (Eq. 2.11) de la courbe de la résistance estimée par le modèle à priori « F_{ap} ». Une fois les paramètres sont identifiés après ce calibrage, le modèle obtenu est noté modèle de conversion (Fig. 2.8) et la résistance estimée par ce modèle est notée « F_{cv} ».

$$F_{cv} = F_{ap} + \Delta \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.10})$$

$$F_{cv} = \frac{1}{k} F_{ap} \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.11})$$

avec:

$$\Delta = \overline{F_m} - \overline{F_{ap}} \quad \& \quad K = \frac{\overline{F_{ap}}}{\overline{F_m}} \quad \& \quad F_m : \text{résistance mesurée}$$

L'erreur de l'identification du modèle détermine à quel niveau le modèle est efficace dans la description de la relation entre les résultats d'essai de CND et des résistances sur un nombre N_C de surfaces d'essai où tous les deux résultats sont disponibles.

Une faible précision de résultats d'essai peut engendrer une faible exactitude pour le modèle de conversion et par conséquent, elle peut également limiter la qualité de l'évaluation de résistance. L'augmentation du nombre de résultats d'essai peut sembler être une solution partielle mais il est

souvent préférable, pour des raisons de coût et des raisons statistiques, d'essayer d'abord d'améliorer la précision des résultats d'essai par l'amélioration de sa répétabilité et même sa reproductibilité.

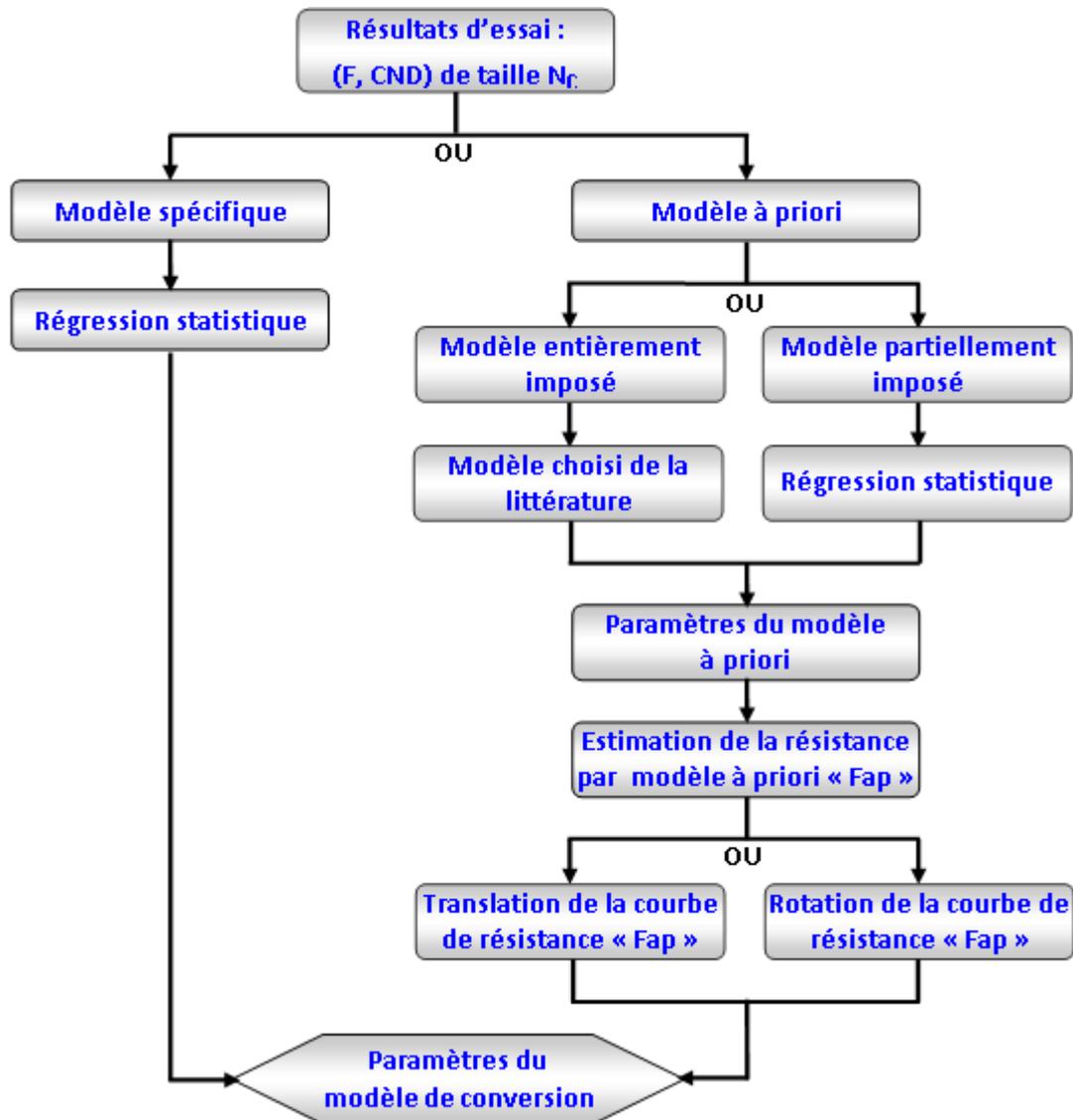


Fig. 2.8 – Identification des paramètres du modèle par calibrage des modèles spécifique ou à priori

2.6.3.2 Erreur de prédiction

L'estimation non destructive de la résistance du béton à l'étape de prédiction nécessite que le nombre de surfaces d'essai de CND (N_{SE}) soit plus grand que le nombre (N_C) de carottes. Des informations additionnelles sur la résistance aux surfaces d'essai (d'un nombre égal à « N_{SE} –

N_C ») où la résistance n'a pas été mesurée directement peuvent être déduites via CND en utilisant le modèle identifié sur les surfaces d'essai N_C . Une fois l'étape d'identification du modèle est achevée, les valeurs des paramètres du modèle sont donc connues avec son expression mathématique. Alors, les données d'entrée d'un modèle de conversion sont exclusivement les résultats d'essai de CND qui peuvent être estimés sur site par les techniques CND . L'extrapolation du modèle d'identification est possible, mais la qualité d'estimation est décroissante lorsque l'intervalle du champ de validité est croissant (Nguyen, 2014).

L'erreur de prédiction décrit l'exactitude et la précision du modèle de conversion quand il est utilisé pour estimer la résistance à d'autres surfaces d'essai ($N_{SE}-N_C$), où seulement les résultats d'essai de CND sont disponibles.

2.6.3.3 Pertinence des indicateurs statistiques

La précision de l'estimation de la résistance peut être quantifiée par des indicateurs statistiques qui peuvent s'exprimer soit en précision absolue (par exemple erreur quadratique moyenne «RMSE») soit en précision relative (erreur quadratique moyenne normalisée «NRMSE»). Pour l'évaluation de la qualité d'estimation de la résistance du béton sur site, il est souvent utilisé en pratique comme indicateur statistique le coefficient de détermination r^2 mais il est rarement utilisé l'erreur quadratique moyenne «RMSE».

Le coefficient de détermination r^2 (Eq. 2.12) est un indicateur statistique qui permet de juger la qualité d'une régression, simple ou multiple. D'une valeur comprise entre 0 et 1 ($0 \leq r^2 \leq 1$), le coefficient r^2 mesure l'adéquation entre le modèle et les données observées (mesurées) c.à.d. il détermine à quel niveau le modèle de régression est adapté ou rigide pour décrire la distribution des données mesurées. Si le coefficient r^2 est nul, cela signifie que l'équation de régression détermine 0% de la distribution des données mesurées. Cela signifie que le modèle mathématique utilisé n'explique absolument pas la distribution des données (l'équation de régression ne peut servir à prévoir une valeur de donnée observée). Si le coefficient r^2 vaut 1, cela signifie que l'équation de régression est capable de déterminer 100% de la distribution des données. Cela signifie que le modèle mathématique utilisé, ainsi que les paramètres calculés sont ceux qui déterminent la distribution des données (corrélation parfaite). Cela se traduit de manière graphique selon la relation suivante: plus le coefficient r^2 se rapproche de 0, plus le nuage de points est diffus autour de la courbe de régression. Au contraire, plus le coefficient r^2

tend vers 1, plus le nuage de points se rapproche de la courbe de régression. Quand les points sont exactement disposés sur la courbe de régression, le coefficient $r^2 = 1$. Le coefficient de détermination r^2 n'est le carré du coefficient de corrélation r que dans le cas particulier de la régression linéaire. Dans les autres régressions (logarithmique, exponentielle, puissance, etc.) ce n'est pas le cas.

$$r^2 = \frac{SST - SSE}{SST} \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.12})$$

avec : SST (sum square total) : dispersion quadratique = $\sum_{i=1}^n (F_m - \bar{F})^2$

\bar{F} est la moyenne d'un nombre n des résultats d'essai de résistance = $\sum_{i=1}^n \frac{F_m}{n}$

SSE (sum square error) : erreur quadratique = $\sum_{i=1}^n (F_m - F_e)^2$

F_e et F_m : sont respectivement les résistances estimée et mesurée.

L'erreur quadratique moyenne «RMSE» (Eq. 2.13) est un indicateur utilisé pour calculer la différence entre les valeurs estimées par un modèle (résistance estimée « F_e ») et les valeurs réellement mesurées sur place (résistance mesurée « F_m »). Ces différences individuelles s'appellent également les résiduels, et le RMSE sert à les agréger dans une seule mesure de puissance prédictive.

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (F_m - F_e)^2} \dots\dots\dots (\text{Eq. 2.13})$$

2.6.4 Contrôle statistique dans une structure

La variabilité inhérente dans le béton à différentes échelles nécessite de contrôler la structure toute entière point par point, or l'économie exige que l'on réduise au maximum tous les frais, en particulier ceux du contrôle qui peuvent constituer une part très importante du prix de revient. Cela fait apparaître la nécessité de substituer à une inspection à 100% de tous les points de la structure, un contrôle par échantillonnage, ou contrôle statistique qui devient d'ailleurs inévitable lorsqu'on doit procéder à des essais destructifs. Pour une estimation plus fiable de résistance du béton dans la structure, il importe dès lors de rechercher des modes de contrôle qui permettent à la fois une incertitude adéquate de mesurage, de prélever un nombre de carottes aussi faible que possible, d'établir des procédés pour le choix, et d'optimiser les endroits des

carottes et du CND afin de balayer au maximum toutes les surfaces de la structure, ainsi pour déterminer aussi bien que possible la qualité du béton d'un lot ou de toute la structure.

Des essais non destructifs (CND) peuvent être utilisés en conjonction avec les essais destructifs (CD) dans l'objectif à améliorer la qualité de l'estimation de la résistance du béton sur site d'un côté et à abaisser les coûts d'un autre côté (Pucinotti, 2015). L'objectif ici concerne l'équilibre entre les coûts consacrés d'une part à la mesure directe de résistance (carotte) et d'autre part aux mesures CND. Cependant, s'il y a un coût identique peut consacrer à une carotte ou à plusieurs mesures CND, l'issue doit savoir comment l'efficacité change quand cet équilibre entre les essais destructifs et non destructifs change.

2.6.4.1 Taille des échantillons (nombre de carottes) pour l'estimation

Le choix du nombre "pertinent" de carottes est une issue complexe qui n'a pas d'une réponse simple. Il n'y a aucune règle générale concernant le nombre minimum de carottes (N_C) pour l'estimation de la résistance, mais le critère principal pour définir le nombre minimum N_C est donc son influence sur la qualité du modèle de conversion.

L'objectif est d'optimiser l'équilibre entre le nombre de surfaces d'essai de CND (N_{SE}) et le nombre N_C . Cependant, il n'y a aucune manière simple ou bien modèle qui permet de quantifier la qualité de l'estimation en fonction de la densité du diagnostic. Il est clair que l'augmentation du nombre N_{SE} pour CND et de carottes N_C améliore naturellement la qualité de l'évaluation de la résistance, mais le temps et le coût total des essais restent toujours une contrainte.

2.6.4.2 Sélection de l'endroit d'échantillon (carotte)

Les carottes sont toujours considérées comme source pour obtenir les valeurs de résistances de référence. Après avoir déterminé le nombre (peut être optimal) de carottes, alors l'endroit de l'échantillon (carotte) doit être choisi d'une manière permettant d'établir une image représentative de la structure. L'endroit de la carotte peut être défini indépendamment des mesures de CND (carottage prédéfini) ou peut être basé sur l'information préalablement fournie par des mesures de CND (carottage conditionnel) (Fig. 2.9).

Si certain contraste de qualité du béton est visible dans la structure (comme des dommages, fissures ou humidité) ou peut-être dû de diverses raisons (différentes gâchées, conditions d'exposition variables, historique de chargement différent...), le carottage doit couvrir cette gamme de variation même en cas de carottage prédéfini, en prenant des carottes dans diverses

parties de la structure. En cas du carottage conditionnel, les endroits des carottes doivent être balayés toute la plage des valeurs de mesures VND qui doivent être d'abord classées par une distribution statistique. Alors, il offre une orientation pour le choix de carottes, assurant une meilleure sécurité pour couvrir toute la plage de la résistance du béton. Le carottage conditionnel est préférable car il mène à un modèle de conversion plus fiable, particulièrement quand le nombre de carottes est faible.

Par ailleurs le carottage prédéfini, notamment à des nombres de carottes faibles, présente un risque qui consiste que la plupart des carottes (ou même toutes) peuvent être choisies aux endroits où les résistances sont plus élevées (ou plus faibles) que la résistance moyenne dans l'ouvrage. Ceci restera inconnu et ne peut pas être corrigé. Ce risque diminue, pour des raisons statistiques simples, quand le nombre de carottes augmente.

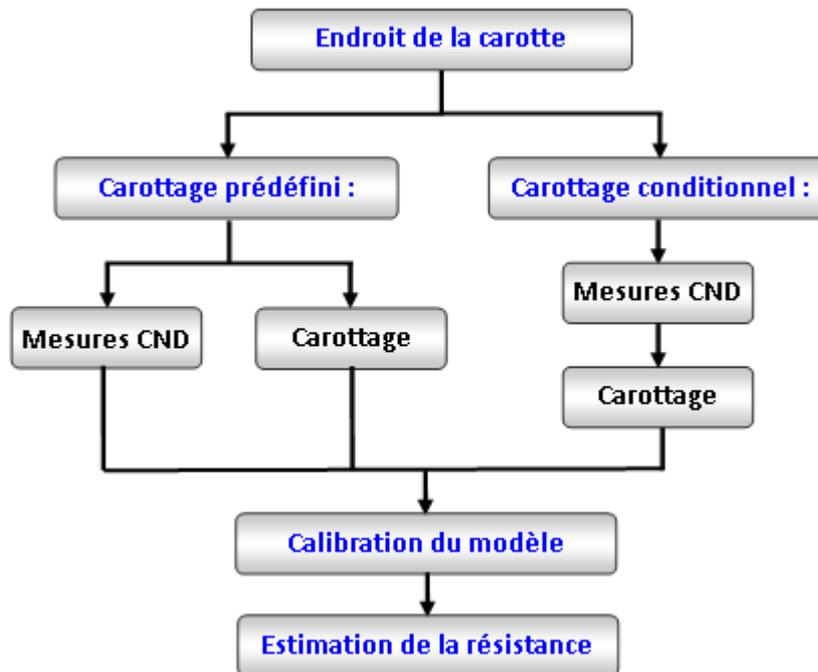


Fig. 2.9 – Carottage prédéfini et carottage conditionnel

2.7 Conclusion

L'estimation non destructive de la résistance est affectée par plusieurs facteurs de différents types (dispositif de mesure, hétérogénéité du matériau, imperfection de mise en œuvre, conditions de l'environnement, modèle statistique...etc.). Ces facteurs entraînent souvent des résultats aléatoires d'un point de mesure à un autre. Certaines notions et caractéristiques

statistiques qui sont utiles lors de l'analyse des résultats ont été identifiées pour avoir autant que possible une meilleure qualité de l'estimation non destructive de la résistance.

L'approche de l'estimation non destructive de la résistance dans une structure existante est généralement différente par rapport à celle dans une structure en cours de réalisation. Alors, cette approche peut être généralement effectuée par trois méthodes : (a) le mesurage direct de la résistance par carottage (valeur de référence), (b) estimation de la résistance avec la méthode CND absolu (à partir directement des résultats d'essai de CND), (c) estimation de la résistance avec la méthode CND après calibrage contre des carottes.

L'estimation non destructive de la résistance en conjonction avec des carottes nécessite un passage obligé par un processus qui peut subdiviser en trois étapes (a) collecte des données (mesures de résistance et de CND), (b) identification des modèles, (c) estimation de la résistance en utilisant le modèle de prédiction.

Pour une estimation fiable de la résistance du béton via le CND, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière des incertitudes du processus de l'estimation qui ont pour origine : les erreurs à l'étape de mesurage et à l'étape de l'estimation.

Chapitre 3

Programme Expérimental

3.1 Introduction

Cette étude s'intéresse au contrôle CND de trois types de bétons : le premier est fabriqué en laboratoire (« Situation 1 ») et est testé à l'échelle d'éprouvettes, les deux autres sont des bétons de chantier et sont testés à la fois à l'échelle d'éprouvettes (ou de carottes) et à l'échelle d'éléments de structure. Ces deux bétons de chantier correspondent à des situations différentes : l'un fait partie des constructions nouvelles (en cours de réalisation, « Situation 2 ») et l'autre est un vieux béton d'une construction existante (« Situation 3 »).

Les techniques de CND choisies dans le cadre de cette étude, sont le Scléromètre et la mesure de vitesse de propagation des ondes ultrasoniques (UPV) qui sont couramment utilisés pour corréler les mesures CND et les propriétés mécaniques du béton (Breysse, 2012).

En parallèle de chaque mesure de CND, soit à l'échelle d'éprouvette ou à l'échelle d'élément, des essais d'écrasement des éprouvettes (ou des carottes) ont été réalisés. Tous les essais d'écrasement, carottage et les essais CND à l'échelle d'éprouvette ou à l'échelle d'élément ont été tous testés perpendiculairement au sens de coulage du béton.

3.2 Présentation des projets étudiés

3.2.1 Béton de laboratoire « Situation 1 »

Dans cette partie, le béton examiné a été confectionné en laboratoire à base des matériaux locaux et testé à l'échelle d'éprouvettes. Une partie des éprouvettes confectionnées a été conservée dans l'eau et l'autre en plein air pendant une période d'été (climat chaud). Pour la fabrication des bétons, deux types de ciment (Chlef : CEM II/A-LL 42.5 et Sig : CEM II/A-P 42.5) et deux rapports E/C (0.6 et 0.4) ont été combinés, soit au total quatre types de béton (Tableau 3.1). A l'âge de 2, 7, 28 et 90 jours les essais CND ont été effectués en parallèle avec les essais d'écrasement.

Le nombre total des éprouvettes confectionnées pour les quatre types de béton qui ont conservés dans deux conditions de cure différentes et testés à quatre âges est de 96, réparti sur 32 groupes, avec chaque groupe composé de trois éprouvettes répétées constitue une «zone d'essai», c.à.d. $96 \text{ éprouvettes} = 4(\text{âge}) \times 2 (\text{cure}) \times 4(\text{type de béton}) \times 3(\text{épreuve répétée})$,

Tableau 3.1 – Formulation des différents bétons étudiés

Désignation des composants		Dosages pondéraux des constituants (kg/m ³)			
		Ciment Chlef CEM II/A-LL 42.5		Ciment Sig CEM II/A-P 42.5	
		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

3.2.2 Béton de construction en cours de réalisation « Situation 2 »

Trois projets en cours de réalisation ont été suivis dans le cadre de cette étude sur une période d'environ huit mois (du mois d'Avril au mois de Novembre). Les bétons faisant l'objet des essais, ont été fabriqués sur chantier selon les compositions du béton données au **Tableau 3.2**.

Les projets suivis ont été choisis sur la base de différentes régions, différentes provenances de matériaux ainsi que différents usages. Ces projets sont composés de plusieurs blocs à différents étages (de R+0 à R+4) dont la structure est en béton armé, d'un système en portiques contreventés par des voiles :

- Le premier projet est un centre de formation professionnelle de 300 postes, implanté à Ain Defla (**Fig. 3.1.a**),
- Le deuxième est un pôle universitaire à plusieurs facultés, implanté à El-Affroun wilaya de Blida (**Fig. 3.1.b**),
- Le troisième est une mosquée pouvant accueillir 2000 fidèles, implanté à Chlef (**Fig. 3.1.c**).

Les trois sites se situent respectivement à 170 km, à 70 km et à 230 km Ouest d'Alger.

Tableau 3.2 – 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 (CEMII/A 42.5)	350	370	/	380
	Sour-Ghozlane (CEMII/B 42.5)	/	/	370	/
Sable	Oued Rass (0/3)	570	/	/	600
	Boussada (0/1)	/	240	419	/
	Tizi-Ouzou (0/5)	/	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

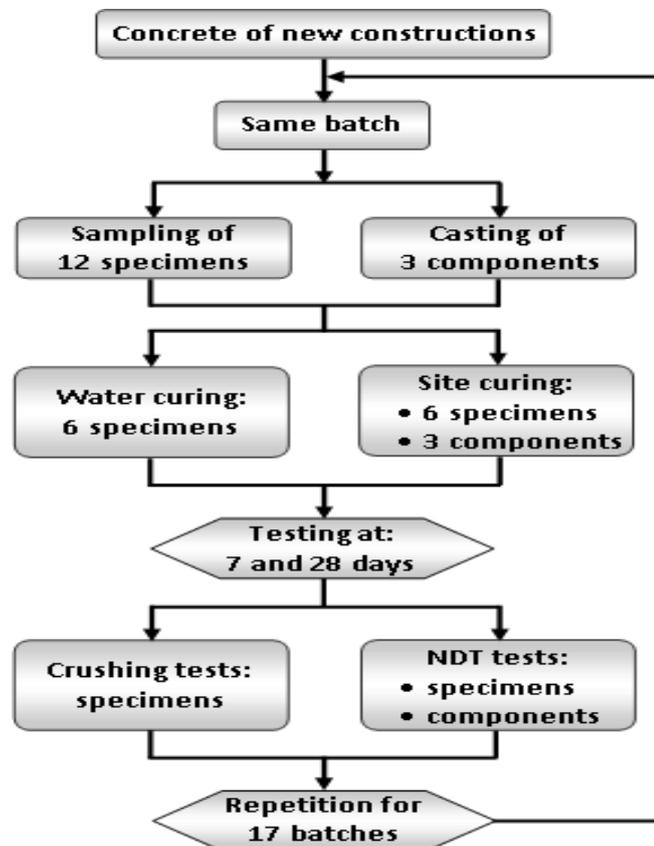
Sur chaque projet, différents types d'éléments tels que poteaux, voiles, poutres, longrines ou semelles, répartis sur différents niveaux et sur différents blocs ont été sélectionnés pour l'étude. Pour chaque type d'élément, l'auscultation a porté sur un ou plusieurs groupes de trois éléments. Chaque groupe de trois éléments provient d'une même gâchée constitue une « zone d'essai ». Sur la même gâchée de chaque groupe de trois éléments, un seul prélèvement du béton à l'état frais a été effectué (Fig. 3.2). Le nombre total de prélèvements est de 17, réparti comme suit : projet 1 : 7, projet 2 : 7 et projet 3 : 3. Pour chaque prélèvement, 12 éprouvettes ont été confectionnées, dont six ont été conservées dans l'eau et six à l'air sur chantier dans des conditions climatiques (ensoleillement, vent et intempéries) aussi voisines que possible de celles des éléments de structure. À l'âge de 7 et 28 jours les essais CND ont été en parallèle réalisés sur les éprouvettes et sur les éléments d'ouvrages. De plus, des essais d'écrasement ont été aussi effectués en parallèle avec les essais CND (Fig. 3.2).



(a) Projet n° 1

(b) Projet n° 2

(c) Projet n° 3

Fig. 3.1 – Vues d'ensemble des trois projets**Fig. 3.2** – Organigramme de la méthodologie du programme expérimental

Le nombre résultant pour chaque condition de cure est donc 34 groupes de trois éprouvettes. Chaque groupe de trois éprouvettes provient d'une même gâchée constitue une « zone d'essai ». Au total, le nombre des éprouvettes confectionnées est de 204 (=17x12), réparti sur 68 groupes de 3 éprouvettes. Les mesures sur ouvrages ont concerné un nombre total d'éléments examinés de 51 répartis sur 17 groupes de trois éléments (Tableau 3.3). Sur chaque élément, deux à trois

surfaces d'essai ont été choisies (en bas, à mi-hauteur et en haut pour les éléments verticaux et aux extrémités et à mi-travée pour les éléments horizontaux). Au total, le nombre de zones d'essai est de 17 pour chaque âge de test avec un nombre de répétition de six à neuf surfaces d'essai pour chaque zone.

3.2.3 Béton de construction existante « Situation 3 »

Cette partie consiste en une large campagne d'auscultation et de carottage sur des éléments de structure d'une construction existante depuis 2004 et faisant l'objet de démolition (Fig. 3.3). Le projet en question est conçu pour usage administratif et fait partie d'une usine qui se situe dans la wilaya de Blida (70 km Ouest d'Alger). Il est composé de deux blocs à différents étages (R+1 et R+2) dont la structure est en béton armé, d'un système en portiques (poteaux - poutres).

Tableau 3.3 – Répartition du nombre d'éléments et d'éprouvettes

Type d'élément	Projet N° 1					Projet N° 2					Projet N° 3				
	Nbre d'éprouvettes				Nbre d'éléments	Nbre d'éprouvettes				Nbre d'éléments	Nbre d'éprouvettes				Nbre d'éléments
	Cure					Cure					Cure				
	humide		sèche			humide		sèche			humide		sèche		
	Age					Age					Age				
	7j	28j	7j	28j		7j	28j	7j	28j		7j	28j	7j	28j	
Semelle	06	06	06	06	06	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
Longrine	06	06	06	06	06	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
Poteau	03	03	03	03	03	09	09	09	09	09	03	03	03	03	
Voile	03	03	03	03	03	09	09	09	09	09	03	03	03	03	
Poutre	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03	
Total	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	09	09	09	09	09
	42		42			42		42			18		18		
	84 (28 groupes de 3 éprouvettes)					84 (28 groupes de 3 éprouvettes)					36 (12 groupes de 3 éprouvettes)				
	Nombre de prélèvements (gâchée)														
	07					07					03				

Environ 155 éléments (poteaux et poutres), répartis sur les deux blocs, sont soumis aux essais CND, avec un nombre de deux à trois surfaces d'essai sont choisies sur chaque élément. Les surfaces d'essai pour CND sont sélectionnées en bas, à mi-hauteur et en haut pour les éléments verticaux et aux extrémités et à mi-travée pour les éléments horizontaux. Sur chaque élément, généralement, une à trois surfaces d'essai de CND ont été choisies pour carottage. Au total 205 carottes ont été prélevées de 145 éléments sur les deux blocs (Tableau 3.4). Ces carottes ont été soumises aux essais CND et également aux essais d'écrasement.



Fig. 3.3 – Vue générale de la construction existante : objet des essais

Tableau 3.4 – Répartition du nombre d'éléments et de carottes

Désignation		Bloc N° 1			Bloc N° 2		Total				
		RDC	Etage N° 1	Etage N° 2	RDC	Etage N° 1	Partiel	global			
								Elément	Carotte		
Poteaux	Nombre de poteaux	20	19	20	24	22	105		145	205	
	Nombre de carottes	Bas	7	8	10	9	8	42			123
		M-Haut	9	7	8	9	10	43			
		Haut	7	6	9	8	8	38			
Poutres	Nombre de poutres	7	7	10	8	8	40				
	Nombre de carottes	Gauche	4	6	5	7	4	26			82
		M-Travée	7	7	5	8	5	32			
		Droite	6	4	5	7	2	24			

3.3 Protocole du CND

Les essais CND ont été effectués à l'aide d'un scléromètre de type N et de modèle C181 et également d'un ultrason de type E 46 avec des transducteurs de 50 mm de diamètre et de 54 kHz de fréquence. Avant de procéder aux essais CND, on a pris toujours le soin de vérifier le bon fonctionnement des appareils avant chaque essai. Pour le scléromètre, le contrôle du bon fonctionnement est obtenu sur l'enclume métallique de référence (± 2 indices de la valeur théorique). Pour les mesures ultrasoniques (VU), on a utilisé le barreau de calibrage ($\pm 0.1 \mu\text{s}$ de la valeur gravée sur le barreau) (EN 12504-4, 2005).

3.3.1 Essai sur éprouvettes

Les éprouvettes ont été confectionnées dans des moules métalliques cubiques de 10 cm de côté. A la veille de l'essai, les éprouvettes conservées dans l'eau ont été séchées dans l'ambiance du laboratoire pendant environ 24 heures avant l'essai. Au début de chaque essai, les masses volumiques des éprouvettes ont été mesurées. Les masses volumiques varient de 2.17 à 2.46 kg/dm^3 pour le béton de chantier et de 2.28 à 2.54 kg/dm^3 pour le béton de laboratoire.

Sur chaque éprouvette, une mesure VU a été faite dans les directions correspondant aux faces moulées selon la méthode par transmission directe (Fig. 3.4.a). Le résultat d'essai correspondant à chaque éprouvette est la valeur moyenne de deux mesures d'essai, exprimée en vitesse à 0.01 km/s près (EN 12504-4, 2005).

Lors des essais au scléromètre, l'éprouvette a été maintenue, entre les deux plateaux de la presse sous une charge de compression de l'ordre de 10 kN. Sur chaque éprouvette dix mesures de Rebond, en position horizontale, ont été réalisées sur deux faces moulées (soit cinq par face) (Fig. 3.4.b). Le résultat d'essai du Rebond pour chaque éprouvette est la valeur médiane de dix lectures exprimée sous forme de nombre entier (EN 12504-2, 2003).

Finalement, l'éprouvette a été écrasée sous une charge appliquée jusqu'à la rupture avec une vitesse de chargement de 0.5 MPa/s (Fig. 3.4.b). La résistance à la compression de chaque éprouvette est celle qui correspond à la charge finale de rupture, exprimée à 0.5 MPa près (EN 12390-3, 2003). Chaque éprouvette constitue « une surface d'essai » et les mesures d'écrasements ou du CND propres à chaque éprouvette représentent « un résultat d'essai ». Le résultat correspondant à un groupe de trois éprouvettes qui constitue « une zone d'essai » est la valeur moyenne de trois résultats d'essai.



(a) Vitesse Ultrasonore

(b) Rebond

Fig. 3.4 – Mesures CND sur éprouvettes

3.3.2 Essai sur carottes

Les carottes prélevées dans les éléments d'ouvrages sont de diamètre nominal de 75 mm. Tout d'abord, les carottes ont été soumises à la rectification des surfaces par sciage puis à la mesure des masses volumiques (varient de 2.07 à 2.33 kg/dm³) qui peuvent fournir des informations utiles sur la qualité du béton. Sur chaque carotte, une seule mesure VU a été effectuée dans le sens axial suivant la méthode par transmission directe et exprimée en vitesse à 0.01 km/s près (EN 12504-4, 2005).

La carotte a été soumise aux essais du Rebond de la même manière que sur éprouvette, avec un nombre de 9 à 12 mesures réalisées sur la surface latérale de chaque carotte. Le résultat d'essai du Rebond correspondant à chaque carotte est la valeur médiane de l'ensemble de mesures exprimée en nombre entier (EN 12504-2, 2003).

Les carottes ont fait l'objet d'un surfaçage au soufre (Fig. 3.5) (EN 12390-3, 2003), puis ont été comprimées sous une charge appliquée jusqu'à la rupture avec une vitesse de chargement de 0.5 MPa/s (Fig. 3.6). La résistance à la compression de chaque carotte a été déterminée, en divisant la valeur de la charge de rupture par l'aire de sa section transversale calculée à partir du diamètre moyen de la carotte (Fig. 3.7.a) (EN 12504-1, 2000 ; EN 12390-3, 2003) et exprimée à 0.5 MPa près (EN 12390-3, 2003).



Fig. 3.5 – Un ensemble des carottes avec surfaçage après leur écrasement



Fig. 3.6 – Ecrasement d'une carotte

L'éclatement des échantillons pouvait varier d'une carotte à l'autre. Les résistances réellement mesurées par écrasement ont été converties aux résistances équivalentes d'un cube (résistance standard), en les multipliant par un facteur correcteur « $K_{is, \text{cube}}$ » (Eq. 3.1) (EN 13791, 2007).

$$K_{is, \text{cube}} = \frac{2.5}{1.5 + \frac{1}{\lambda}} \dots\dots\dots (\text{Eq. 3.1})$$

avec λ : l'élancement de la carotte, égal la longueur moyenne sur le diamètre moyen (EN 12504-1, 2000 ; EN 12390-3, 2003).

3.3.3 Essai sur éléments d'ouvrage

Sur chaque élément, les surfaces d'essai sont généralement de 15 cm x 10 cm de dimensions et qui sont choisies en bas, à mi-hauteur et en haut pour les éléments verticaux et aux extrémités et à mi-travée pour les éléments horizontaux. Après avoir réalisé le ponçage de la surface, une seule mesure VU a été effectuée sur chaque surface d'essai (Fig. 3.7.a) selon la méthode par transmission directe, qui est exprimée en vitesse à 0.01 km/s près (EN 12504-4, 2005).

Sur la même surface d'essai, qui est déjà auscultée par l'ultrason, 12 mesures de Rebond, en position horizontale, ont été aussi réalisées (Fig. 3.7.b). La valeur médiane de ces lectures représente le résultat d'essai du Rebond spécifique à chaque « surface d'essai » qui est exprimée en nombre entier (EN 12504-2, 2003).



(a) Vitesse Ultrasonore

(b) Rebond

Fig. 3.7 – Mesures CND sur éléments

Sur chaque élément de la structure existante (poteau et poutre), généralement, une à trois surfaces d'essai qui sont déjà soumises au test CND sont choisies pour carottage (Fig. 3.8). Pour les constructions en cours de réalisation, le résultat correspondant à chaque groupe de trois éléments qui constituent une zone d'essai, est la valeur moyenne de six à neuf résultats d'essai.

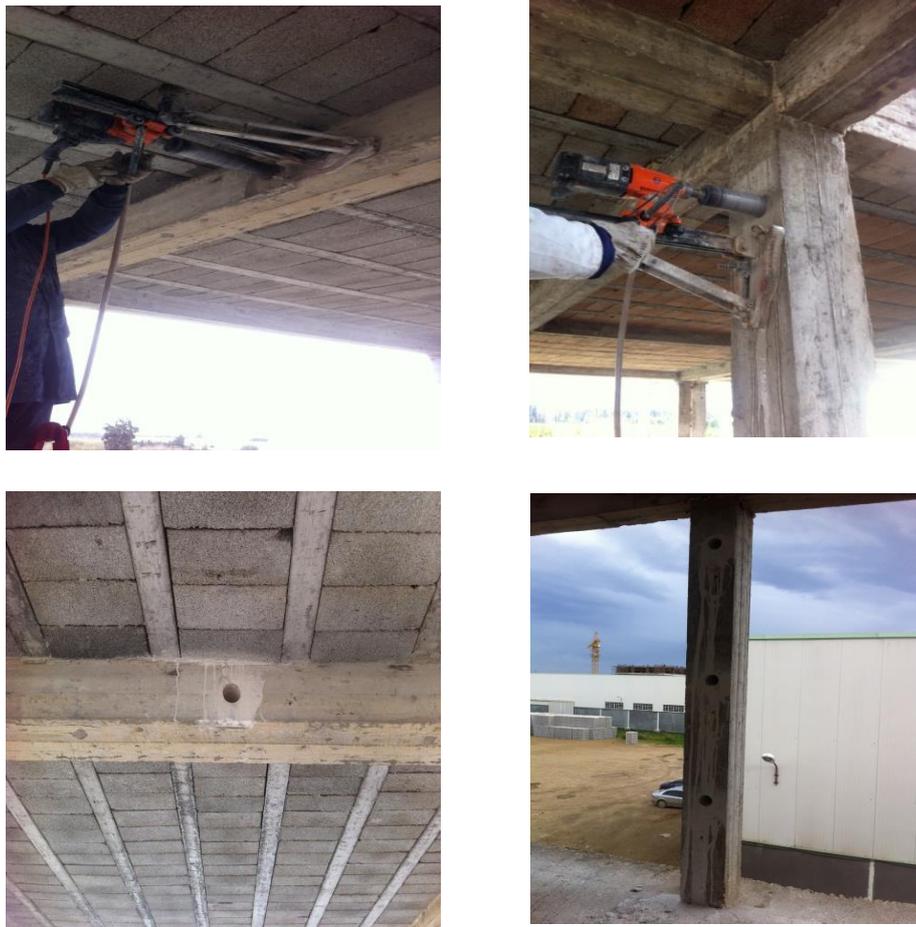


Fig. 3.8 – Carottage sur éléments d’une structure existante

3.4 Conclusion

Le programme expérimental effectué dans le cadre de cette étude s’appuie les données de trois types différents de bétons : le premier est fabriqué en laboratoire avec les mêmes granulats et est testé à l’échelle d’éprouvettes « Situation 1 ». Les deux autres sont des bétons de chantier avec différentes provenances de matériaux et sont testés à la fois à l’échelle d’éprouvettes (ou de carottes) et à l’échelle d’éléments de structure (poteaux, poutres, voiles, etc.). Ces deux bétons correspondent à des situations différentes : l’un est prélevé à l’état frais de trois chantiers différents qui sont relatifs à des constructions en cours de réalisation, avec une faible information sur la formulation réelle du béton « Situation 2 », et l’autre est un vieux béton prélevé à l’état durci (carottage) d’une construction existante avec aucune information préalable sur le béton « Situation 3 ».

Des mesures de CND (Rebond et VU) ont été réalisés à l’échelle d’éprouvettes (ou de carottes) et à l’échelle d’éléments de structure. En parallèle, les éprouvettes ou les carottes ont été écrasées pour mesurer la résistance correspondante à chaque mesure de CND.

Chapitre 4

*Etude de la Variabilité du CND
à Différentes Echelles*

4.1 Introduction

Pour une estimation fiable d'une propriété donnée du béton via le CND, il est nécessaire d'avoir autant que possible une maîtrise particulière des incertitudes de l'estimation qui ont pour origine : (a) la précision et la répétabilité du processus de mesure en un point donné du matériau (bruit), (b) la variabilité du matériau à différentes échelles (courte et longue distance) (signal) : à l'intérieur d'un volume supposé homogène (du fait de sa microstructure composite), entre les différentes éprouvettes et les différents éléments d'ouvrages d'une même composition (issues d'une même gâchée ou de deux gâchées successives), (c) l'incertitude liée au modèle choisi qui ne peut qu'être une approche de la relation réelle entre une propriété et une mesure CND.

La détection, le classement et la quantification des sources de variabilité et d'incertitude à différentes échelles sont considérés comme une étape préalable indispensable avant l'établissement des corrélations entre mesure CND et propriété recherchée. L'identification des niveaux de l'incertitude peut être attachée aux modèles de calibration pour améliorer la qualité de l'estimation de la propriété recherchée à partir des mesures CND (Breysse et al., 2008; Breysse et Lataste, 2009). Quel est l'impact de la variabilité du matériau et de l'incertitude des mesures CND sur l'évaluation et le diagnostic des ouvrages ? La réponse à cette question reste un challenge pour la recherche appliquée dans le domaine du contrôle non destructif des structures en béton armé (Nguyen, 2014).

4.2 Description de différentes situations du béton pour notre étude

Les tests destructifs (écrasement) et non destructifs (Rebond et VU) réalisés dans le cadre de cette étude s'appuient sur trois types de bétons (Tableau 4.1) : le premier est fabriqué en laboratoire avec les mêmes granulats « Situation 1 ». Les deux autres sont des bétons de chantier avec différentes provenances de matériaux. Ces deux bétons correspondent à des situations différentes : l'un est prélevé à l'état frais de trois chantiers différents qui sont relatifs à des constructions en cours de réalisation, avec une faible information sur la formulation réelle du béton « Situation 2 », et l'autre est un vieux béton prélevé à l'état durci d'une construction existante avec aucune information préalable sur le béton « Situation 3 ».

Le béton de « Situation 1 » est conservé en deux modes de cure différents (cure humide et cure sèche) et est testé à l'échelle d'éprouvettes, alors, il résulte de cette situation deux cas d'essai à étudier (spécimen de cure humide «WC» et spécimen de cure sèche «SC»).

Pour le béton de « Situation 2 », sa cure est aussi effectuée en deux modes (dans l'eau et sur site). En plus du test à l'échelle d'éprouvettes, il y a aussi en parallèle un test à l'échelle d'éléments de structure. Donc, trois cas d'essai sont en issus (spécimen de cure humide «WC», spécimen de cure sèche «SC» et élément de structure «E»).

Le béton de « Situation 3 » est testé à la fois à l'échelle de carottes et à l'échelle d'éléments de structure. Cette situation comporte deux cas d'essai à étudier (carotte «C» et élément de structure «E»).

Tableau 4.1 – Description de différentes situations du béton pour notre étude

Historique du béton	Béton de « Situation 1 »	Béton de « Situation 2 »	Béton de « Situation 3 »
Fabrication	Fabriqué en laboratoire par les mêmes granulats	Prélevé à l'état frais de 3 chantiers différents en cours de réalisation	Prélevé à l'état durci d'une structure existante
Information sur la formulation	Bonne	Faible	Aucune
Cure	<ul style="list-style-type: none"> • Eau • Air (hors laboratoire) 	<ul style="list-style-type: none"> • Eau • Air (sur chantier) 	sur site
Cas d'essai à étudier	<ul style="list-style-type: none"> • Spécimen de cure humide • Spécimen de cure sèche 	<ul style="list-style-type: none"> • Spécimen de cure humide • Spécimen de cure sèche • Elément de structure 	<ul style="list-style-type: none"> • Carotte • Elément de structure

4.3 Analyse de la Relation : Résistance en fonction du CND pour différentes situations

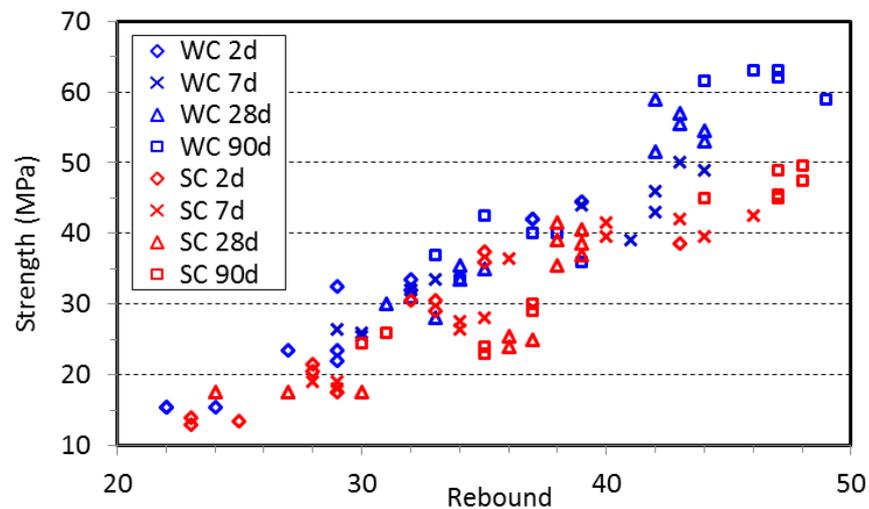
L'objectif est ici, comme dans une approche d'ingénierie usuelle, d'établir les relations empiriques possibles entre la résistance du béton et les mesures CND et d'analyser la qualité de corrélation en prenant comme indicateur statistique le coefficient de détermination « r^2 » qui détermine l'adéquation du modèle de régression pour décrire la distribution des données mesurées. Dans la pratique de l'ingénierie et dans la littérature scientifique, les travaux ont visé généralement l'établissement des lois de corrélation et l'analyse des modèles établis se limite usuellement à cette étape dont nous allons voir dans le chapitre N° 5 qu'elle est largement insuffisante.

Pour une estimation non destructive de la résistance du béton, les techniques du Rebond et de la VU sont choisies séparément ou en combinaison pour établir les relations entre les résistances et les mesures CND. Pour chaque technique, le modèle décrivant cette relation est testé sous trois formes mathématiques différentes qui sont les plus utilisées dans la littérature : forme

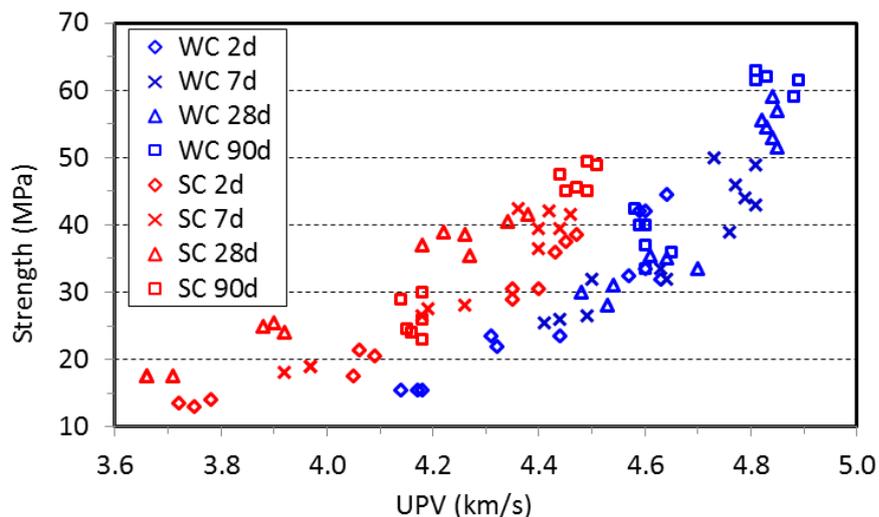
linéaire, puissance et exponentielle. Dans le cas de comparaison de modèles entre les différents cas d'essai, on s'est limité sur le modèle puissance pour le Rebond, le modèle exponentiel pour la VU et le modèle bi-puissance pour SonReb.

4.3.1 Béton de laboratoire «Situation 1»

Les résultats d'essai de résistance (sur cube) sont croisés contre les résultats de CND (Rebond et VU) correspondants pour deux cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et cubes de cure sèche «SC») qui sont testés à différents âges (Fig. 4.1).



(a) Rebond



(b) VU

Fig. 4.1 – Relation entre résistance et CND établie sur deux cas d'essai (cube de cure humide «WC» et cube de cure sèche «SC») à différents âges

Le **Tableau 4.2** présente les coefficients de détermination r^2 des régressions simples (mono-variable) (**Tableau 4.2.a**) et multiples (bi-variable) (**Tableau 4.2.b**) des relations entre les résistances et les CND sous trois formes mathématiques (linéaire, puissance et exponentielle). Ces corrélations sont établies sur différents cas d'essai (cube de cure humide «WC» et cube de cure sèche «SC»). Les données des cas d'essai («WC» et «SC») sont considérées une fois comme des populations distinguées et une fois comme une seule population. Pour chaque modèle d'un cas d'essai, il n'y a qu'une petite différence insignifiante entre les coefficients r^2 des différentes formes mathématiques, sauf pour les formes non-linéaires de la VU qui ont des coefficients r^2 mieux que celui de la forme linéaire (**Tableau 4.2**). Le Rebond offre une qualité de corrélation meilleure que de la VU pour les différents cas d'essai. La combinaison de deux techniques de CND offre également une meilleure qualité de corrélation par rapport aux techniques séparées. La qualité de corrélation de la fusion des données de deux cas d'essai est relativement mauvaise en cas des techniques de CND séparées, mais elle est bonne en cas de combinaison des deux techniques de CND (**Fig. 4.2**).

Tableau 4.2 – Expressions mathématiques des relations entre résistance et CND

(a) CND séparé

Cas d'essai	Rebond		VU (km/s)	
	Forme mathématique	r^2	Forme mathématique	r^2
Cube de cure humide «WC»	$F = -28.878 + 1.8881 * R$	0.9196	$F = -256.06 + 63.929 * V$	0.8270
	$F = 0.049 * R^{1.8557}$	0.9385	$F = 0.0001 * V^{8.3533}$	0.9025
	$F = 5.3094 * \exp(0.0535 * R)$	0.9162	$F = 0.0075 * \exp(1.8387 * V)$	0.9033
Cube de cure sèche «SC»	$F = -20.269 + 1.4319 * R$	0.8675	$F = -123.77 + 36.896 * V$	0.7862
	$F = 0.0553 * R^{1.7605}$	0.8696	$F = 0.0118 * V^{5.4532}$	0.8174
	$F = 4.8371 * \exp(0.0501 * R)$	0.8487	$F = 0.1073 * \exp(1.3358 * V)$	0.8232
«WC» et «SC»	$F = -25.497 + 1.688 * R$	0.8013	$F = -113.88 + 33.838 * V$	0.6815
	$F = 0.0504 * R^{1.8175}$	0.8315	$F = 0.039 * V^{4.5494}$	0.7166
	$F = 5.0742 * \exp(0.0519 * R)$	0.8142	$F = 0.3067 * \exp(1.0602 * V)$	0.7200

(b) CND combiné

Cas d'essai	CND combiné (Rebond, VU (km/s))	
	Forme mathématique	r^2
Cube de cure humide «WC»	$F = -66.948 + 1.614 * R + 10.386 * V$	0.9164
	$F = 0.0049 * R^{1.205} * V^{3.032}$	0.9252
	$F = 0.234 * \exp(0.0293 * R) * \exp(0.866 * V)$	0.9210
Cube de cure sèche «SC»	$F = -73.171 + 0.944 * R + 16.786 * V$	0.9290
	$F = 0.013 * R^{1.097} * V^{2.653}$	0.9370
	$F = 0.525 * \exp(0.0296 * R) * \exp(0.705 * V)$	0.9270
«WC» et «SC»	$F = -84.765 + 1.172 * R + 17.658 * V$	0.9120
	$F = 0.011 * R^{1.249} * V^{2.384}$	0.9350
	$F = 0.732 * \exp(0.035 * R) * \exp(0.577 * V)$	0.9290

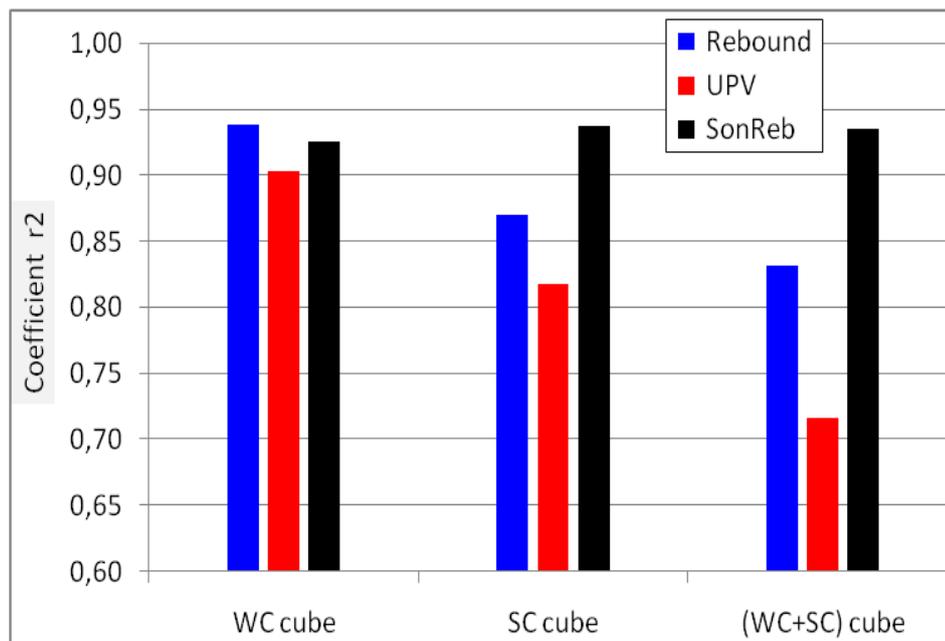


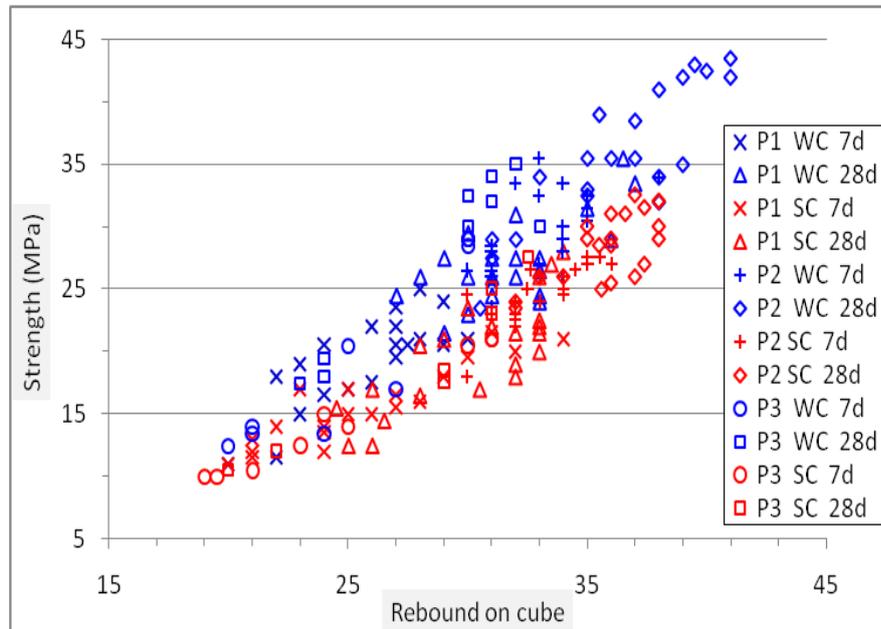
Fig. 4.2 – Comparaison des coefficients r^2 des modèles mono et bi-variable pour différents cas d'essai («WC», «SC» et «WC+SC»)

4.3.2 Béton de construction en cours de réalisation «Situation 2»

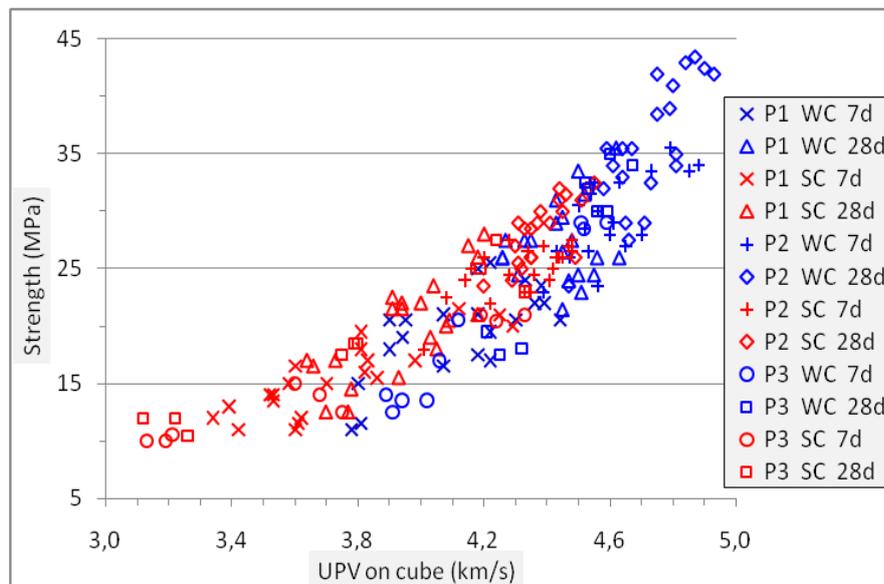
Les **Figures 4.3 et 4.4** montrent un croisement entre les mesures de résistance et les mesures du CND (Rebond et VU) établies sur trois cas d'essai (cubes de cure humide «WC», cubes de cure sèche «SC» et éléments de structure «E»). Les résultats sont collectés sur des bétons testés à différents âges de trois projets différents (P1, P2 et P3) en cours de réalisation. Les mesures CND des deux techniques sont corrélées séparément ou en combinaison avec la résistance des cubes. Le **Tableau 4.3** présente les coefficients de détermination r^2 des régressions simples (**Tableau 4.3.a**) et multiples (**Tableau 4.3.b**) des modèles puissance pour le Rebond, exponentiel pour la VU et bi-puissance pour SonReb. Les corrélations entre les résistances et les mesures CND sont établies sur différents cas d'essai («WC», «SC», «WC+SC» et élément). Les données des trois projets sont considérées une fois comme des populations distinguées et une fois comme une seule population.

La qualité de corrélation mono variable pour le projet N° 2 présente généralement une faible corrélation (avec des coefficients $r^2 \leq 0,69$) pour les différents cas d'essai. Par contre, le projet N° 3 présente relativement une bonne corrélation (avec des coefficients $r^2 \geq 0,81$) Alors, la qualité de corrélation du cas de la fusion des données des trois projets est meilleure par rapport à celle du cas des projets séparés (**Fig. 4.5.a et 4.5.b**).

Comme la fusion des données des trois projets, La combinaison des techniques CND offre aussi une bonne corrélation pour les trois projets, qui sont considérés soit comme des populations distinguées ou comme une seule population (Fig. 4.5.c).

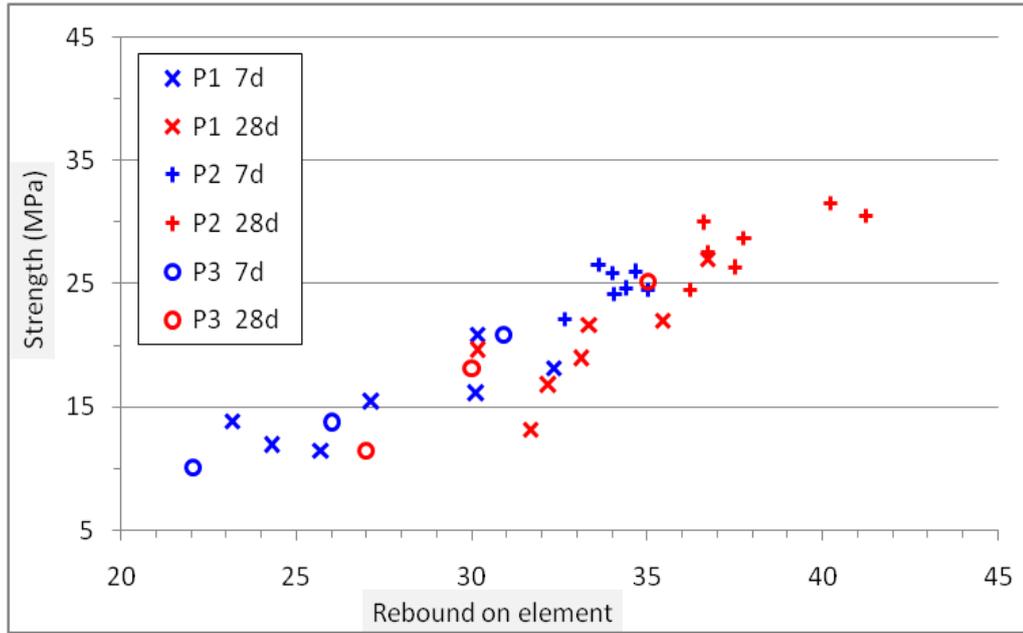


(a) Rebond

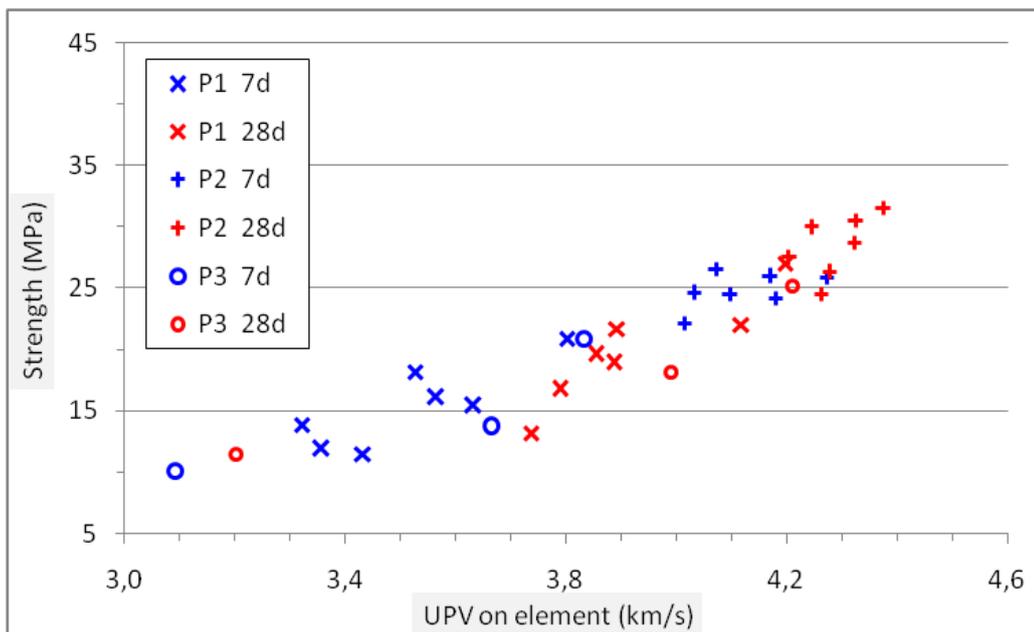


(b) VU

Fig. 4.3 – Relation entre résistance et CND établie sur deux cas d’essai (cubes: WC et SC) pour les trois projets (P1, P2 et P3) à différents âges



(a) Rebond



(b) VU

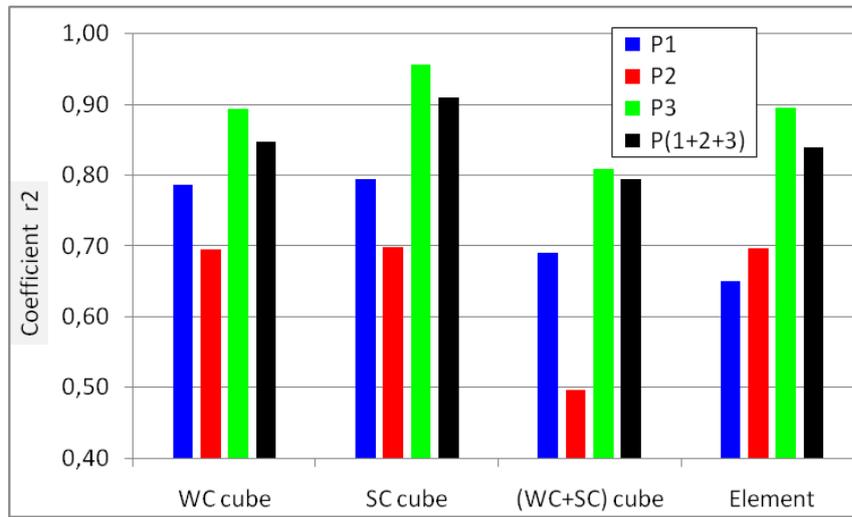
Fig. 4.4 – Relation entre résistance et CND établie sur élément pour les trois projets (P1, P2 et P3) à différents âges

Tableau 4.3 – Fonctions des modèles (résistances contre CND)
 établies pour les trois projets (1, 2 et 3)
 (a) CND séparé

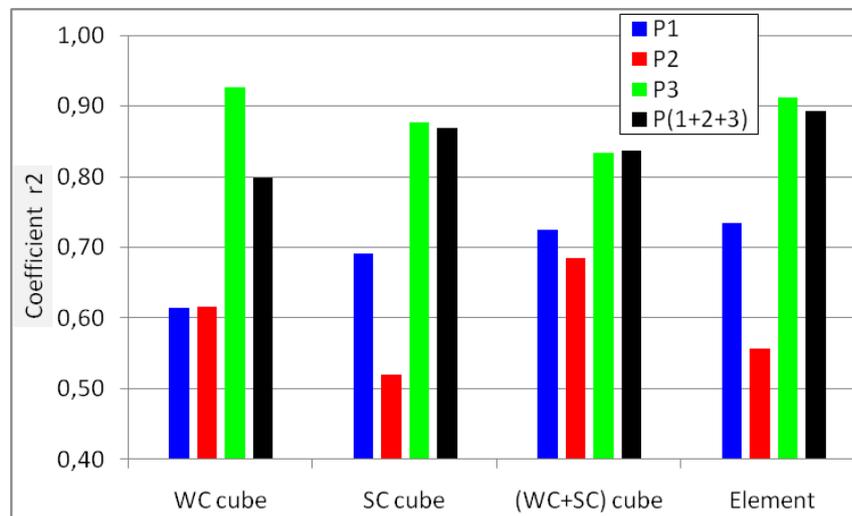
Cas d'essai	Projet	Rebond		VU (km/s)	
		Forme mathématique	r^2	Forme mathématique	r^2
Cube de cure humide «WC»	1	$F = 0.1319 * R^{1.5356}$	0.7869	$F = 0.6166 * \exp(0.8423 * V)$	0.6144
	2	$F = 0.1068 * R^{1.6106}$	0.6957	$F = 0.3665 * \exp(0.9596 * V)$	0.6159
	3	$F = 0.0204 * R^{2.1311}$	0.8934	$F = 0.085 * \exp(1.2882 * V)$	0.9263
	1+2+3	$F = 0.0877 * R^{1.6662}$	0.8472	$F = 0.3389 * \exp(0.9772 * V)$	0.7983
Cube de cure sèche «SC»	1	$F = 0.1704 * R^{1.392}$	0.7947	$F = 0.7026 * \exp(0.8326 * V)$	0.6907
	2	$F = 0.1187 * R^{1.5275}$	0.6983	$F = 1.1826 * \exp(0.7138 * V)$	0.5198
	3	$F = 0.0537 * R^{1.7513}$	0.9571	$F = 1.1735 * \exp(0.6975 * V)$	0.8763
	1+2+3	$F = 0.0709 * R^{1.6654}$	0.9094	$F = 0.8229 * \exp(0.7941 * V)$	0.8684
«WC» et «SC»	1	$F = 0.1102 * R^{1.5567}$	0.6911	$F = 0.972 * \exp(0.7417 * V)$	0.7252
	2	$F = 0.1012 * R^{1.5992}$	0.4969	$F = 1.117 * \exp(0.7234 * V)$	0.6856
	3	$F = 0.027 * R^{2.0048}$	0.8086	$F = 0.9408 * \exp(0.7435 * V)$	0.8335
	1+2+3	$F = 0.0677 * R^{1.7108}$	0.7951	$F = 0.8121 * \exp(0.7886 * V)$	0.8369
Élément «E»	1	$F = 0.1213 * R^{1.4543}$	0.6497	$F = 0.8543 * \exp(0.8061 * V)$	0.7349
	2	$F = 0.3185 * R^{1.2342}$	0.6963	$F = 1.6728 * \exp(0.6572 * V)$	0.5574
	3	$F = 0.0144 * R^{2.0954}$	0.8950	$F = 0.9533 * \exp(0.7656 * V)$	0.9114
	1+2+3	$F = 0.0278 * R^{1.9012}$	0.8390	$F = 0.7274 * \exp(0.8503 * V)$	0.8923

(b) CND combiné

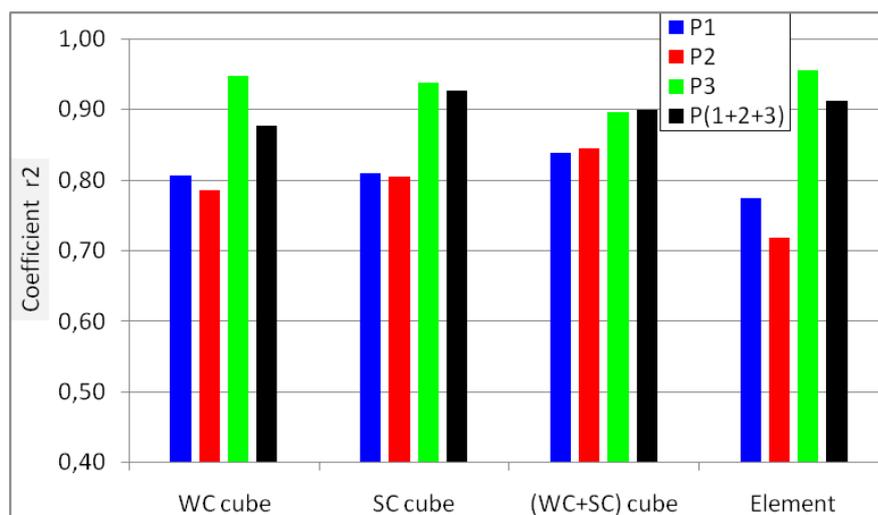
Cas d'essai	Projet	CND combiné (Rebond, VU (km/s))	
		Forme mathématique	r^2
Cube de cure humide «WC»	1	$F = 0.0804 * R^{1.204} * V^{1.105}$	0.806
	2	$F = 0.0202 * R^{1.078} * V^{2.308}$	0.786
	3	$F = 0.0081 * R^{0.895} * V^{3.406}$	0.947
	1+2+3	$F = 0.0447 * R^{1.057} * V^{1.849}$	0.877
Cube de cure sèche «SC»	1	$F = 0.1284 * R^{0.997} * V^{1.185}$	0.809
	2	$F = 0.0384 * R^{1.152} * V^{1.670}$	0.805
	3	$F = 0.0704 * R^{1.506} * V^{0.402}$	0.938
	1+2+3	$F = 0.0945 * R^{1.093} * V^{1.191}$	0.927
«WC» et «SC»	1	$F = 0.0773 * R^{0.880} * V^{1.868}$	0.839
	2	$F = 0.0183 * R^{1.002} * V^{2.542}$	0.845
	3	$F = 0.052 * R^{1.125} * V^{1.599}$	0.896
	1+2+3	$F = 0.0718 * R^{0.885} * V^{1.912}$	0.900
Élément «E»	1	$F = 0.2175 * R^{0.387} * V^{2.324}$	0.775
	2	$F = 0.2607 * R^{0.994} * V^{0.739}$	0.718
	3	$F = 0.0639 * R^{1.063} * V^{1.515}$	0.955
	1+2+3	$F = 0.1012 * R^{0.671} * V^{2.186}$	0.912



(a) Rebond



(b) VU

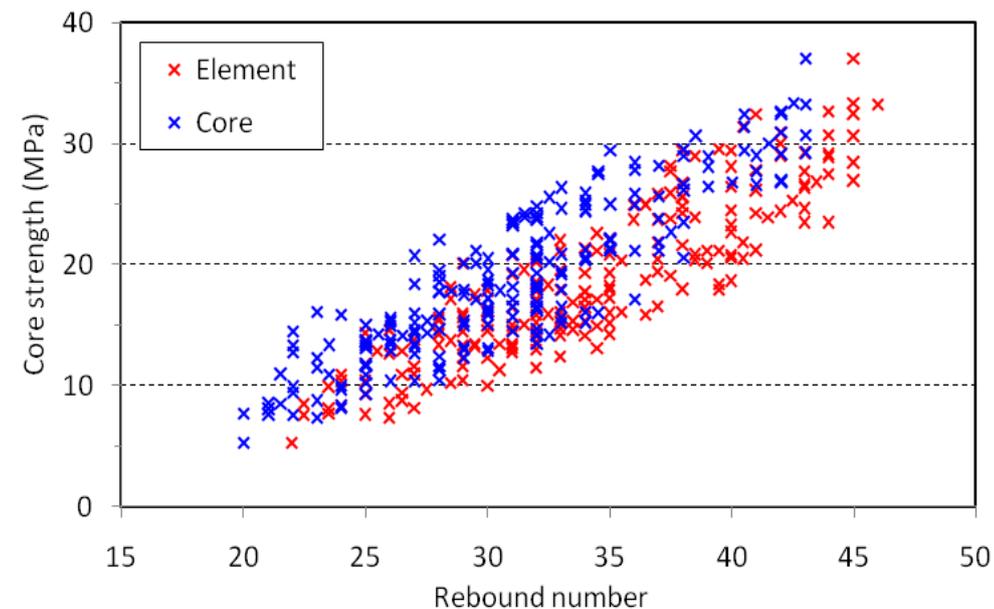


(c) SonReb

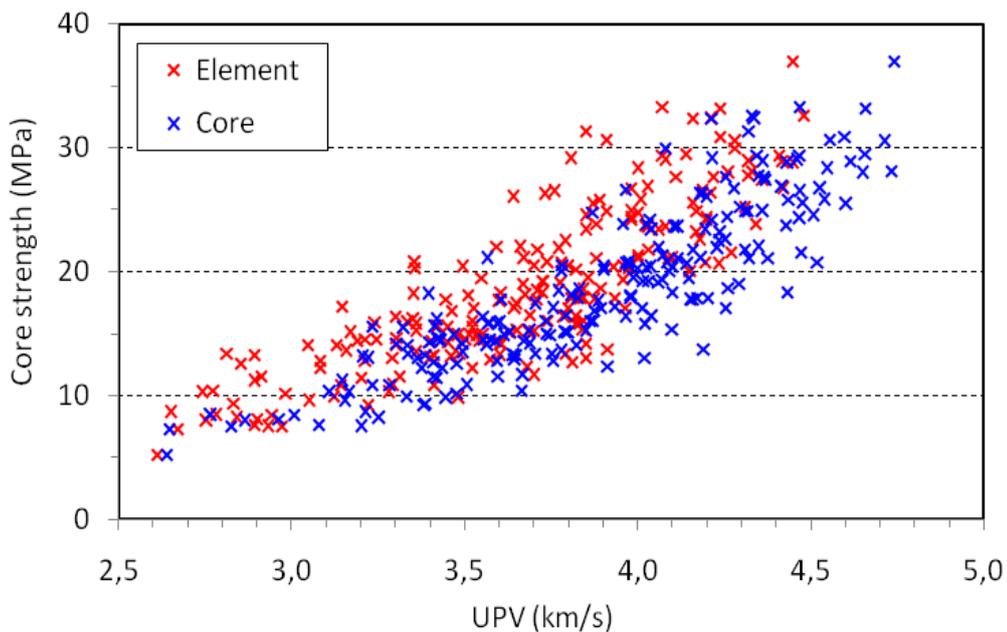
Fig. 4.5 – Comparaison des coefficients r^2 des modèles mono et bi-variable pour les cas d'essai («WC», «SC», «WC+SC» et élément) de différents projets

4.3.3 Béton de construction existante «Situation 3»

Une population de 205 jeux de résultats d'essai (résistance de carotte, mesure du Rebond et mesure de la VU) mesurés sur les deux cas d'essai (carottes et élément de structure) a fait l'objet de l'établissement des relations entre la résistance du béton et les mesures CND (Rebond et VU) (Fig. 4.6). Les mesures CND des deux techniques sont corrélées séparément ou en combinaison avec la résistance des carottes.



(a) Rebond



(b) Vitesse Ultrasonore

Fig. 4.6 – Croisement des résultats d'essai de résistance et de CND pour carottes et éléments

Le **Tableau 4.4** présente les coefficients de détermination r^2 des régressions simples (mono-variable) (**Tableau 4.4.a**) et multiples (bi-variable) (**Tableau 4.4.b**) des relations (résistance – CND) sous trois formes mathématiques (linéaire, puissance et exponentielle) pour les cas d’essai (Elément seul «E», carotte seule «C» et les deux ensembles «E»+ «C»).

Toutes les régressions mono-variables présentent relativement de bonnes corrélations (avec des coefficients de détermination $r^2 \geq 0,69$) (**Tableau 4.4.a**) et même pour les régressions bi-variables, la corrélation est encore améliorée (**Fig. 4.7**) (avec des coefficients $r^2 \geq 0,84$) (**Tableau 4.4.b**). Pour chaque cas de relation, il n’y a qu’une petite différence insignifiante entre les coefficients r^2 des différentes formes mathématiques, sauf pour les formes non-linéaires de la VU qui ont des coefficients r^2 mieux que celui de la forme linéaire (**Tableau 4.4**). La qualité de corrélation est légèrement meilleure pour les Rebonds sur site, alors qu’elle est nettement mieux sur carottes pour la VU. De même, pour la méthode combinée, elle est légèrement meilleure sur carottes que sur site (**Fig. 4.7**). Les modèles identifiés (paramètres) sur les carottes et sur site sont plus ou moins identiques (**Tableau 4.4**).

Si l’on considère que les données des deux cas d’essai (Elément «E» et carotte «C») sont de la même population («E»+«C»), la qualité de corrélation diminue légèrement. Par ailleurs, pour la méthode combinée, la qualité de corrélation de la fusion des deux cas d’essai est nettement améliorée. Elle est meilleure que la méthode combinée de l’élément (**Fig. 4.7**).

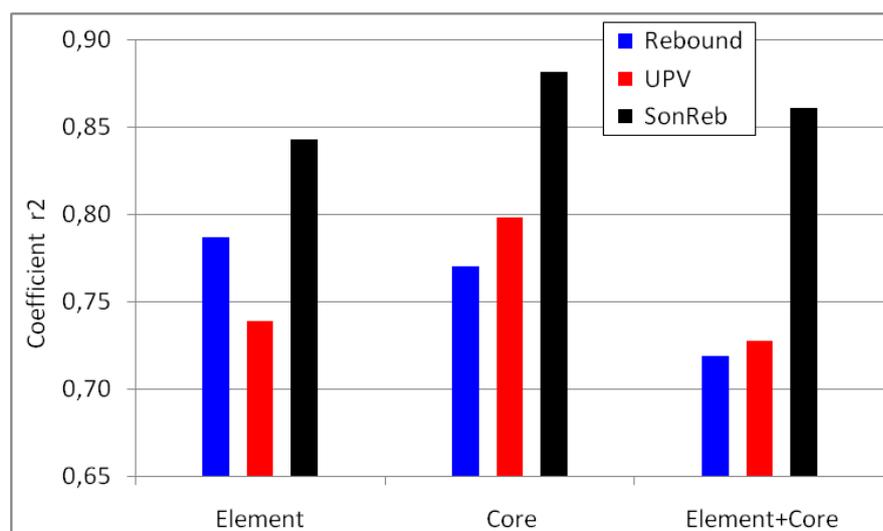


Fig. 4.7 – Comparaison des coefficients r^2 des modèles de résistance mono et bi-variable pour différents cas d’essai (Elément «E», Carotte «C» et «E+C»)

Tableau 4.4 – Différentes formes mathématiques des modèles de résistance établis sur les cas d'essai (Elément «E», Carotte «C» et «E+C») pour CND séparé et combiné

(a) CND séparé

Cas d'essai	Rebond		VU (km/s)	
	Forme du modèle	r^2	Forme du modèle	r^2
Elément «E»	$F = -15.034 + 0.9874 * R$	0.7761	$F = -27.106 + 12.509 * V$	0.7002
	$F = 0.0238 * R^{1.8781}$	0.787	$F = 0.6401 * V^{2.5654}$	0.7152
	$F = 2.6113 * \exp(0.0558 * R)$	0.776	$F = 1.2288 * \exp(0.726 * V)$	0.7163
Carotte «C»	$F = -13.326 + 1.0359 * R$	0.7831	$F = -29.864 + 12.525 * V$	0.7570
	$F = 0.0397 * R^{1.7835}$	0.7701	$F = 0.445 * V^{2.7256}$	0.7985
	$F = 2.9762 * \exp(0.0574 * R)$	0.7536	$F = 1.0518 * \exp(0.7258 * V)$	0.7970
«E» et «C»	$F = -11.673 + 0.9337 * R$	0.7198	$F = -25.833 + 11.815 * V$	0.6877
	$F = 0.0501 * R^{1.6904}$	0.7191	$F = 0.645 * V^{2.5039}$	0.7274
	$F = 3.2079 * \exp(0.0522 * R)$	0.7064	$F = 1.3259 * \exp(0.6852 * V)$	0.7252

(b) CND combiné

Cas d'essai	CND combiné (Rebond, VU (km/s))	
	Forme du modèle	r^2
Elément «E»	$F = -24.674 + 0.653 * R + 5.752 * V$	0.835
	$F = 0.0543 * R^{1.171} * V^{1.286}$	0.843
	$F = 1.3947 * \exp(0.034 * R) * \exp(0.374 * V)$	0.841
Carotte «C»	$F = -26.369 + 0.619 * R + 6.688 * V$	0.872
	$F = 0.0777 * R^{0.943} * V^{1.631}$	0.882
	$F = 1.2422 * \exp(0.029 * R) * \exp(0.448 * V)$	0.877
«E» et «C»	$F = -26.196 + 0.588 * R + 6.828 * V$	0.851
	$F = 0.0717 * R^{1.006} * V^{1.524}$	0.861
	$F = 1.301 * \exp(0.031 * R) * \exp(0.424 * V)$	0.858

De plus, les mesures du Rebond et de la VU sur chaque cas d'essai (Elément «E», Carotte «C») sont aussi corrélées entre elles (Fig. 4.8). On constate aussi pour le Tableau 4.5 qui présente les coefficients r^2 des modèles de concordance entre les mesures du Rebond et celles de la VU pour les trois cas d'essai (Elément seul «E», carotte seule «C») et la fusion des deux «E»+ «C»). La qualité de corrélation entre les mesures CND est relativement faible (avec des coefficients $r^2 \leq 0,61$), mais elle est légèrement meilleure sur site que sur carottes. En plus, la qualité de corrélation de la fusion des données de CND pour les deux cas d'essai (Elément «E», Carotte «C») est très faible. Alors, il peut conclure que la réponse de CND sur béton après le carottage (carotte) se comporte différemment sur béton avant le carottage (élément).

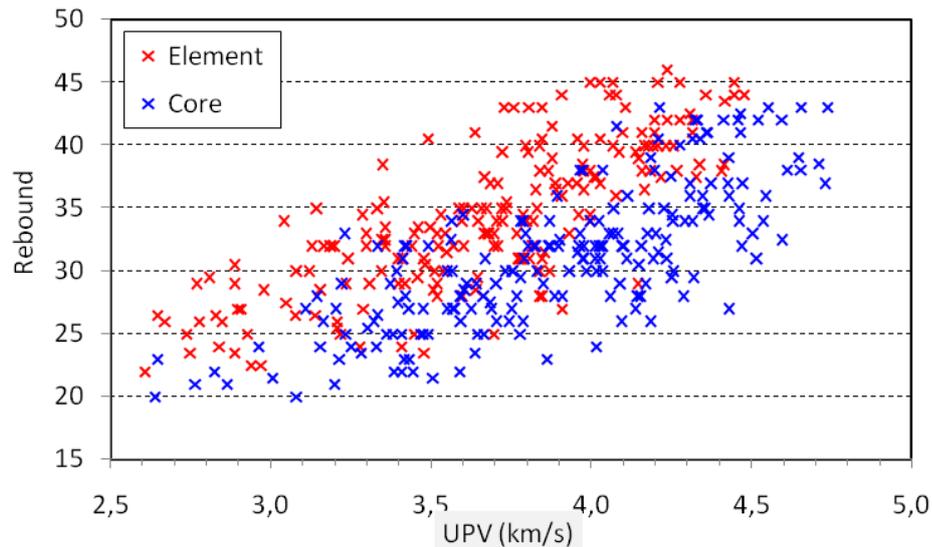


Fig. 4.8 – Mesures du Rebond vs mesures correspondantes de VU des carottes et des éléments

Tableau 4.5 – Modèles mathématiques de concordance entre Rebond et VU établies sur les cas d'essai (Elément «E», Carotte «C» et «E+C»)

Cas d'essai	Rebond en fonction de la VU (km/s))	
	Forme du modèle	r^2
Elément «E»	$R = -3.7265 + 10.353 * V$	0.603
	$R = 8.2215 * V^{1.0927}$	0.601
	$R = 10.796 * \exp(0.3107 * V)$	0.607
Carotte «C»	$R = -5.6509 + 9.4369 * V$	0.589
	$R = 6.3645 * V^{1.1611}$	0.598
	$R = 9.1194 * \exp(0.3109 * V)$	0.604
«E» et «C»	$R = 0.6165 + 8.4776 * V$	0.429
	$R = 8.8694 * V^{0.9734}$	0.4369
	$R = 11.705 * \exp(0.2671 * V)$	0.438

4.4 Etude de la variabilité de la résistance et du CND à différentes échelles

La variabilité est une caractéristique importante, qui représente l'hétérogénéité (non homogénéité) du béton sous forme de variations des propriétés mécaniques et physico-chimiques, ou des zones de faiblesse dans les éléments d'une structure. Elle résulte de la variabilité intrinsèque des matériaux (ex. taille et nature des granulats), de l'effet de la mise en œuvre, de l'effet de l'âge, et aussi des conditions environnementales telles que la température et l'humidité (Nguyen, 2014).

La variabilité du matériau à différentes échelles vise à distinguer la dispersion des mesures entre par exemple les différents éléments d'une structure ou entre les différentes éprouvettes d'une même composition (issues d'une même gâchée ou de deux gâchées successives) (Breysse et al., 2007).

La connaissance de la variabilité (dispersion des mesures) des bétons, soit à petite échelle d'éprouvettes ou à grande échelle d'ouvrages constitue un intérêt majeur qui permet d'optimiser le nombre de mesures pour l'évaluation et le diagnostic des ouvrages. L'objectif principal est d'analyser l'effet de cure, de site et de l'âge sur la variabilité des résistances et du CND mesurés à différents niveaux sur des bétons qui sont issus de la même gâchée.

Statistiquement, la variabilité des mesures à différentes échelles peut être caractérisée par le coefficient de variation (ou l'écart type) des mesures. Si les mesures sont répétées sur le même point d'essai «PE» de l'éprouvette ou de l'élément, alors cette imparfaite répétition est notée répétabilité (Breysse et al., 2008). De même, la dispersion des mesures à l'intérieur d'une éprouvette du fait de l'hétérogénéité du matériau est notée variabilité «Vr1» (Fig. 4.9). Ceci décrit la dispersion entre les mesures des points d'essai dans une éprouvette. La variabilité «Vr1M» est la valeur moyenne de toutes les éprouvettes dupliquées d'une même gâchée.

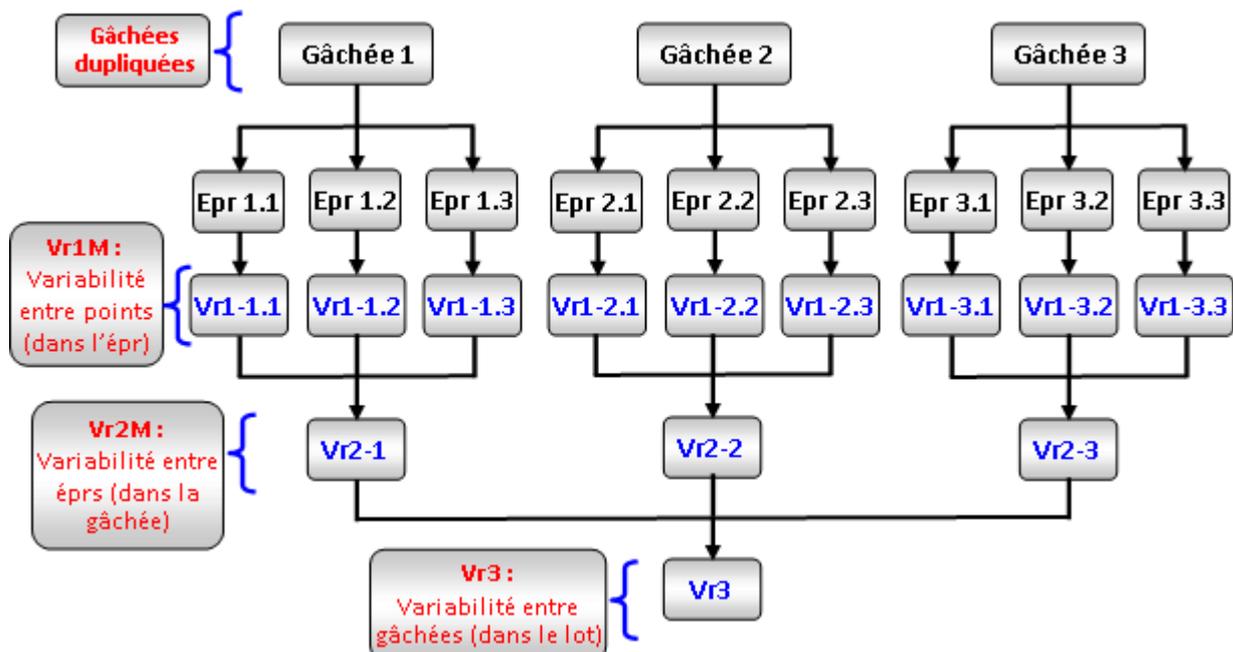


Fig. 4.9 – Variabilité des mesures à différentes échelles (Vr1, Vr2 et Vr3) (exemple de trois gâchées dupliquées avec trois éprouvettes pour chacune)

La variabilité «Vr2» résulte de la variabilité de fabrication du matériau à l'intérieur d'une même gâchée (Fig. 4.9). La variabilité à ce niveau décrit la dispersion entre les éprouvettes dupliquées dans une gâchée. La variabilité «Vr2M» est la valeur moyenne de toutes les gâchées. La variabilité «Vr3» vise à distinguer la dispersion de fabrication du matériau entre les gâchées dupliquées du même lot du béton (Fig. 4.9).

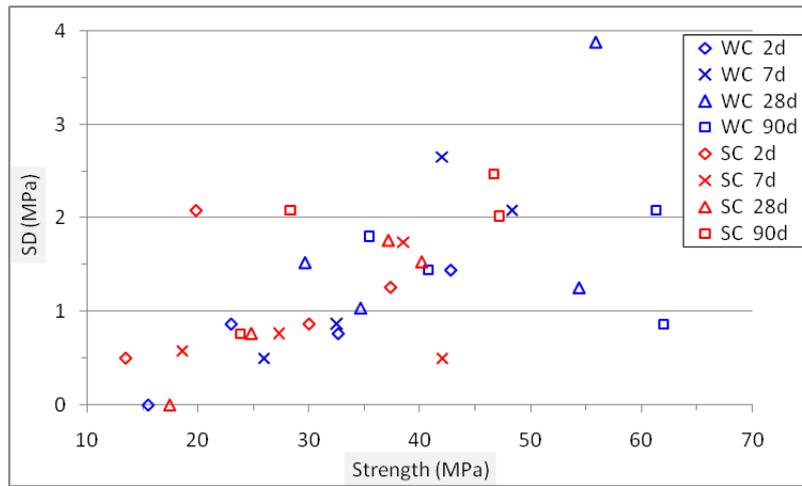
A priori, la variabilité Vr1 est plus grande que la répétabilité, car elle résulte de la répétabilité et de la variabilité liée à l'hétérogénéité interne (locale) de l'éprouvette (aléa spatial) (Breysse et al., 2008). De même, la variabilité Vr2 est plus grande que Vr1, car la différence est due de l'hétérogénéité entre les éprouvettes de la même gâchée. L'hétérogénéité entre les gâchées permet au Vr3 d'être plus grande que Vr2. Si l'on suppose que les gâchées sont toutes identiques, alors Vr3 = Vr2, mais du fait des aléas de fabrication entre les gâchées, Vr3 > Vr2 (Breysse et al., 2008).

4.4.1 Béton de laboratoire «Situation 1»

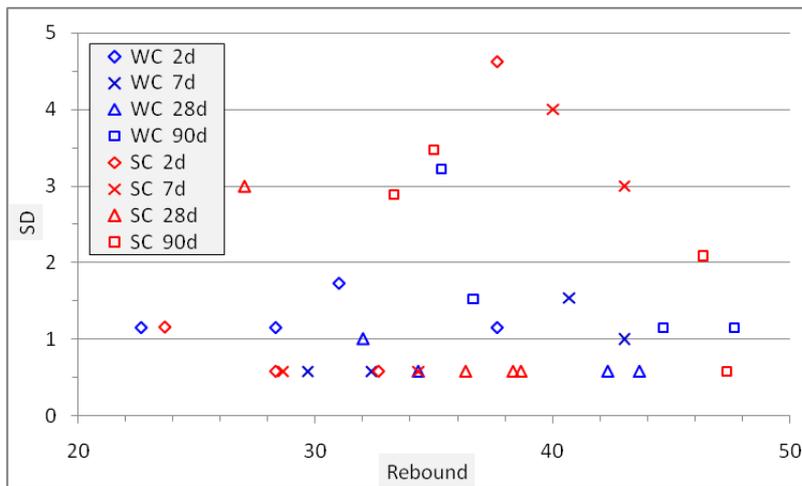
La Figure 4.10 montre la variabilité (écart type «SD») des résultats de résistance et de CND (Rebond et VU) dans les gâchées «Vr2» pour deux cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et cubes de cure sèche «SC») qui sont testés à différents âges. Chaque résultat de résistance ou de CND représente la valeur moyenne de trois éprouvettes dupliquées (elles sont confectionnées de la même source de gâchée, conservées dans les mêmes conditions de cure et testées au même âge). Chaque trois éprouvettes dupliquées constituent une gâchée ou bien un niveau de résistance.

L'analyse de la Figure 4.10 montre qu'il peut y avoir une tendance globale d'augmentation de l'écart type quand sa valeur moyenne augmente (ACI 228.1R, 2003). Cette tendance est relativement plus forte pour la résistance (Fig. 4.10a) et est plus faible pour le Rebond et la VU (Figs. 4.10b et 4.10c).

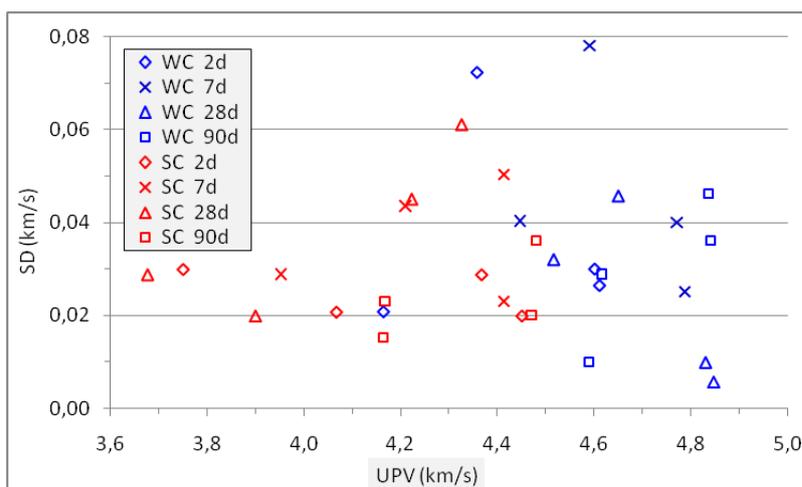
Dans le cas du Rebond, la variabilité dans les gâchées «Vr2» représentée par le coefficient de variation «CV» est légèrement supérieure pour le cas d'essai «SC» que celui du «WC». Par ailleurs, cette différence est presque insignifiante pour la VU et la résistance. La VU présente une variabilité (CV) relativement plus faible que celles du Rebond (ACI 228.1R, 2003) et de la résistance (Fig. 4.11).



(a) Résistance



(b) Rebond



(c) VU

Fig. 4.10 – Variabilité «Vr2» dans les gâchées de chaque cas d'essai («WC» et de «SC») testé à différents âges

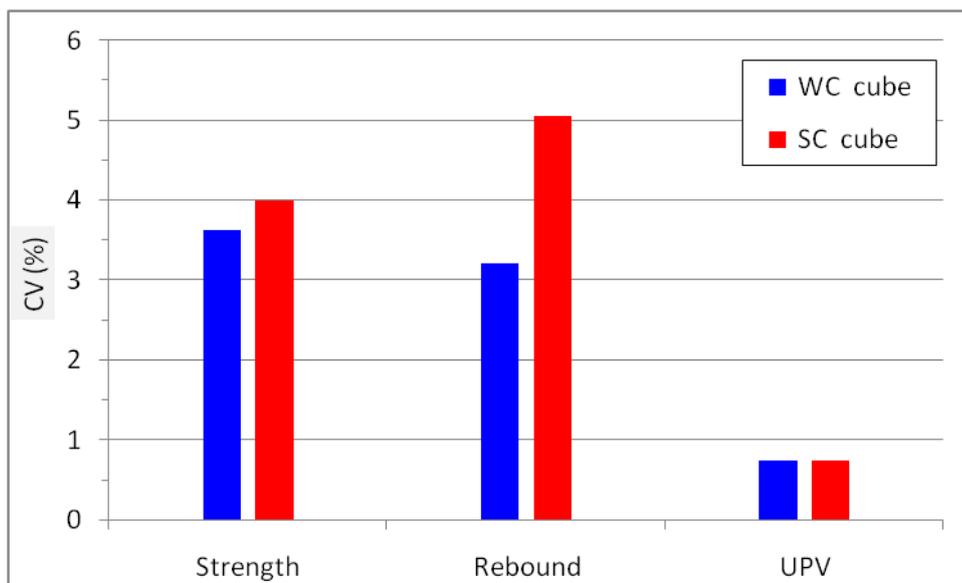
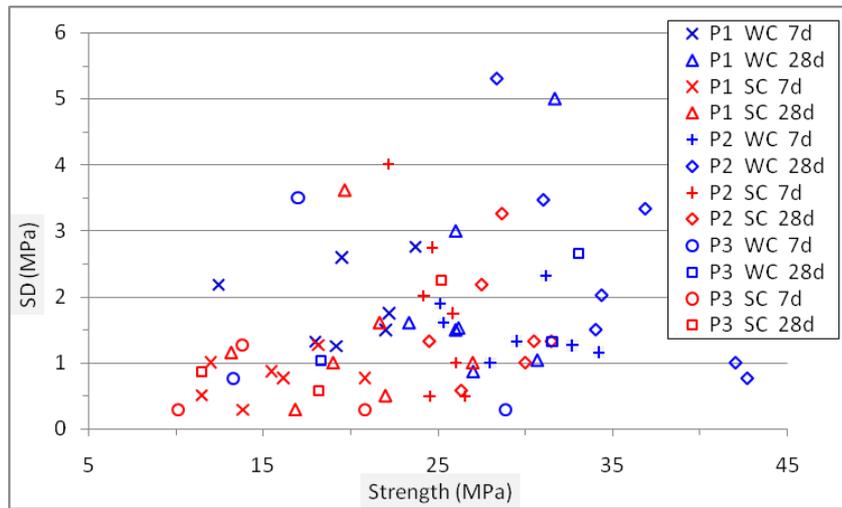


Fig. 4.11 – Comparaison de la variabilité «Vr2» dans les gâchées entre les cas d'essai («WC» et «SC»)

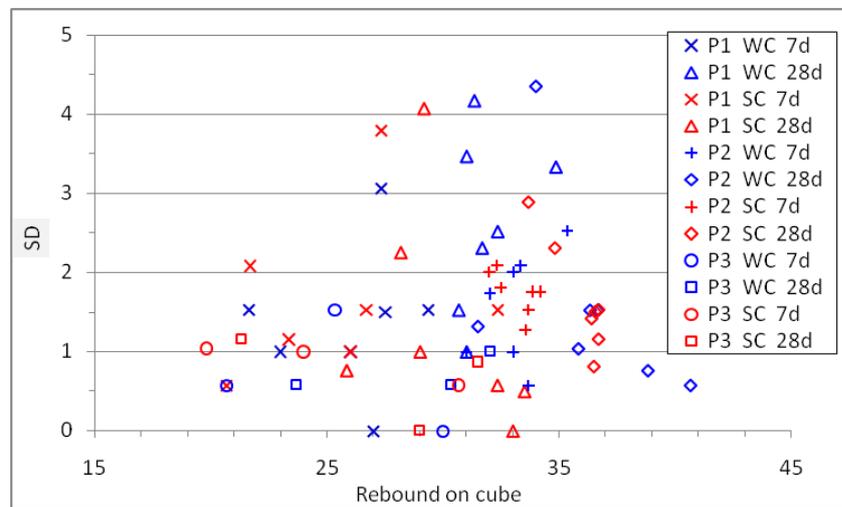
4.4.2 Béton de construction en cours de réalisation «Situation 2»

Les variabilités (SD) Vr2 (dans les gâchées) et Vr3 (entre les gâchées) des résultats de résistance et de CND (Rebond et VU) pour deux cas d'essai (cubes «WC» et «SC») sont respectivement présentées dans les **Figures 4.12 et 4.13**. Les cas d'essai de chaque projet (P1, P2 et P3) sont testés à différents âges (7 et 28 j). Pour la variabilité «Vr2» (**Fig. 4.12**), chaque résultat représente la valeur moyenne de trois éprouvettes dupliquées (elles sont confectionnées de la même source de gâchée, conservées dans les mêmes conditions de cure et testées au même âge). Par ailleurs, pour la variabilité «Vr3» (**Fig. 4.13**), les résultats représentent respectivement la valeur moyenne de sept, sept et trois gâchées dupliquées pour les projets (P1, P2 et P3). Chaque trois éprouvettes dupliquées constituent une gâchée.

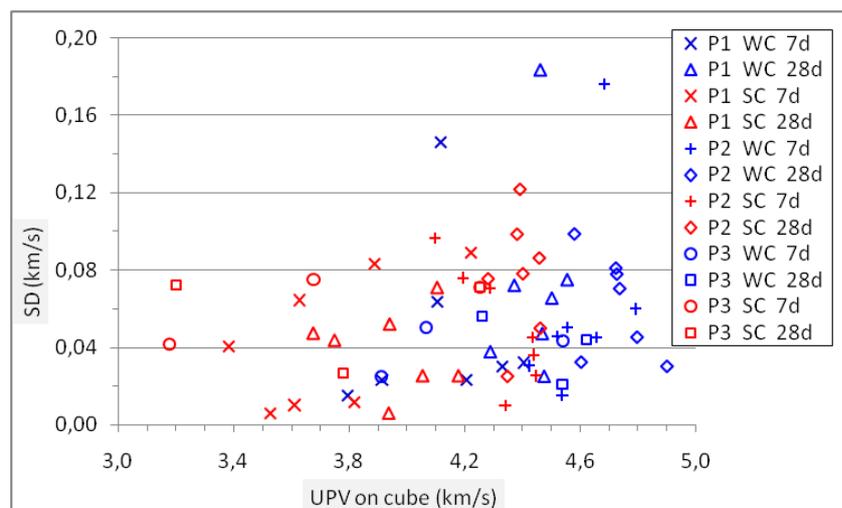
Le béton de situation (2) en termes de variabilité «Vr2» se comporte presque comme celui de la situation «1» c.à.d. l'écart type dans les gâchées peut avoir une tendance d'augmentation quand sa valeur moyenne augmente (**Fig. 4.12**). Par ailleurs, il semble que l'écart type entre les gâchées «Vr3» a une tendance globale de diminution quand sa valeur moyenne augmente (**Fig. 4.13**). Cette tendance est relativement plus faible pour la résistance (**Fig. 4.13a**) et est plus forte pour le Rebond et la VU (**Figs. 4.13b et 4.13c**).



(a) Résistance

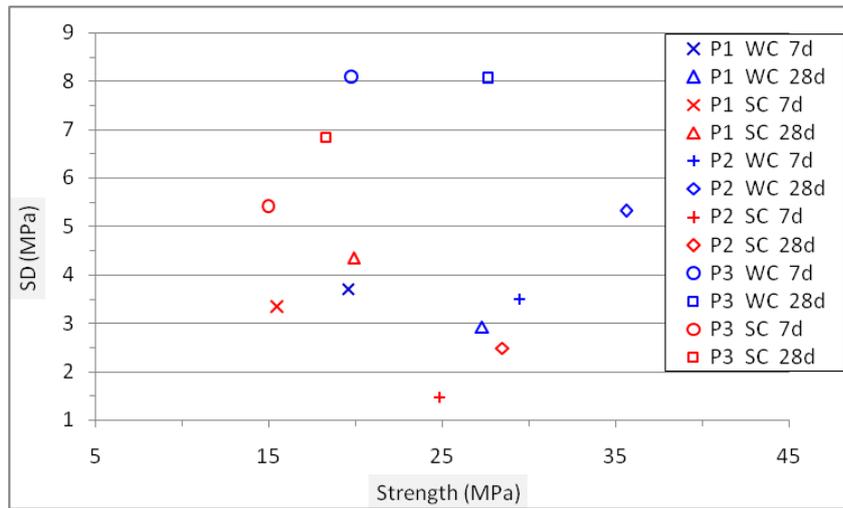


(b) Rebond

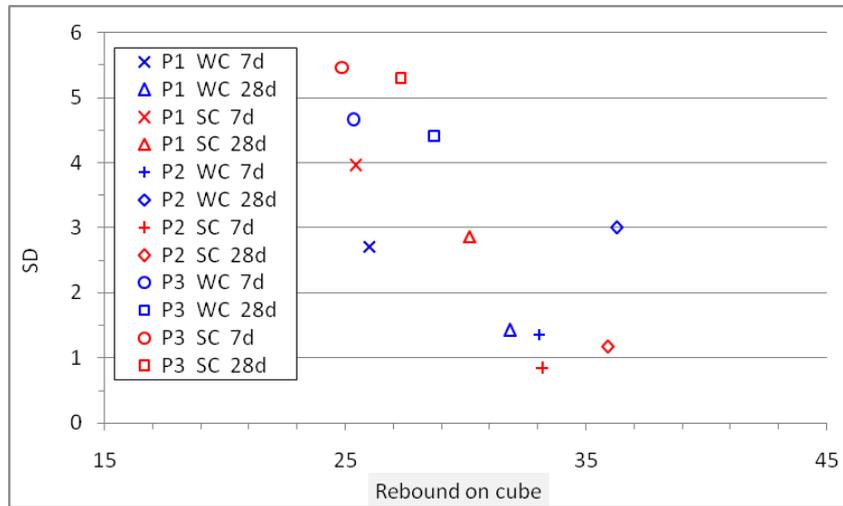


(c) UPV

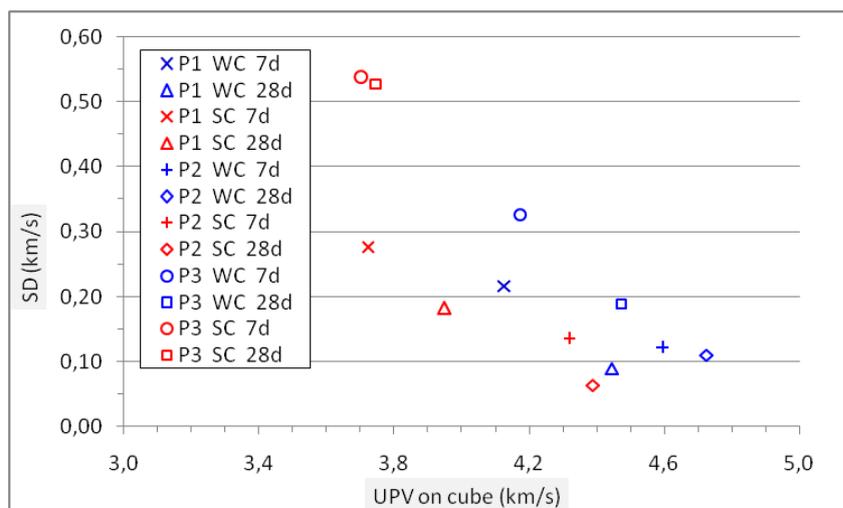
Fig. 4.12 – Variabilité «Vr2» dans les gâchées de chaque cas d’essai («WC» et «SC») testés à différents âges pour chaque projet



(a) Résistance



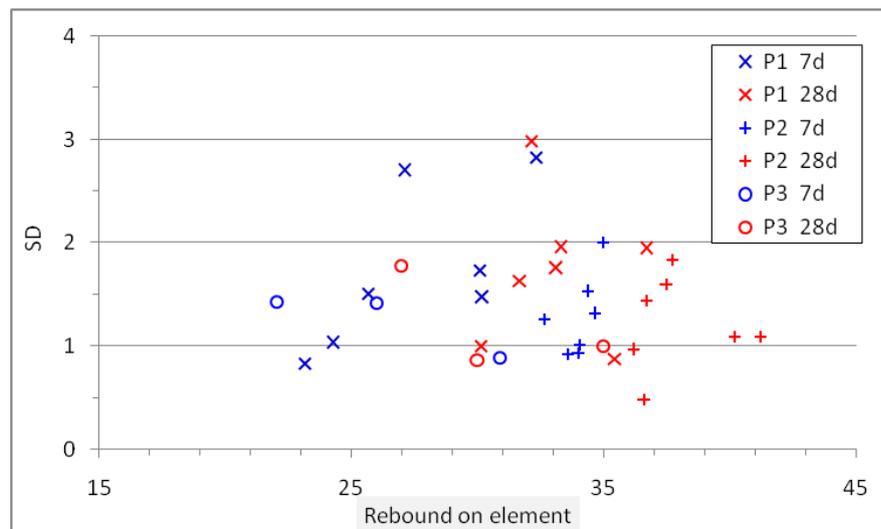
(b) Rebond



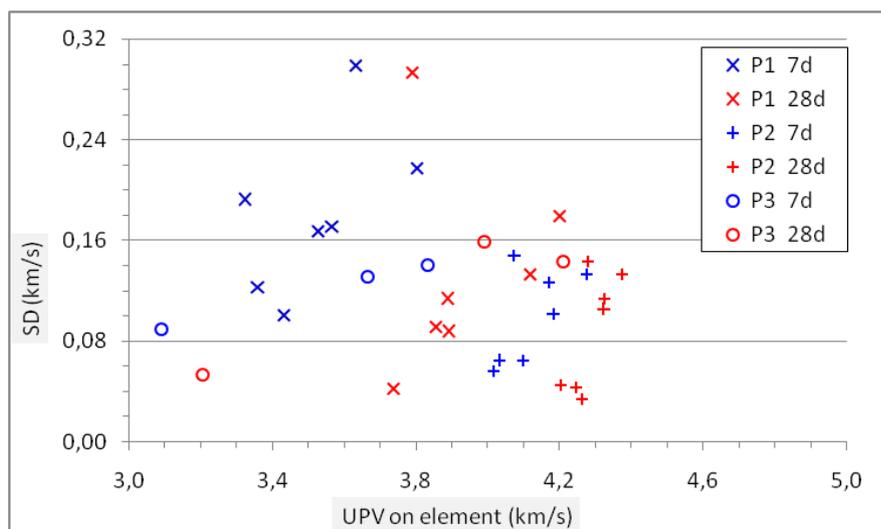
(c) UPV

Fig.4.13 – Variabilité «Vr3» entre les gâchées de chaque cas d’essai («WC» et «SC») testés à différents âges pour chaque projet

Les **Figures 4.14 et 4.15** illustrent respectivement les variabilités (SD) Vr2 et Vr3 des résultats de CND (Rebond et VU) sur élément de structure (cas d'essai «E») pour chaque projet (P1, P2 et P3) qui est testé à différents âges (7 et 28 j). Chaque résultat de la variabilité «Vr2» (**Fig. 4.14**) représente la valeur moyenne de trois éléments de structure dupliqués. Chaque trois éléments sont issus de la même gâchée et testés au même âge. Pour la variabilité «Vr3» (**Fig. 4.15**), les résultats représentent respectivement la valeur moyenne de sept, sept et trois gâchées dupliquées pour les projets (P1, P2 et P3).

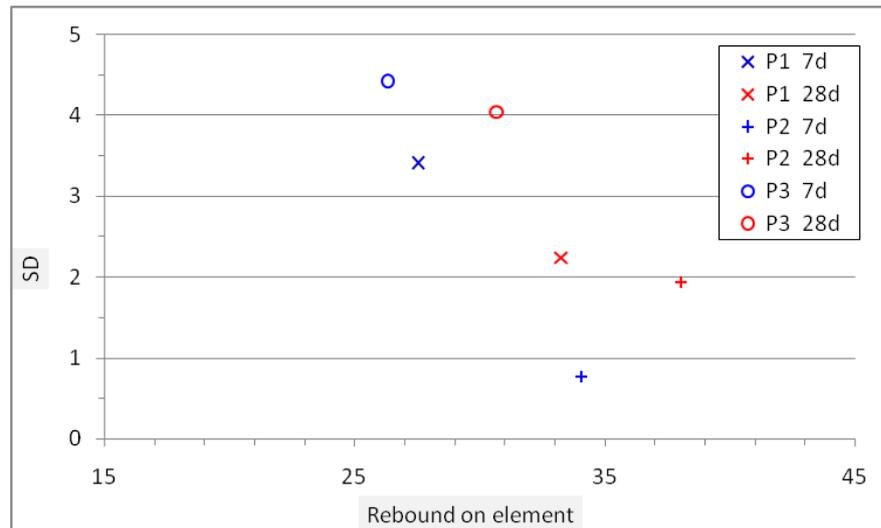


(a) Rebond

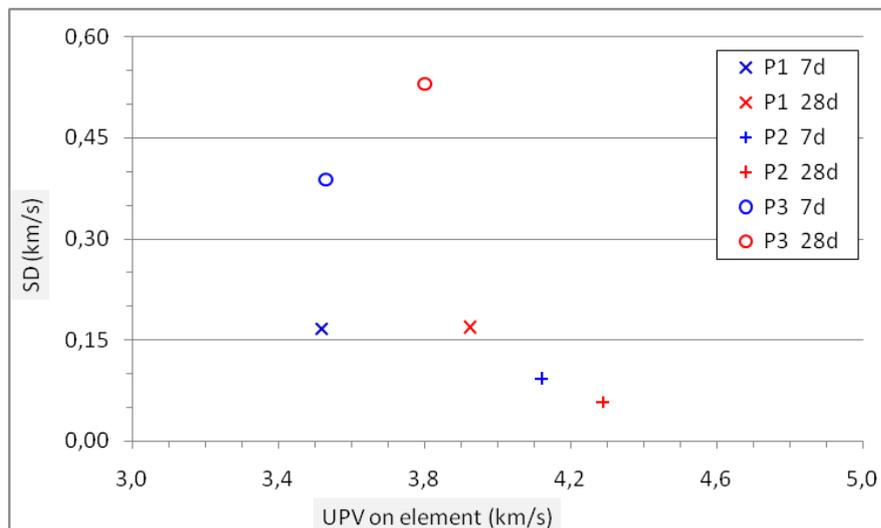


(b) UPV

Fig. 4.14 – Variabilité «Vr2» dans les gâchées du cas d'essai (Elément «E») testé à différents âges pour chaque projet



(a) Rebond



(b) UPV

Fig. 4.15 – Variabilité «Vr3» entre les gâchées de cas d’essai (Elément «E») testé à différents âges pour chaque projet

Les variabilités «Vr2» (Fig. 4.14) et «Vr3» (Fig. 4.15) du CND sur l’élément présentent presque les mêmes tendances de comportement que celles des cas d’essai (cubes «WC» et «SC»). La variabilité «Vr3» de résistance et de CND est plus élevée pour tous les cas d’essai (WC, SC et E) du projet «P3» et est plus faible pour le projet «P2» (Figs. 4.13 et 4.15). Ceci est expliqué que le béton du projet «P2» est fabriqué à l’aide d’une centrale à béton avec une présence relativement régulière et permanente d’un contrôle et d’un suivi des travaux, mais pour le béton des autres, ceci est expliqué par l’absence totale du contrôle des travaux au niveau du projet «P3» et par une fabrication manuelle du béton au niveau du projet «P1».

En raison de la dispersion de fabrication entre les gâchées, il est clair que la variabilité Vr3 «CV» est toujours plus élevée que la variabilité Vr2 «CV» pour tous les cas d'essai. Pour la VU, la variabilité Vr2 «CV» est légèrement supérieure pour le cas d'essai «E» que celles des «WC» et «SC». Par ailleurs, cette différence est presque insignifiante pour le Rebond. La variabilité Vr3 «CV» présente une légère différence entre les cas d'essai «WC», «SC» et «E» en cas du CND, mais pour la résistance cette différence est presque nulle. La variabilité (CV) Vr2 ou Vr3 est relativement plus faible pour la VU que celles du Rebond et de la résistance (Fig. 4.16).

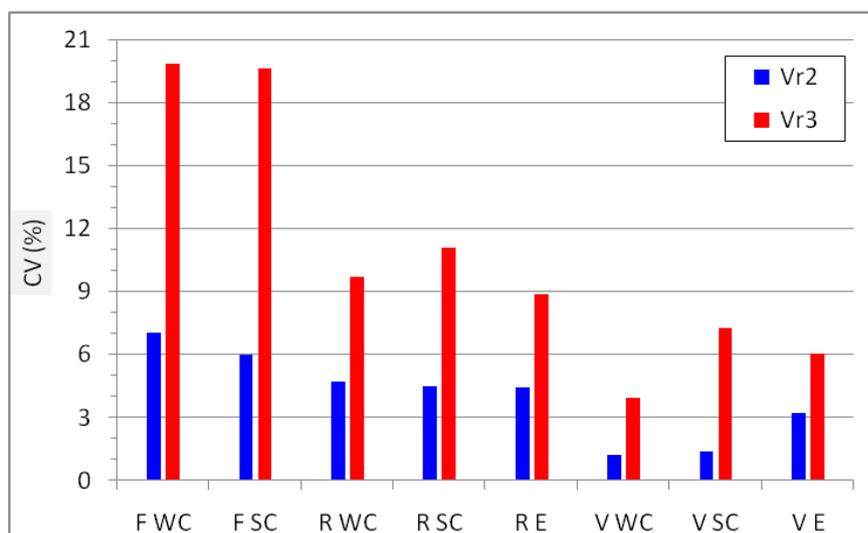


Fig. 4.16 – Comparaison entre les variabilités «Vr2» et «Vr3» des gâchées de chaque cas d'essai («WC», «SC» et «E») pour l'ensemble des projets

4.4.3 Béton de construction existante «Situation 3»

Pour les bétons de situation «1» et «2», la variabilité des mesures est classifiée à différentes échelles sur la base de l'information disponible sur le béton en termes par exemple de formulation, de cure, d'âge, et même de gâchée. Cette information est souvent inconnue pour le béton de situation «3». Alors, la variabilité des données est donc quantifiée à plusieurs échelles pour des sous-ensembles d'éléments de structure selon les blocs, les étages ou les types d'éléments (poteaux ou poutres) (Tableau 4.6). Ceci afin d'identifier des « zones » qui sont statistiquement considérées comme homogènes sur la base du coefficient de variation «CV». Le Tableau 4.6 met en évidence, pour chaque type de mesure de CND, lorsque le CV est inférieur à 10% (jaune), entre 10 et 15% (bleu clair) ou supérieur à 15% (rose). Tous les sous-ensembles semblent avoir des caractéristiques relativement proches en termes de valeurs moyennes et CV.

Le bloc 2 présente des propriétés légèrement meilleures que ceux du bloc 1, avec une petite différence de propriétés entre les étages de chaque bloc. De même, les propriétés (moyenne) des poutres sont légèrement mieux que celles des poteaux.

La variabilité en termes de CV est plus faible pour la VU que celles du Rebond et de la résistance sur tous les sous-ensembles. De même, La variabilité du Rebond est généralement plus faible sur éléments de structure «E» que sur carottes «C» (Fig. 4.17).

Tableau 4.6 – Variabilité des données des sous-ensembles d'éléments de la structure

Données sous-ensembles	Rebond sur élément			Rebond sur carotte			VU sur élément (km/s)			VU sur carotte (km/s)			Résistance (MPa)		
	Moy	SD	CV (%)	Moy	SD	CV (%)	Moy	SD	CV (%)	Moy	SD	CV (%)	Moy	SD	CV (%)
Globales	34	5,80	16,9	31	5,55	17,9	3,67	0,43	11,8	3,89	0,45	11,6	18,8	6,50	34,6
Bloc 1 (B1)	33	5,80	17,6	30	5,39	18,0	3,54	0,45	12,8	3,76	0,47	12,6	17,3	6,62	38,2
Bloc 2 (B2)	36	5,36	14,9	33	5,46	16,8	3,86	0,33	8,5	4,07	0,35	8,6	20,9	5,75	27,5
RDC-B1 (B1-So)	34	6,31	18,4	31	6,26	20,3	3,64	0,56	15,4	3,87	0,56	14,4	18,7	8,12	43,5
Niv1-B1 (B1-S1)	34	5,80	17,1	31	5,55	17,9	3,70	0,35	9,6	3,88	0,45	11,6	18,9	6,34	33,5
Niv2-B1 (B1-S2)	31	5,01	16,0	28	4,15	14,6	3,32	0,34	10,2	3,57	0,35	9,9	15,0	4,75	31,7
RDC-B2 (B2-So)	35	5,98	17,0	32	6,16	19,2	3,79	0,34	9,0	4,04	0,41	10,0	20,1	6,16	30,7
Niv1-B2 (B2-S1)	37	4,38	11,9	33	4,45	13,4	3,95	0,30	7,5	4,10	0,27	6,6	21,9	5,09	23,2
Poutres-B1 (Bm-B1)	34	5,97	17,5	31	5,23	17,1	3,70	0,45	12,1	3,92	0,49	12,4	18,9	6,70	35,4
Poteaux-B1 (Cl-B1)	32	5,61	17,4	29	5,48	18,6	3,43	0,42	12,3	3,65	0,43	11,8	16,2	6,38	39,3
Poutres-B2 (Bm-B2)	37	5,65	15,3	33	6,26	19,2	3,89	0,30	7,8	4,09	0,41	9,9	21,8	6,41	29,3
Poteaux-B2 (Cl-B2)	35	5,15	14,5	32	4,95	15,3	3,84	0,35	9,0	4,05	0,32	7,8	20,3	5,26	25,9
Mesure locale	36	5,21	14,5	32	4,48	14,0	3,82	0,33	8,7	4,06	0,37	9,2	20,5	5,84	28,4

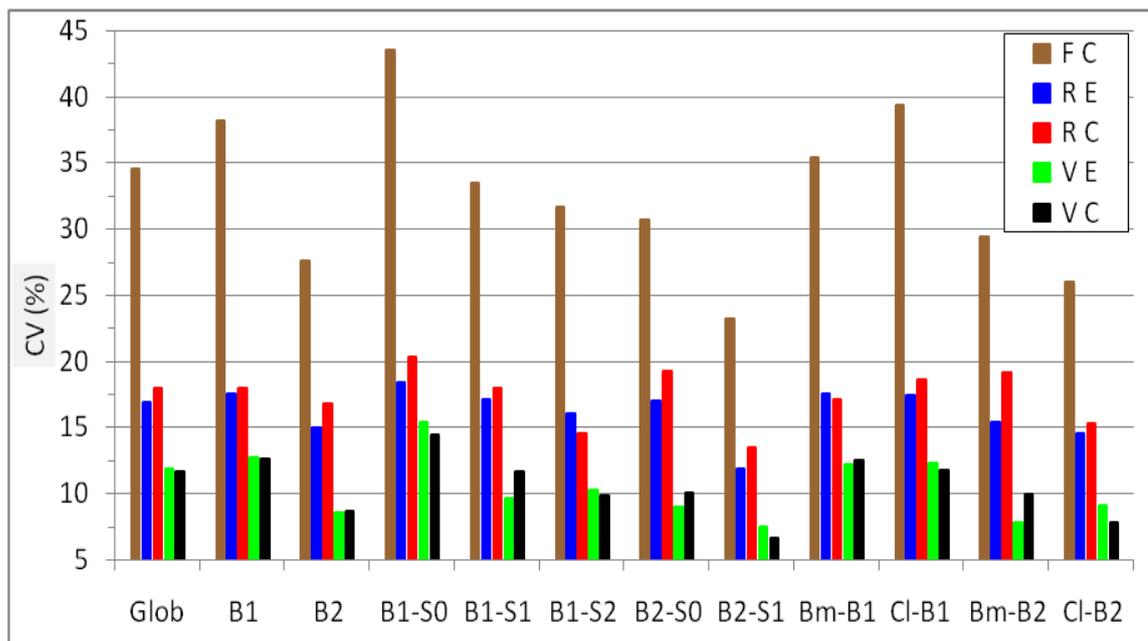


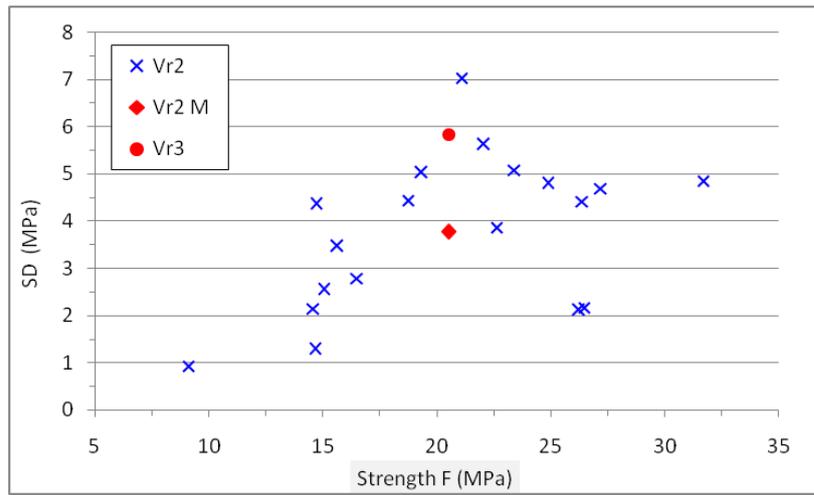
Fig. 4.17 – Variabilité de la résistance «F» et du CND «R et V» dans des sous-ensembles d'éléments «zones de mesure» de chaque cas d'essai (Elément «E» et Carotte «C»)

La **Figure 4.18** montre les variabilités (SD) Vr_2 et Vr_3 des résultats de résistance et de CND (Rebond et VU) sur les cas d'essai (élément de structure «E» et carottes «C»). Ceci concerne 19 éléments de structure qui ont présenté trois mesures pour chacun.

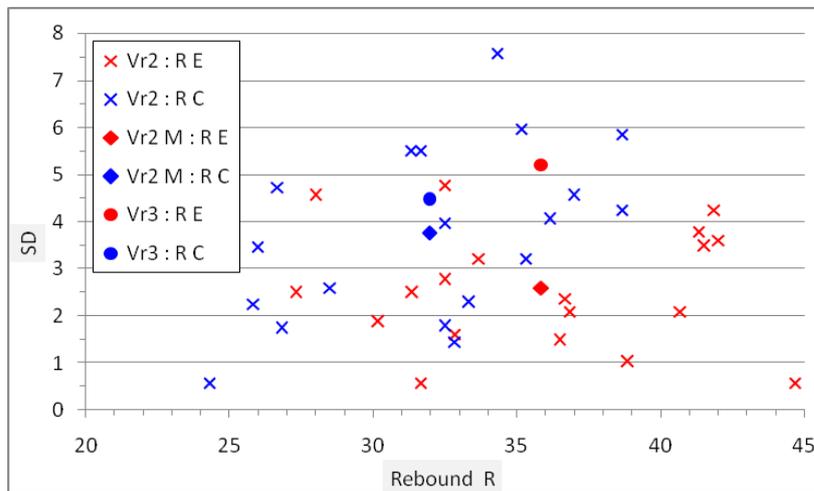
La variabilité Vr_2 décrit ici la dispersion entre les trois mesures de chaque élément, mais la variabilité Vr_3 concerne la dispersion entre les éléments. Comme les bétons de situation «1» et «2», la variabilité Vr_2 (SD) dans les éléments peut avoir une tendance d'augmentation quand sa valeur moyenne augmente (**Fig. 4.18**).

La variabilité Vr_3 (entre les éléments) en termes de CV est plus élevée que la variabilité Vr_2 (dans les éléments) pour tous les cas d'essai (Elément «E» et Carotte «C»). Ceci est expliqué par la variabilité spatiale c.à.d. que la variabilité à l'échelle de longue distance est plus élevée que de celle de courte distance (**Fig. 4.19**).

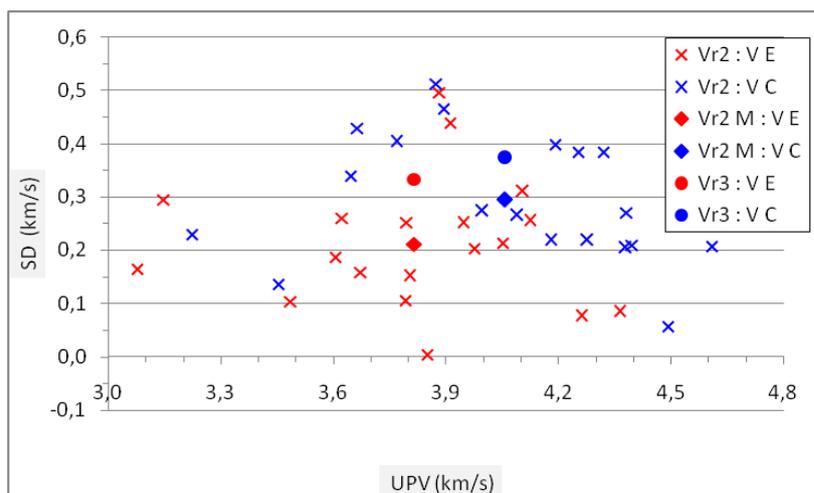
Pour la VU, la variabilité «CV» Vr_2 ou Vr_3 est légèrement supérieure pour le cas d'essai carotte «C» que celle du cas d'essai élément «E». La variabilité (CV) Vr_2 ou Vr_3 est relativement plus faible pour la VU que celles du Rebond et de la résistance (**Fig. 4.19**).



(a) Résistance



(b) Rebond



(c) VU

Fig. 4.18 – Variabilité Vr2 « échelle de courte distance » (Vr2 M: moyenne des Vr2) et Vr3 « échelle de longue distance » des mesures locales (19 éléments présentent 3 mesures)

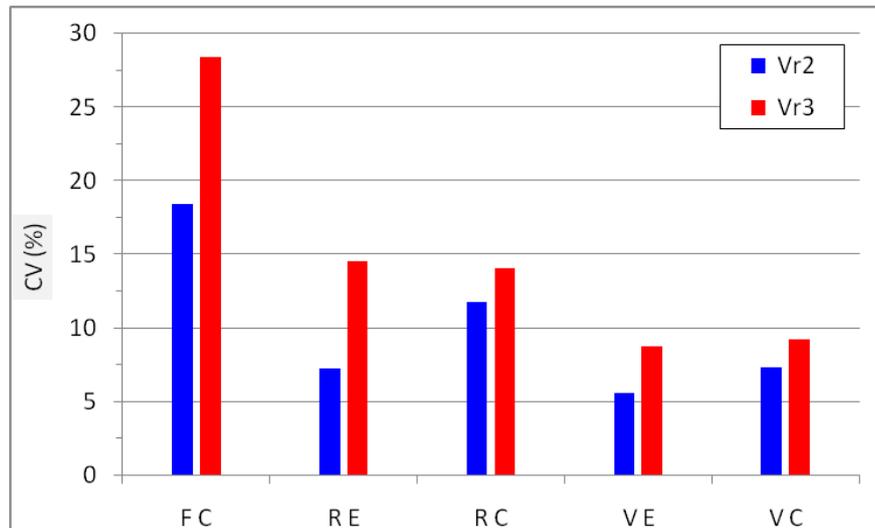


Fig. 4.19 – Comparaison entre variabilités «Vr2» et «Vr3» des mesures locales de CND «R, V» et de résistance «F» de chaque cas d’essai (Elément «E» et Carotte «C»)

4.4.4 Comparaison de variabilités entre différentes situations

Les **Figures 4.20 et 4.21** illustrent respectivement les variabilités (CV) Vr2 et Vr3 des résistances et de CND (Rebond et VU) sur les cas d’essai (élément de structure «E», cube «SC» et carotte «C») pour les trois situations du béton. Le terme spécimen «P» signifie cube «SC» en cas du béton de situation «1» ou «2» et carotte «C» en cas de situation «3»

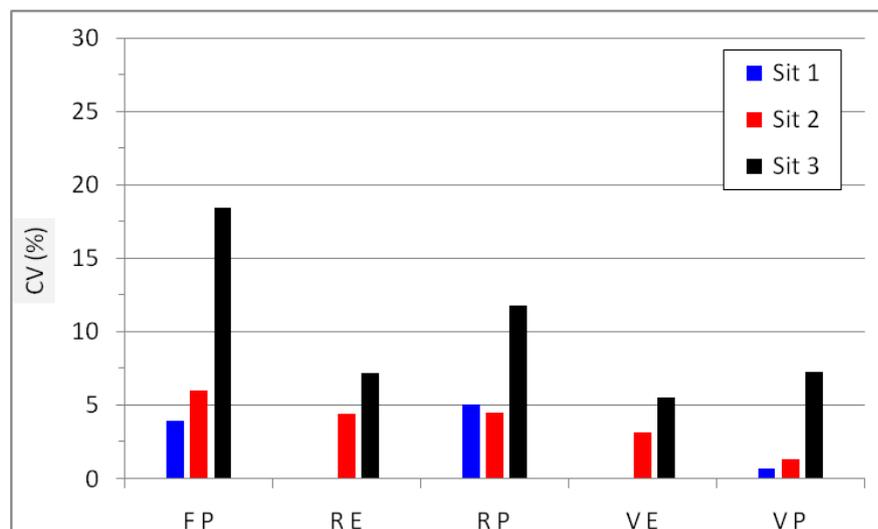


Fig. 4.20 – Comparaison de variabilité «Vr2» de résistance et de CND entre les trois situations du béton pour différents cas d’essai (Elément «E» et Spécimen «P» «cube ou carotte»)

La variabilité Vr2 de résistance et de CND du béton de situation «3» est nettement supérieure à celles du béton des situations «1» et «2» pour tous les cas d’essai. Ceci explique que l’absence

de l'information sur l'historique du béton entraîne une mauvaise répartition des zones d'essai et par conséquent une variabilité élevée (Fig. 4.20). De même pour la variabilité Vr3, elle est plus élevée pour le béton de situation «3» que celle du béton de situations «2» pour tous les cas d'essai (Fig. 4.21).

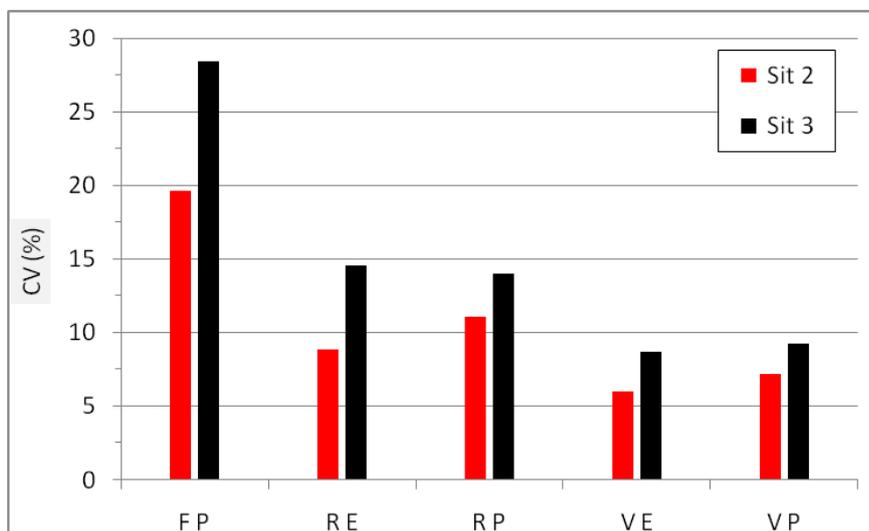


Fig. 4.21 – Comparaison de variabilité «Vr3» de résistance et de CND entre deux situations du béton (2 et 3) pour différents cas d'essai (Elément «E» et Spécimen «P» «cube ou carotte»)

4.5 Analyse de la variation de résistances et de CND à l'effet de site, de cure ou d'âge

Cette partie a pour objet d'analyser la réponse des propriétés (résistance et CND) vis-à-vis de l'effet de certains paramètres (site, cure et âge) et ensuite d'étudier la sensibilité pour évaluer cette variation des propriétés en termes de moyenne et de variabilité. Les résultats de résistance et de CND qui font l'objet de cette analyse, sont ceux des «zones d'essai : ZE» pour les bétons de situations «1» (Fig. 4.22) et «2» (Fig. 4.23). Chaque paire de zone d'essai à analyser sont proviennent des bétons de même source de gâchée. Un résultat de zone d'essai est caractérisé par la valeur moyenne «REM» et l'écart type «SD» des résultats d'essai «RE». Chaque résultat d'essai est issu d'une seule surface d'essai «SE».

Pour le béton de situations «1», la gâchée est répartie en deux cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et de cure sèche «SC») avec une triple répétition des cubes pour chaque cas d'essai. Par ailleurs, pour le béton de situations «2», la gâchée est répartie en trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément de structure «E») avec une triple répétition des cubes et des éléments.

Pour le béton de situation «3», les résultats de résistance et de CND présentés ici sont ceux des surfaces d'essai «SE» (Fig. 4.24). Chaque surface d'essai est représenté par un seul résultat

d'essai «RE». Les paires de résultats d'essai à analyser sont issues du même béton (à l'intérieur d'une surface d'essai) dans la structure. Deux cas d'essai font l'objet de cette analyse : élément de structure «E» qui représente le béton avant le carottage et carotte «C» qui représente le béton après le carottage.

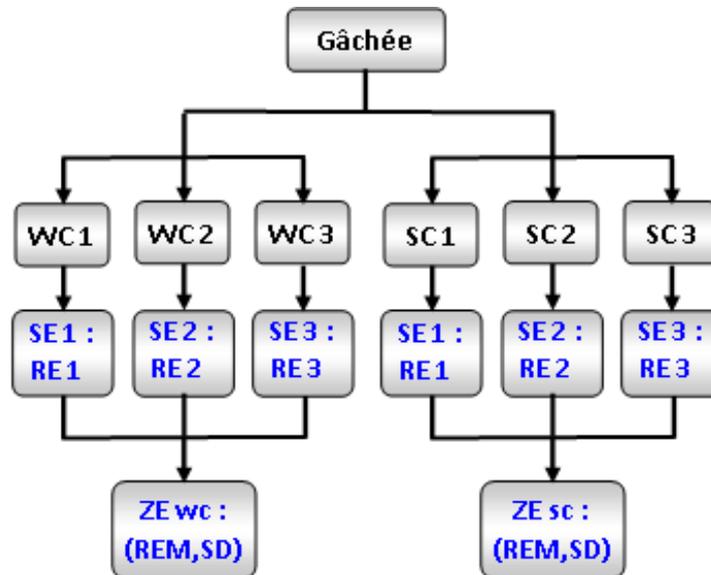


Fig. 4.22 – Répartition d’une gâchée en surfaces «SE» et en zones d’essai «ZE» pour le béton de situation 1

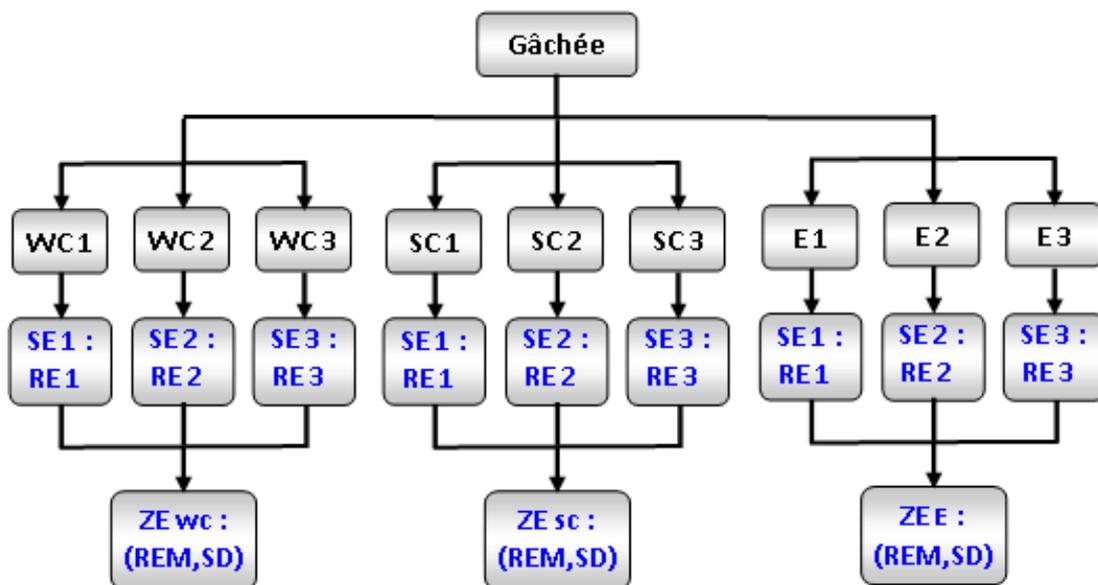


Fig. 4.23 – Répartition d’une gâchée en surfaces «SE» et en zones d’essai «ZE» pour le béton de situation 2

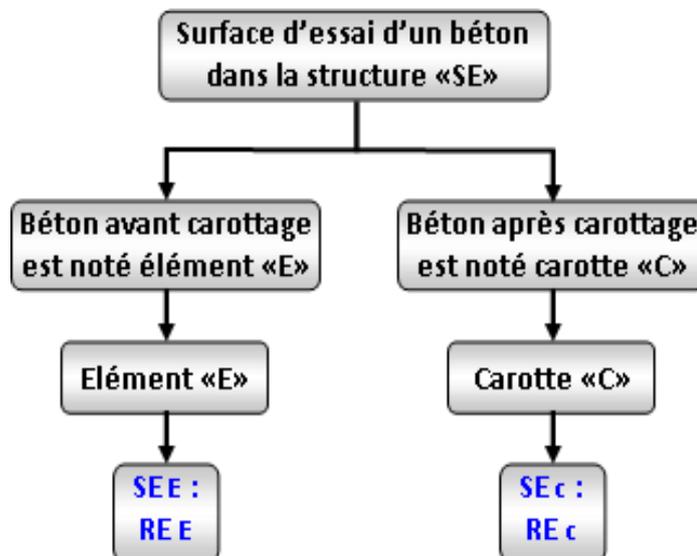


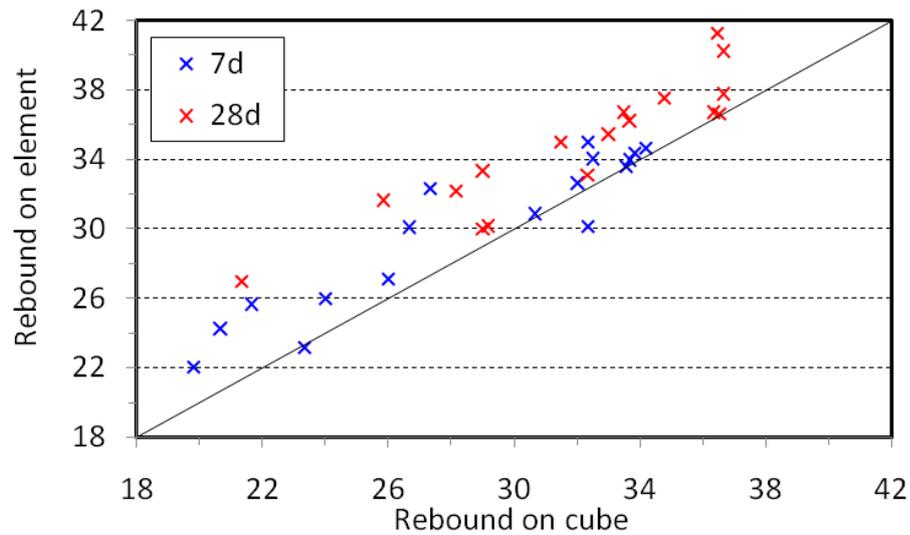
Fig. 4.24 – Répartition d’une surface d’essai «SE» dans la structure en SE d’élément et de carotte pour le béton de situation 3

4.5.1 Différence des résultats CND entre le site et le laboratoire «effet de site»

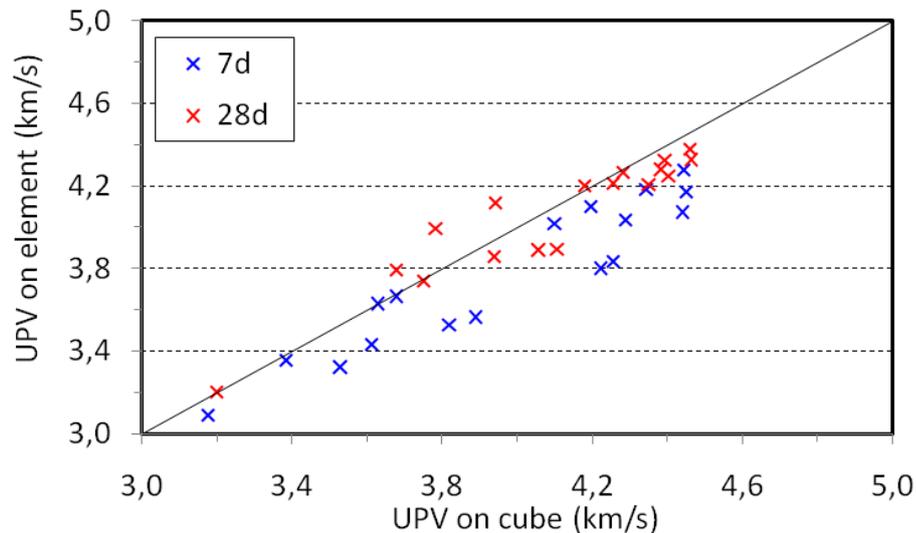
Il est à noter que l’essai sur site tient compte des effets dus aux matériaux (composants du béton) et aux conditions d’exécution (serrage, cure, etc.) (EN 13791, 2007). Pour que le transfert de données de laboratoire vers le site soit fiable, il est nécessaire d’ajuster les modèles de calibration du laboratoire selon l’identification de la différence qui existe entre ces deux cas d’essai (site et laboratoire).

4.5.1.1 Effet de site en cas du béton de situation «2»

La **Figure 4.25** compare les résultats d’essai «REM» de CND (Rebond et VU) mesurés sur les zones d’essai «ZE» de deux cas d’essai (cubes «CS» et élément de structure «E»). Les éléments et les cubes sont issus des mêmes gâchées et sont testés au même âge (Fig. 4.23). Les cubes sont soumis aux conditions de cure aussi similaires que possible que les éléments. Il est à noter pour comparaison que les Rebonds mesurés directement sur les éléments sont plus élevés que ceux mesurés sur les cubes (Fig. 4.25.a), mais pour la VU, le cas contraire est observé (Fig. 4.25.b) (AliBenyahia et al., 2017 a). Kaplan (1958) a aussi constaté que la vitesse ultrasonore mesurée sur les poteaux coulés avec le même béton est plus faible que celle mesurée sur les éprouvettes conservées soit in situ soit en laboratoire.



(a) Rebond



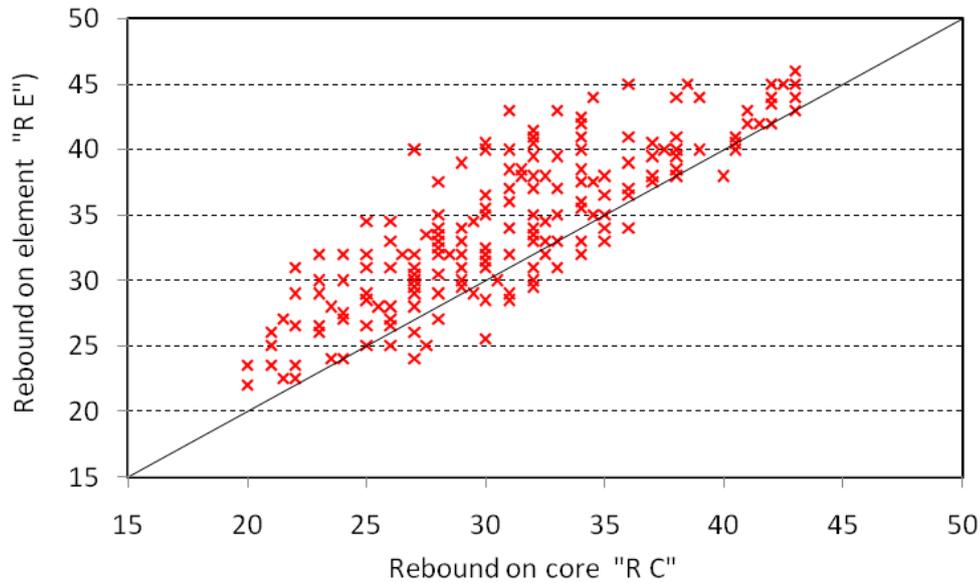
(b) VU

Fig. 4.25 – Comparaison entre CND (Rebond et VU) sur cube «SC» et sur élément «E» en cas de construction nouvelle

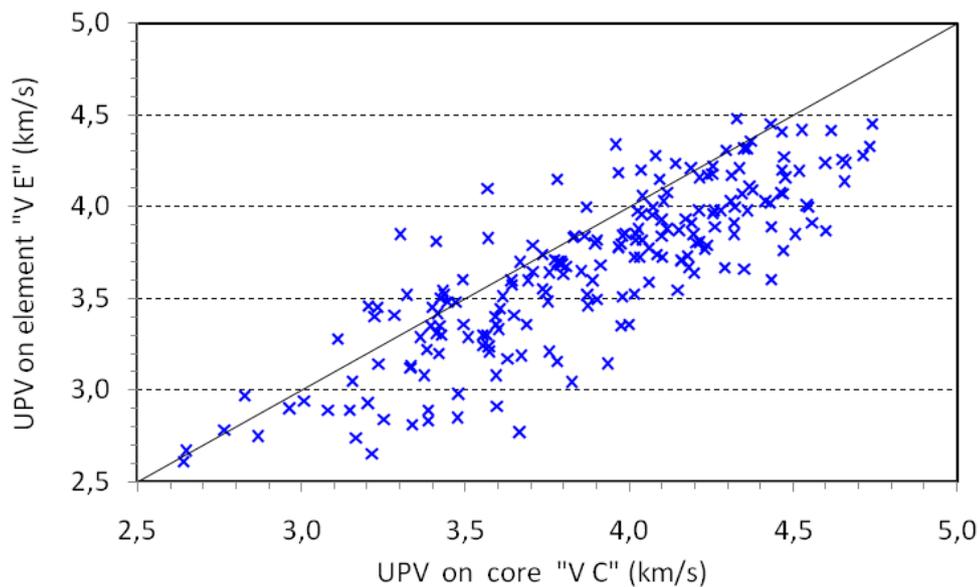
4.5.1.2 Effet de site en cas du béton de situation «3»

Pour les constructions existantes «situation 3», un même type de comportement que celui de situation «2» est observé entre les résultats d'essai «RE» de CND (Rebond et VU) mesurés sur éléments «E» et ceux mesurés sur carottes «C» (Fig. 4.26). La sous-estimation constatée sur les Rebonds mesurés sur cubes (Fig. 4.25.a) et sur carottes (Fig. 4.26.a) par rapport aux ceux des éléments, est probablement due de l'effet du maintien de la presse. Si la charge du maintien de la presse est moins de 7 MPa, une sous-estimation des Rebonds est constatée (Bungey et al.,

2006). La charge de maintien pour notre cas était (entre 3 et 9 MPa) souvent inférieure à cette valeur pour éviter le risque de fissuration de notre béton qui est de faible résistance. Pour la VU (Fig. 4.26.b), la norme EN 12504-4 (2005) précise également que les VU obtenues sur des carottes après découpe et immersion seront généralement supérieures à celles obtenues avant carottage.



(a) Rebond



(b) VU

Fig. 4.26 – Comparaison entre CND (Rebond et VU) sur carotte «C» et sur élément «E» en cas du béton de situation «3»

4.5.1.3 Sensibilité des CND à l'effet de site pour différentes situations

Afin de quantifier l'effet de site sur les mesures CND, la sensibilité moyenne est calculée. La sensibilité du CND à l'effet de site « Sb_{site} » est définie comme le taux de variation du CND mesuré sur spécimen « CND_P » et sur élément « CND_E » (Eq. 4.1). Le terme spécimen «P» signifie le cube «SC» en cas du béton de situation «2», ou carotte «C» en cas de situation «3».

$$Sb_{site} = \frac{CND_E - CND_P}{CND_P} \times 100 \dots \dots \dots (Eq. 4.1)$$

La sensibilité à l'effet de site est légèrement significative pour le Rebond que pour la VU, mais avec des effets opposés. En outre, elle est un peu plus élevée à l'âge de 28 jours (9%) qu'à 7 jours (6%) pour le Rebond, mais pour la VU, elle est inférieure à 28 jours (1%) qu'à 7 jours (5%) (AliBenyahia et al., 2017 a) (Fig. 4.27).

Pour le béton de situation «2», la différence du Rebond entre les cubes et les éléments peut être aussi expliquée par la surface externe du béton produite par le coffrage. Les matériaux du coffrage peuvent être différents pour les cubes et les éléments de structure. Ce facteur devrait également être considéré dans les modèles de corrélation (ACI 228 1R, 2003). Cependant, la différence de VU est probablement due au degré de serrage qui est généralement plus faible sur les éléments que sur les cubes (AliBenyahia et al., 2017 a). A 7 jours, les deux bétons : celui du cube et d'élément présentent des taux d'humidité plus proches (ils sont coulés de la même gâchée), alors qu'à 28 jours les conditions de séchage influent beaucoup plus sur le béton du cube que celui de l'élément. Par conséquent, l'évolution de la VU du cube est moins importante par rapport à celle de l'élément. Pour cette raison, cette différence est plus faible à 28 jours qu'à 7 jours.

En outre, la sensibilité du CND à l'effet de site est un peu plus élevée pour le béton de situation «3» que celui de situation «2» (Fig. 4.27). La surestimation du Rebond est peut-être due à l'effet de la carbonatation qui existe sur le vieux béton (situation 3), car les surfaces testées au Rebond sont carbonatées pour les éléments mais pour les carottes, elles sont saines. Selon la littérature (Khan, 2002; Malhotra et Carino, 2004), si la profondeur de la carbonatation atteint 20 mm d'épaisseur, les Rebonds mesurés sur la surface du béton carbonatée sont plus élevés jusqu'à 50% que ceux mesurés sur une surface non carbonatée. La différence de VU entre les carottes et les éléments pour le béton de situation «3», peut être expliquée par la pénétration de l'humidité dans les carottes lors de l'extraction et du sciage qui ont été réalisés à l'état humide.

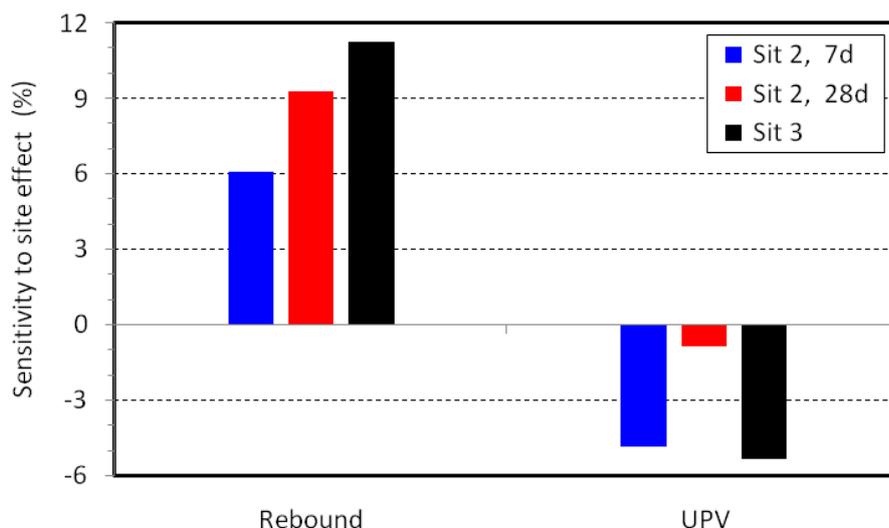


Fig. 4.27 – Sensibilité du CND (Rebond et VU) à l’effet de site (entre spécimen et élément) pour les bétons de situation «2» et «3»

4.5.1.4 Effet de site sur la variabilité des CND à différentes situations

La **Figure 4.28** montre la sensibilité de la variabilité des résultats du CND (Rebond et VU) à l’effet de site pour les bétons de situation «2» et «3». La sensibilité de la variabilité du CND à l’effet de site « $Sb_{var\ site}$ » est définie comme le taux de variation de l’écart type du CND sur spécimen « $SD_{CND\ P}$ » et sur élément « $SD_{CND\ E}$ » (Eq. 4.2).

$$Sb_{var\ site} = \frac{SD_{CND\ E} - SD_{CND\ P}}{SD_{CND\ P}} \times 100 \dots \dots \dots (Eq. 4.2)$$

Pour le béton de situation «2», la sensibilité de variabilité du CND sur cubes est nettement plus élevée que sur éléments. En plus, une différence insignifiante de sensibilité est constatée entre l’âge de 7 et 28 jours. La sensibilité de variabilité du CND est plus élevée pour le béton de situation «2» que de situation «3» (**Fig. 4.28**).

Sachant que la variabilité du Rebond sur cube est influée non seulement par l’hétérogénéité du béton mais aussi par l’incertitude du système du maintien de la presse lors de l’essai. Pour cette raison, la variabilité du Rebond sur cube est constatée plus élevée que celle sur élément malgré que le degré d’hétérogénéité du béton est souvent plus élevé sur élément. En revanche, le cas contraire est observé pour le béton de situation «3». La variabilité du Rebond sur éléments est plus élevée que sur carottes en raison probablement de la grande variabilité de la carbonatation elle-même sur le vieux béton des éléments qui dépasse la variabilité due au système du maintien de la presse.

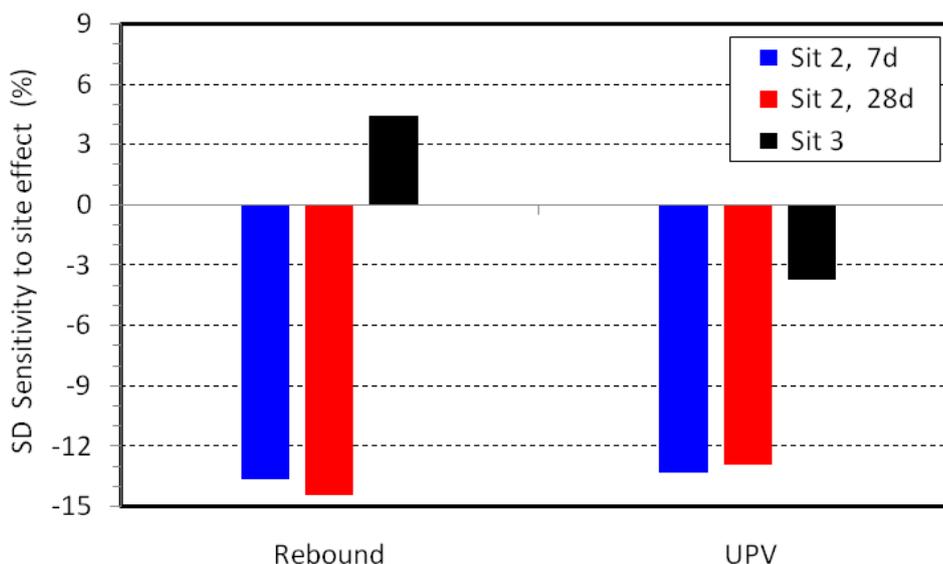


Fig. 4.28 – Sensibilité de l'écart type du CND (Rebond et VU) à l'effet de site (entre spécimen et élément) pour les bétons de situation «2» et «3»

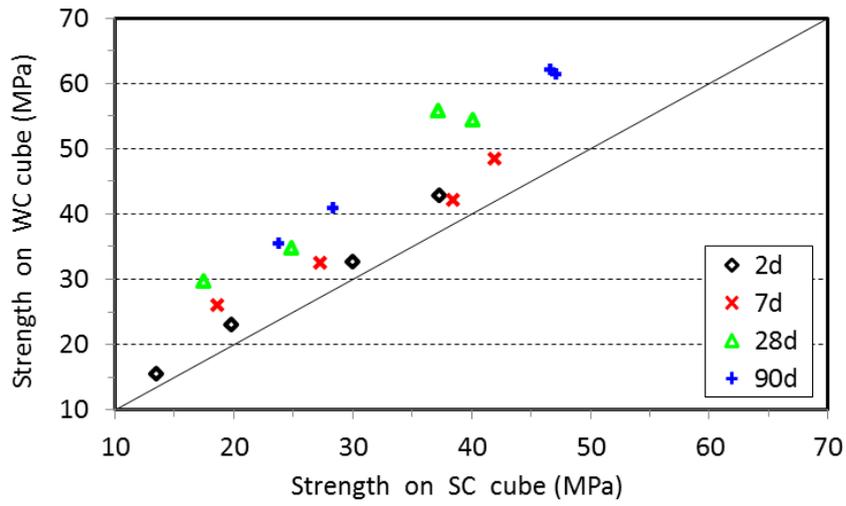
Pour la variabilité de la VU du béton de situation «2», les cubes sont beaucoup plus influencés par les conditions de séchage à l'air qui sont plus variables en espace et en temps. Alors, ces conditions entraînent à leur tour une dispersion des VU qui est plus élevée sur cubes que sur éléments (Fig. 4.28). Pour le béton de situation «3», la variabilité de la VU est aussi constatée plus élevée sur carottes que sur éléments (Fig. 4.28). Cette différence de variabilité est due cette fois-ci à l'humidité de l'extraction et du sciage qui ne peut pas être contrôlée avec le même degré d'humidité, ce qui entraîne la dispersion élevée des VU sur les carottes.

4.5.2 Effet de cure sur la variation des propriétés (résistance et CND)

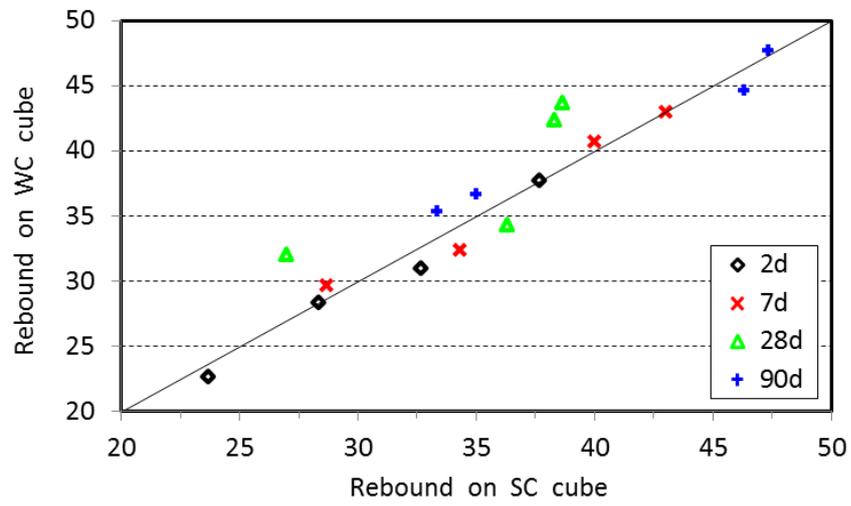
Cette partie permet de mettre en relief la réponse des mesures de résistance et de CND à l'effet de cure. L'identification de la différence des mesures qui existe entre les deux cas d'essai (cure humide et cure sèche) permet d'ajuster les modèles de calibration en cas de transfert de données de l'un des deux cas d'essai vers l'autre.

4.5.2.1 Effet de cure en cas des bétons de situation «1» et «2»

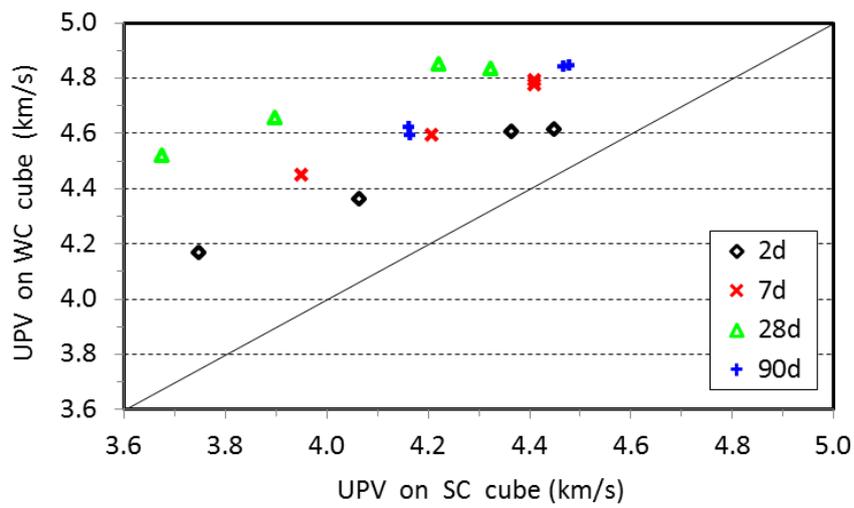
Les Figures 4.29 et 4.30 comparent respectivement pour les bétons de situation «1» et «2» les résultats d'essai «REM» de résistance et de CND (Rebond et VU) mesurés sur les zones d'essai «ZE» de deux cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et de cure sèche «SC»). Les cubes de deux cas d'essai sont confectionnés à partir de la même gâchée et sont testés au même âge (Figs. 4.22 et 4.23).



(a) Résistance

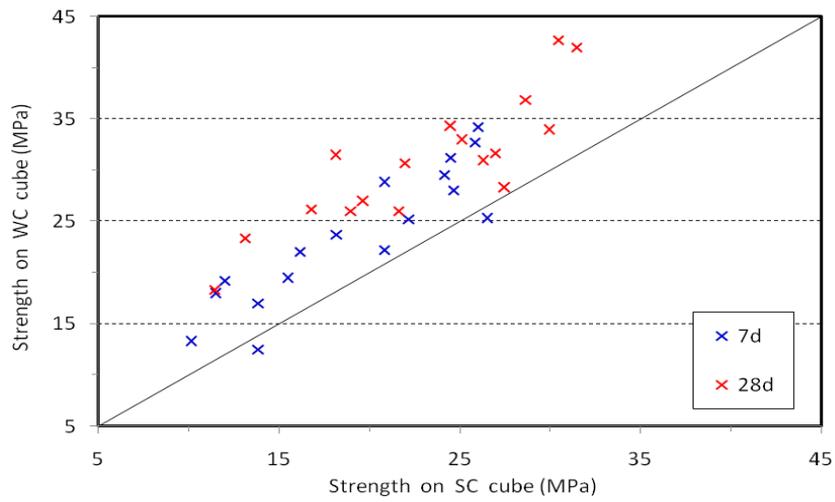


(b) Rebond

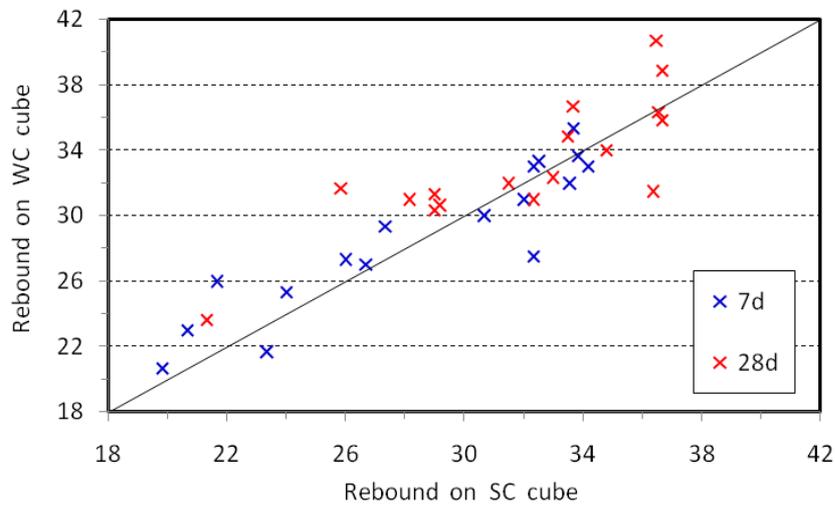


(c) VU

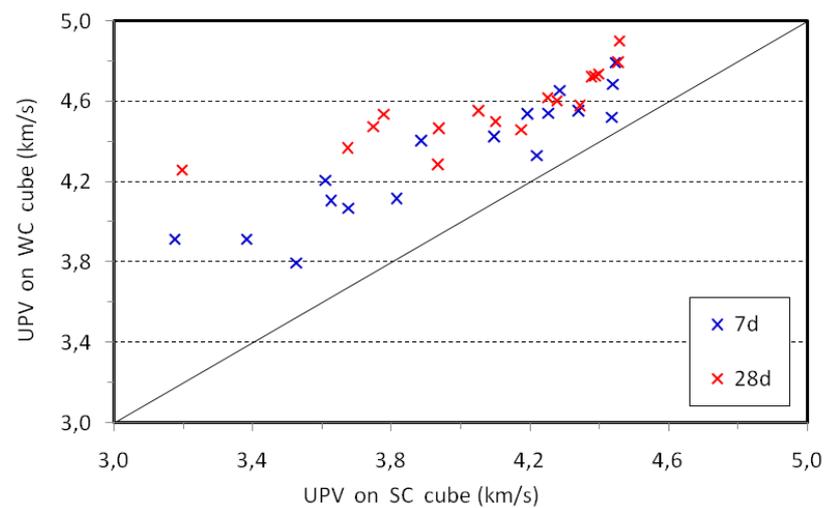
Fig. 4.29 – Effet de cure sur la variation des mesures de résistance et de CND (Rebond et VU) en cas du béton de situation «1»



(a) Résistance



(b) Rebond



(c) VU

Fig. 4.30 – Effet de cure sur la variation des mesures de résistance et de CND (Rebond et VU) en cas du béton de situation «2»

Il est évident que la résistance du béton de cure humide est plus élevée que celle de cure sèche (Figs. 4.29.a et 4.30.a). Par ailleurs pour le Rebond, il semble aucune différence remarquable entre les deux cas d'essai (cubes «WC» et «SC») (AliBenyahia et al., 2017 a) pour les deux situations du béton «1 et 2» (Figs. 4.29.b et 4.30.b). Il est à noter que la teneur en humidité du béton influe sur les mesures du Rebond. L'augmentation de la teneur en humidité du béton de l'état sec jusqu'à l'état saturé peut entraîner une diminution de 20% du Rebond (Szilagyi, 2013).

Les VU mesurées sur les cubes «WC» sont plus élevées que de ceux «SC» (AliBenyahia et al., 2017 a) pour les bétons de situations du «1 et 2» (Figs. 4.29.c et 4.30.c), car il est évident que la VU mesurée sur un béton de cure humide est plus élevée que celle de cure sèche. De plus, cette différence de VU est constatée moins importante d'autant que la VU augmente (Figs. 4.29.c et 4.30.c), parce que, l'humidité a moins d'influence sur la VU mesurée sur des bétons à résistance élevée que sur des bétons à résistance faible. Ceci dû à la différence de porosité entre les deux bétons (Malhotra et Carino, 2004).

4.5.2.2 Sensibilité des propriétés à l'effet de cure pour différentes situations

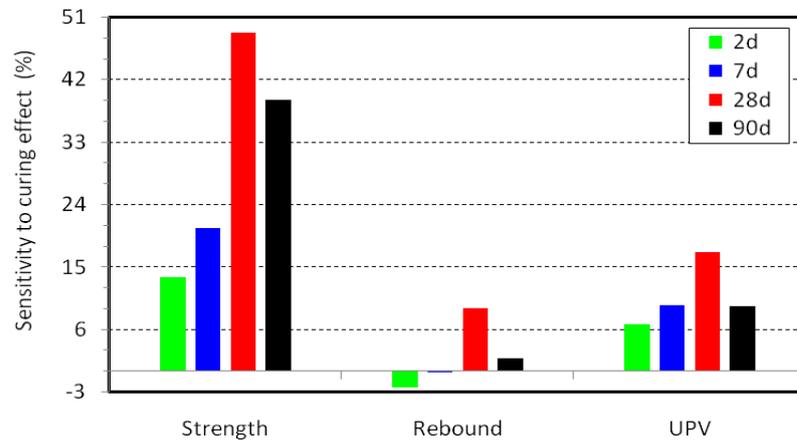
La Figure 4.31 montre la sensibilité de la résistance et de CND (Rebond et VU) à l'effet de cure « Sb_{cure} » à l'âge de 7 et de 28 jours. La sensibilité du CND à l'effet de cure est définie comme le taux de variation du CND mesuré sur cube de cure humide « CND_W » et de cure sèche « CND_S » (Eq. 4.3).

$$Sb_{cure} = \frac{CND_W - CND_S}{CND_S} \times 100 \dots \dots \dots \text{(Eq. 4.3)}$$

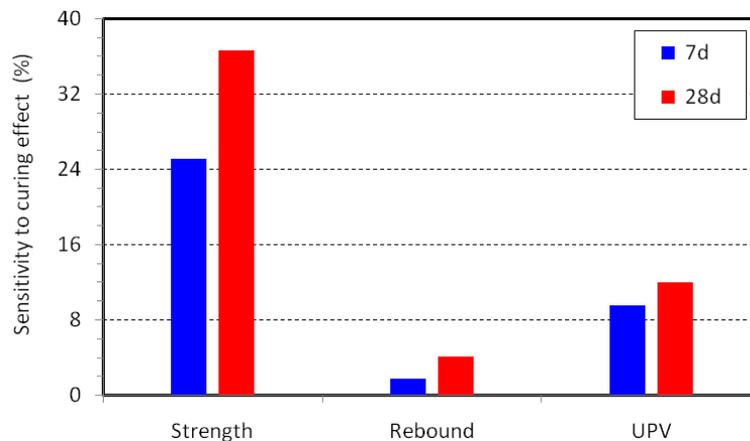
Dans notre cas, les bétons des deux cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et de cure sèche «SC») sont testés à l'état sec. Pour les situations de bétons «1» et «2», la sensibilité du CND à l'effet de cure est nettement inférieure que celle de la résistance. En plus, elle est plus élevée pour la VU que celle du Rebond qui est presque insignifiante (AliBenyahia et al., 2017 a). La sensibilité du CND et de résistance à l'effet de cure est plus élevée à l'âge de 28 jours par rapport aux autres âges (2, 7 et 90 jours). Alors, l'âge de 28 jours peut être considéré comme âge optimal à l'effet de cure non seulement pour la résistance mais aussi pour le CND. En plus, il est remarqué que la réponse du CND à l'effet de cure présente la même tendance de variation que celle de la résistance, mais avec une intensité plus faible notamment pour le Rebond (AliBenyahia et al., 2017 a) (Fig. 4.31).

Selon la littérature (Malhotra et Carino, 2004 ; Bungey et al., 2006 ; EN 13791, 2007 et ACI 214.4R, 2003), la résistance à l'écrasement du béton testé à l'état mouillé est d'environ 10 à 15%

inférieure à la résistance du même béton testé à l'état sec. Par contre, la cure humide augmente la résistance du béton d'environ de 45% à l'âge de 28 jours par rapport au même béton soumis à une cure sèche (ACI 308R, 2001). Alors, en cas d'un béton soumis à la cure humide avec un test à l'état humide, on peut déduire que sa résistance est d'environ 30 à 35% par rapport au béton de cure sèche testé à l'état sec.



(a) Béton de situation «1»



(b) Béton de situation «2»

Fig. 4.31 – Sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de cure pour les bétons de situation «1» et «2»

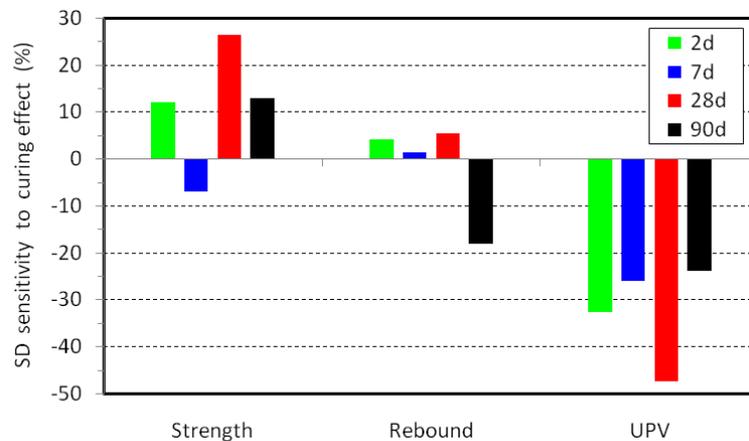
Sachant que la résistance du béton mieux évolue dans le cas de cure humide que dans le cas de cure sèche. Par conséquent, le Rebond évolue également mais non pas automatiquement avec la même intensité que celle de la résistance. Par contre, dans notre cas on n'a pas remarqué cette évolution, car peut-être la durée de séchage des cubes de cure humide (environ 24 heures) lors du test n'a pas été suffisante pour arriver à un état sec. Alors, cette insuffisance de séchage a probablement sous-estimé à son tour le Rebond qui a été déjà évolué par la cure humide. Par

ailleurs, la sensibilité de la VU est influée d'un côté de l'évolution de la résistance et d'un autre coté par la présence interne de l'humidité pour les cubes de cure humide «WC».

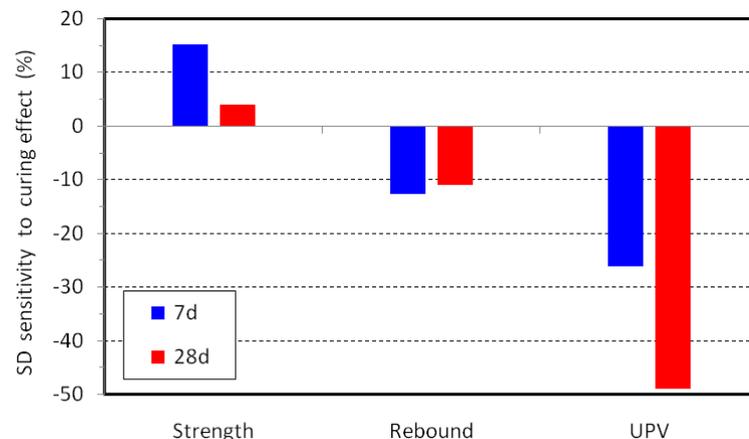
4.5.2.3 Effet de cure sur la variabilité des propriétés à différentes situations

La sensibilité de la variabilité des résultats de résistance et de CND (Rebond et VU) à l'effet de cure pour les bétons de situation «1» et «2» est illustrée sur la Figure 4.32. La sensibilité de la variabilité du CND à l'effet de cure « $Sb_{var\ cure}$ » est définie comme le taux de variation de l'écart type du CND sur cubes de cure humide « $SD_{CND\ W}$ » et de cure sèche « $SD_{CND\ S}$ » (Eq. 4.4).

$$Sb_{var\ cure} = \frac{SD_{CND\ W} - SD_{CND\ S}}{SD_{CND\ S}} \times 100 \dots \dots \dots (Eq. 4.4)$$



(a) Béton de situation «1»



(b) Béton de situation «2»

Fig. 4.32 – Sensibilité de l'écart type de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de cure pour les bétons de situation «1» et «2»

Il est à noter que les conditions de cure sèche (sur site) présente généralement une dispersion en espace et en temps plus élevée que celles de la cure humide (dans l'eau). Alors, les conditions variables (instables) de cure sèche influent légèrement sur la variabilité du Rebond, mais influent fortement sur la variabilité de la VU. En plus, la sensibilité de variabilité de la VU à l'effet de cure est plus remarquable à 28 jours qu'à 7 et 90 jours pour les deux situations du béton «1 et 2».

4.5.3 Variation de résistances et de CND à l'effet de l'âge pour béton de situation «2»

Pour tester la réponse de résistances et de CND à l'effet de l'âge, on dispose des mesures sur les mêmes bétons à 7 et à 28 jours. Entre ces deux échéances, on peut donc analyser l'effet de l'évolution des propriétés (résistance et CND) sur trois cas d'essai (cubes de cure humide «WC» et de cure sèche «SC» et élément de structure «E») pour des bétons de situation «2».

4.5.3.1 Effet de l'âge sur les propriétés (résistance et CND)

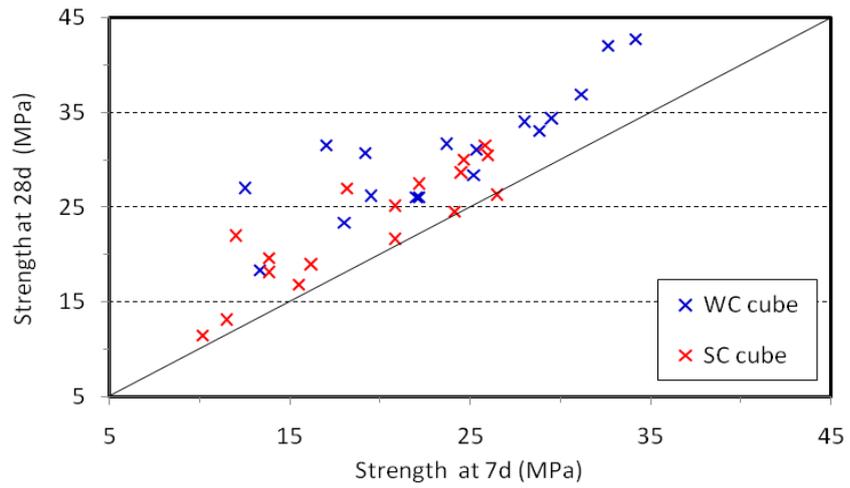
Pour le béton de situation «2», la [Figure 4.33](#) compare les résultats d'essai «REM» de résistance et de CND (Rebond et VU) mesurés à 7 et à 28 jours sur les zones d'essai «ZE» de trois cas d'essai (cubes «WC», «SC» et élément «E») qui sont issus de la même gâchée ([Fig. 4.23](#)).

On peut noter que les mesures de résistance et de CND (Rebond et VU) sont plus élevées à 28 jours qu'à 7 jours pour les trois cas d'essai ([Fig. 4.33](#)). en plus, la différence en VU semble plus faible d'autant que la VU est plus élevée ([Fig. 4.33.c](#)), tandis que la différence en résistance est plus importante, quand la résistance augmente ([Fig. 4.33.a](#)) ([AliBenyahia et al., 2017 a](#)).

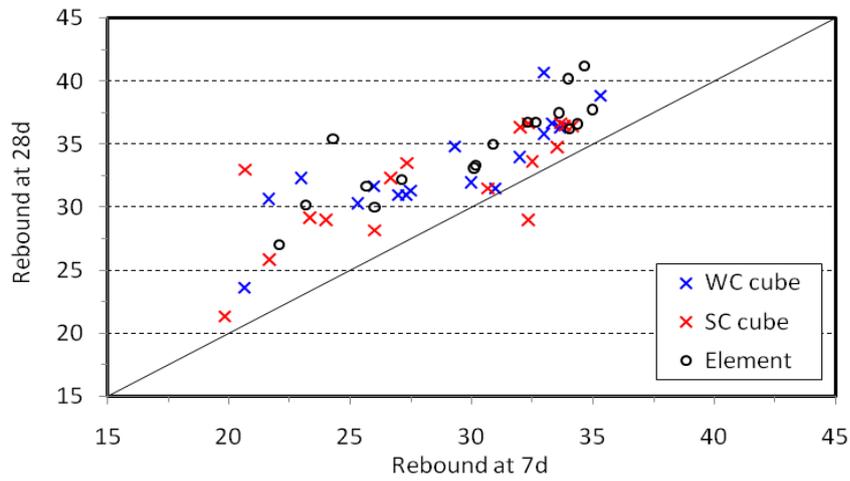
4.5.3.2 Sensibilité des propriétés à l'effet de l'âge pour différents cas d'essai

Pour les trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»), la sensibilité de la résistance et de CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge « $Sb_{\text{âge}}$ » est présentée sur la [Figure 4.34](#). La sensibilité du CND à l'effet de l'âge est définie comme le taux de variation du CND mesuré à l'âge de 7 jours « CND_7 » et de 28 jours « CND_{28} » ([Eq. 4.5](#)).

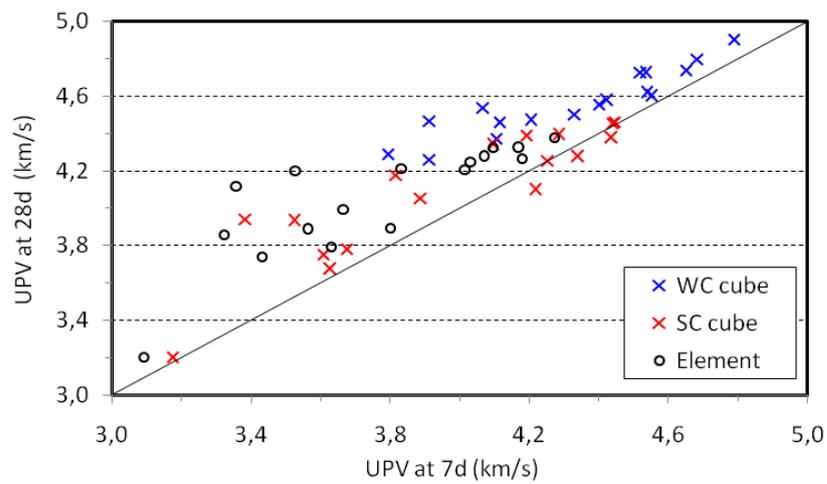
$$Sb_{\text{âge}} = \frac{CND_{28} - CND_7}{CND_7} \times 100 \dots \dots \dots (\text{Eq. 4.5})$$



(a) Résistance



(b) Rebond



(c) VU

Fig. 4.33 – Effet de l'âge sur l'évolution de la résistance et de CND (Rebond et VU) sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»)

Il est évident que les mesures de résistance, du Rebond et de VU sont plus élevées à 28 jours qu'à 7 jours sur les trois cas d'essai (Fig. 4.34). Cette évolution est nettement inférieure pour le CND que pour la résistance, mais elle est plus faible pour la VU que pour le Rebond (AliBenyahia et al., 2017 a). Soshiroda et al. (2006) a aussi constaté sur des éprouvette de cure humide ($E/C = 0.6$) le même comportement de l'évolution de la résistance, du Rebond et de la VU entre l'âge de 7 et 28 jours, par contre avant l'âge de 7 jours, le cas contraire est observé. L'évolution à l'effet de l'âge sur les cubes «WC» est plus élevée que celle des cubes «SC». Cette différence est fortement marquée pour la résistance, tandis que pour le CND est légère. Alors, il est remarqué que la réponse du CND à l'effet de l'âge présente la même tendance de variation que celle de la résistance, mais avec une intensité plus faible notamment pour la VU. La sensibilité du CND à l'effet de l'âge est un peu plus élevée sur les éléments que sur les cubes (AliBenyahia et al., 2017 a) (Fig. 4.34).

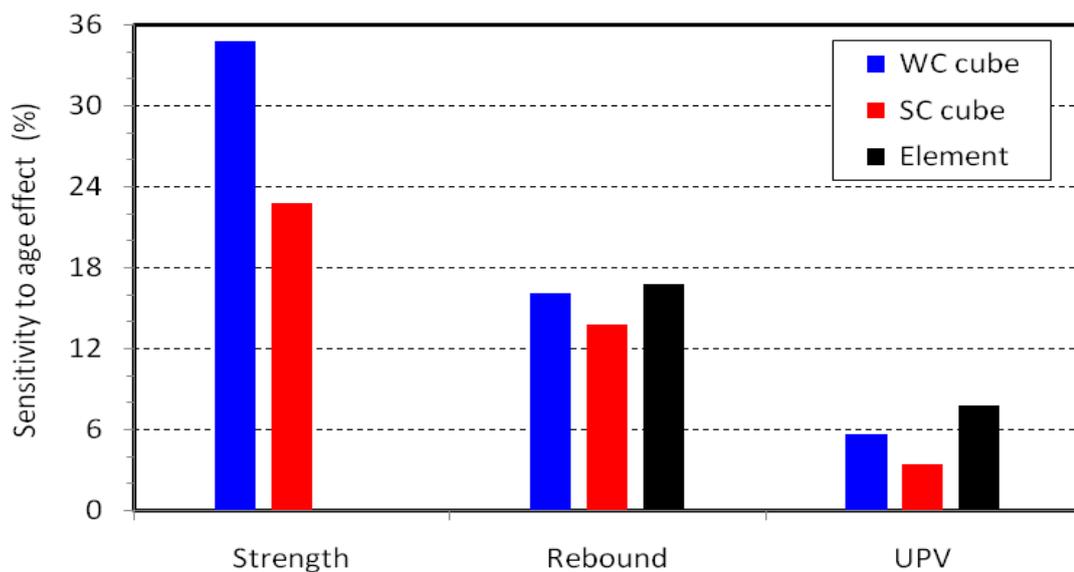


Fig. 4.34 – Sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»)

4.5.3.3 Effet de l'âge sur la variabilité des propriétés pour différents cas d'essai

La Figure 4.35 montre La sensibilité de la variabilité des résultats de résistance et de CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge sur les trois cas d'essai («WC», «SC» et «E»). La sensibilité de la variabilité du CND à l'effet de l'âge « $S_{b_{var\ âge}}$ » est définie comme le taux de variation de l'écart type du CND mesuré à l'âge de 7 jours « $SD_{CND\ 7}$ » et de 28 jours « $SD_{CND\ 28}$ » (Eq. 4.6).

$$Sb_{var\ âge} = \frac{SD_{CND\ 28} - SD_{CND\ 7}}{SD_{CND\ 7}} \times 100 \dots \dots \dots (Eq. 4.6)$$

La variabilité (SD) du CND est plus élevée à 7 jours qu'à 28 jours pour les trois cas d'essai, par ailleurs cette différence est presque insignifiante pour la résistance. La sensibilité de la variabilité de résistance ou de CND à l'effet de l'âge semble proche sur les trois cas d'essai sauf pour le cas «WC» de la VU, elle est nettement plus élevée (Fig. 4.35).

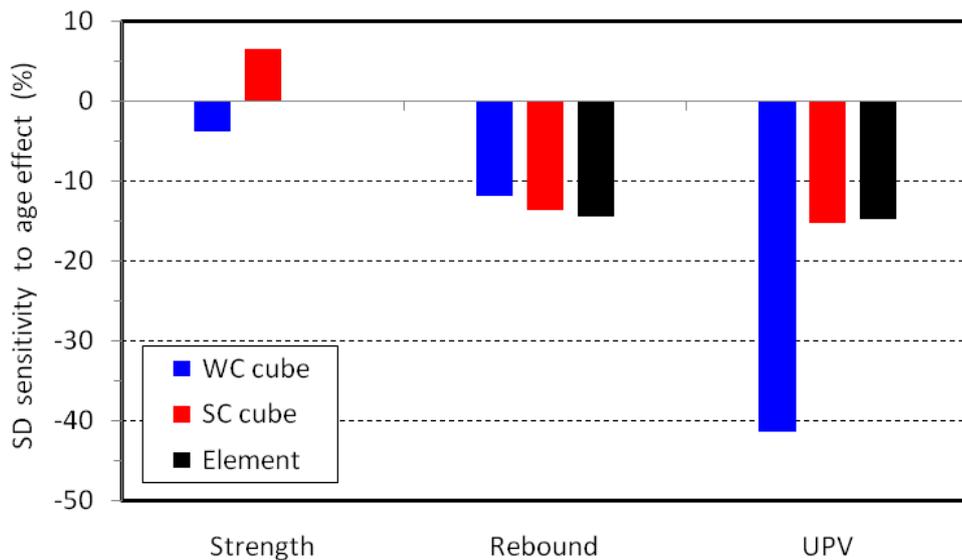


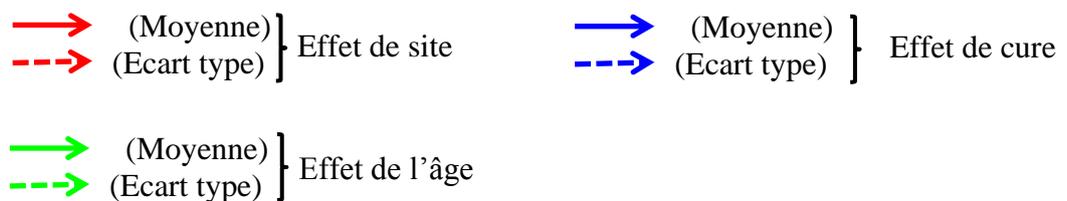
Fig. 4.35 – Sensibilité de l'écart type de la résistance et du CND (Rebond et VU) à l'effet de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E»)

4.5.4 Récapitulatif de la variation de la résistance et du CND à l'effet de site, de cure et de l'âge pour béton de situation «2»

Le **Tableau 4.7** récapitule la sensibilité des mesures de la résistance et du CND (Rebond et VU) en termes de moyenne et de variabilité (écarts type) à l'effet de site, de cure et de l'âge sur trois cas d'essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E») pour béton de situation «2». Les couleurs rouge, bleue et verte des flèches indiquent respectivement les effets de site, de cure et de l'âge. Les longueurs des flèches sont dessinées presque à l'échelle pour représenter les valeurs de la sensibilité des mesures (résistance et du CND) qui sont mentionnées à côté des flèches. Le sens de la flèche est orienté vers l'effet le plus sensible. La sensibilité de la valeur moyenne des mesures est représentée par une flèche de trait continu, mais pour la sensibilité de la variabilité (écart type) est dessinée avec du trait discontinu.

Tableau 4.7 – Récapitulatif de la sensibilité de la résistance et du CND (Rebond et VU) (moyenne et écarts type) à l’effet de site, de cure et de l’âge sur trois cas d’essai (cube «WC», cube «SC» et élément «E») pour béton de situation «2»

Cas d’essai	Résistance		Rebond		VU	
	Age : 7 jours	Age : 28 jours	Age : 7 jours	Age : 28 jours	Age : 7 jours	Age : 28 jours
Cube de cure humide «WC»						
Cube de cure sèche (sur site) «SC»						
Elément de structure «E»						



4.6 Conclusion

Les résultats obtenus dans le cadre de ce chapitre peuvent mettre en évidence les conclusions suivantes :

- Le coefficient r^2 est quasiment identique pour les trois formes mathématiques du modèle pour chaque cas d’essai, par ailleurs il est amélioré pour la méthode de CND combiné,
- L’évaluation de la résistance par le CND combiné donne une meilleure exactitude en comparaison avec les méthodes simples,

- Les modèles établis sur les éléments structuraux offrent une meilleure approche de l'estimation de la résistance du béton in-situ par rapport au test des éprouvettes,
- Le cas d'essai de cure humide présente un coefficient r^2 plus ou moins élevé par rapport au cas de cure sèche,
- Les Rebonds mesurés directement sur les éléments de structure sont plus élevés que ceux des cubes ou des carottes, tandis que pour la VU, le cas contraire est observé,
- La sensibilité du CND à l'effet de site est un peu plus élevée pour le béton de situation 3 que pour le béton de situation 2. Alors que la sensibilité de variabilité du CND à l'effet de site est plus importante pour le béton de situation 2 que pour le béton de situation 3,
- L'éprouvette présente généralement une variabilité du CND plus élevée que celle de l'élément,
- La sensibilité à l'effet de cure est plus importante pour la résistance que pour le CND, alors que pour le Rebond elle est presque insignifiante. Cette sensibilité à l'âge de 28 jours est plus élevée par rapport aux autres âges, et ceci pour la résistance et même pour le CND,
- La variabilité du CND est plus élevée pour la cure sèche, tandis que la variabilité de résistance est plus élevée pour la cure humide. En plus, la cure sèche influe fortement sur la variabilité de VU que sur la variabilité du Rebond,
- La sensibilité à l'effet de l'âge (entre 7 et 28 jours) est plus élevée pour la résistance que pour le CND, tandis que pour la VU elle est plus faible que pour le Rebond. Cette sensibilité est un peu plus élevée sur les éléments que sur les éprouvettes. De même cette sensibilité est un peu plus importante pour la cure humide que pour la cure sèche,
- La variabilité du CND est plus élevée à l'âge de 7 jours qu'à l'âge de 28 jours, alors que cette différence de variabilité est presque insignifiante pour la résistance.

Chapitre 5

*Analyse de la qualité de calibration
des modèles*

5.1 Introduction

Le procédé de l'estimation de la résistance du béton in situ via le CND passe dans un premier temps par le calibrage du modèle ($F_m = f(\text{CND}_m)$). Ce calibrage signifie ici une régression statistique qui s'appuie sur un nombre limité de données de mesure sur site (résistance mesurée « F_m » et CND mesuré « CND_m »). De ce calibrage découlent des paramètres statistiques, qui seront par la suite utilisés dans le modèle de conversion à l'étape de prédiction ($F_e = f(\text{CND}_m)$). Ceci permettra d'estimer la résistance « F_e » à partir des mesures CND qui sont différentes à celles utilisées lors de l'identification du modèle. Une régression linéaire (simple ou multiple) a été établie pour identifier les paramètres statistiques des modèles.

La présente étude est basée sur deux techniques de CND : le Rebond et la vitesse ultrasonore VU qui sont utilisées séparément et en combinaison. Notre analyse a montré l'intérêt de la combinaison des techniques de CND et également les limites de son efficacité par rapport aux techniques seules. Avec chaque technique, on a utilisé les trois formes mathématiques qui sont les plus souvent utilisées dans la littérature : forme linéaire, puissance et exponentielle. Dans notre analyse, on se limite de présenter seulement la forme puissance pour le Rebond, la forme exponentielle pour la VU et la forme bi-puissance pour la méthode combinée de deux techniques. Par contre, lors de l'analyse de l'effet de la forme mathématique sur la calibration des modèles, les trois types de forme pour chaque technique de CND (séparée ou combinée) sont présentés.

5.2 Méthodologie de l'analyse de l'estimation de la résistance à partir des mesures CND

Pour estimer la résistance à partir des mesures CND, la qualité de calibration des modèles dépend de plusieurs facteurs : **(a)** Le nombre de données (échantillons) utilisée lors du procédé d'étalonnage, **(b)** La qualité des mesures et le choix des techniques CND, **(c)** La plage de variation de la résistance pour l'ensemble de données à partir de laquelle le modèle a été établie, **(d)** La qualité du modèle mathématique, **(e)** L'existence de facteurs non contrôlés qui peuvent influencer : (e1) les mesures et / ou (e2) la calibration (Breysse et Martinez-Fernandez, 2014).

Les erreurs dues à ces facteurs peuvent se regrouper en deux catégories : celles qui commises lors de mesurage (**b**, **c** et **e1**) sont notées «erreur de mesure», et celles qui commise lors de calibrage des modèles (**a**, **d** et **e2**) sont notées «erreur du modèle». La question qui constitue un enjeu économique majeur pour les gestionnaires d'ouvrages, et un challenge pour la recherche

appliquée dans le domaine du contrôle non destructif des structures en béton armé est : comment optimiser la stratégie de reconnaissance (où mesurer? en combien de points? avec quelle(s) technique(s) et quelle précision)? (Nguyen, 2014). C'est dans ce contexte que l'analyse de la qualité de l'estimation de la résistance réalisée dans le cadre de ce chapitre, est basée plus particulièrement sur l'optimisation de l'erreur de calibration du modèle ainsi que le nombre et l'endroit de données (carottes) utilisés lors du procédé d'étalonnage.

Le travail du présent chapitre, s'appuiera sur les données du béton de la structure existante «situation 3». Un ensemble de 205 jeux de données (205 mesures de résistances de carottes et 205 mesures de CND) qui sont collectées à partir de cette structure feront l'objet de la procédure d'identification des modèles de conversion ($F=f(\text{CND})$) ainsi que l'estimation de la résistance aux étapes d'identification et de prédiction des modèles. L'analyse est basée sur les résultats d'essai de résistance et les résultats du Rebond et de la vitesse ultrasonore (VU) correspondants aux surfaces d'essai. Chaque jeu de données (résistance, Rebond et VU) est acquis sur la même surface d'essai d'un élément de la construction existante.

Pour l'analyse de la qualité de calibration du modèle, et l'identification des paramètres du modèle, nous ferons varier le nombre de carottes (N_C) qui font l'objet de l'étalonnage, entre le nombre minimum de 2 carottes et un maximum égal à 20 carottes (au total 15 nombres). Les carottes sélectionnées pour chaque nombre N_C (échantillon) sont choisies parmi les 205 carottes (population). Cette procédure est répétée 100 fois pour chaque nombre N_C de manière à étudier la stabilité du processus répétitif. De chaque répétition découle un modèle avec ses propres paramètres statistiques. Ce jeu de paramètres varie d'une répétition à une autre. La relation qui lie ce jeu de paramètres est notée « trade-off » et qui fera l'objet de l'analyse, en comparant les « trade-off » du même nombre N_C et également entre les différents nombre N_C . L'analyse est aussi basée sur les moyennes et la dispersion (écart type) de 100 fois de répétition pour chaque nombre N_C .

5.3 Différents procédés d'identification des modèles de conversion

La sélection de l'endroit des carottes pour calibrage des modèles se fait souvent par deux méthodes : soit d'une manière aléatoire indépendamment des mesures de CND (carottage prédéfini ou aléatoire) soit d'une manière orientée sur la base de l'information préalablement fournie par des mesures de CND (carottage conditionnel). La calibration des modèles signifie

donc l'identification des paramètres statistiques du modèle de conversion. Ces paramètres peuvent être identifiés par deux options principales : soit par le calibrage d'un modèle spécifique ou par le calibrage d'un modèle à priori. Le modèle spécifique signifie qu'aucun paramètre du modèle n'a été imposé lors de sa calibration, par contre le modèle à priori indique que les paramètres du modèle sont entièrement ou partiellement imposés. Alors, les différents procédés possibles pour identifier les modèles de conversion résultent de la combinaison des deux procédés de sélection de carottes avec les deux options de calibrage des modèles :

- (a) carottage aléatoire avec modèle spécifique,
- (b) carottage conditionnel avec modèle spécifique,
- (c) carottage aléatoire avec modèle à priori,
- (d) carottage conditionnel avec modèle à priori (**Tableaux 5.1**).

Pour notre analyse du processus de l'estimation, on se limite uniquement sur les deux premiers procédés : (a) et (b).

Tableau 5.1 – Différents procédés d'identification des modèles de conversion

Calibrage des modèles Sélection des carottes	Modèle spécifique	Modèle à priori
Carottage aléatoire indépendamment du CND	(a)	(c)
Carottage conditionnel sur la base CND	(b)	(d)

5.4 Analyse des erreurs à différentes étapes du processus de l'estimation

Il est évident qu'il y aura toujours des écarts entre les trois situations : résultat de mesure, résultat estimé et la réalité recherchée (**Tableau 5.2**). Toute erreur commise lors du mesurage est notée « erreur de mesure : \mathcal{E}_m », ce qui différencie la valeur de mesure « F_m ou CND_m » de la valeur vraie ou réelle « F_v ou CND_v » (valeur de mesure = valeur vraie + erreur de mesure) (**Eqs. 5.1, 5.2 et 5.3**). De même, toute erreur commise lors de l'estimation via les mesures en utilisant la statistique est notée « erreur de l'estimation: \mathcal{E}_e », ce qui différencie la valeur estimée « F_e » de la valeur de mesure « F_m » (valeur estimée = valeur de mesure + erreur de l'estimation) (**Eq. 5.4**).

Tableau 5.2 – Erreurs à différentes étapes du processus de l'estimation de la résistance

Désignation	CND	Résistance « F »	RMSE
Valeur vraie	CND_v	$F_v=f(CND_v)$ (Eq.5.1)	Nulle ???
Valeur de mesure	$CND_m=CND_v+\epsilon_m$ (Eq.5.2)	$F_m=F_v+\epsilon_m$ (Eq.5.3)	$RMSE_m$
Valeur estimée	/	$F_e=F_m+\epsilon_e$ (Eq.5.4)	$RMSE_e$

Parmi les indicateurs statistiques propres aux mesures d'écart entre les résultats estimés par un modèle (résistance estimée F_e) et les résultats mesurés (résistance mesurée F_m), l'erreur quadratique moyenne RMSE « Root Mean Square Error » (Eq. 5.5) est souvent considéré comme le meilleur moyen pour tester la performance d'un modèle pour l'estimation non destructive de la résistance (Breysse et Martinez-Fernandez, 2014 ; Chai et Draxler, 2014).

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (F_e - F_m)^2} \dots \dots \dots \text{(Eq. 5.5)}$$

En termes de RMSE, l'erreur commise lors du mesurage est notée « RMSE de mesure » « $RMSE_m$ », par ailleurs celle commise lors de l'estimation est notée RMSE de l'estimation « $RMSE_e$ » (Tableau 5.2). Le cumul des erreurs (erreurs de mesure et de l'estimation) peut représenter l'écart de l'erreur entre la valeur vraie et la valeur estimée.

5.5 Description du programme informatique pour l'analyse des procédés de l'estimation

Le programme informatique est conçu sous forme d'une suite de fonctions sous Excel. Pour chaque procédé de l'estimation de la résistance est établi un programme correspondant. Le programme est développé selon le cheminement indiqué par l'organigramme de la Figure 5.1. Le procédé de l'estimation est effectué pour chaque nombre de carottes (N_C) avec une répétition de 100 fois. Le nombre N_C varie entre le nombre minimum de 2 carottes et un maximum égal à 20 carottes (au total 15 nombres).

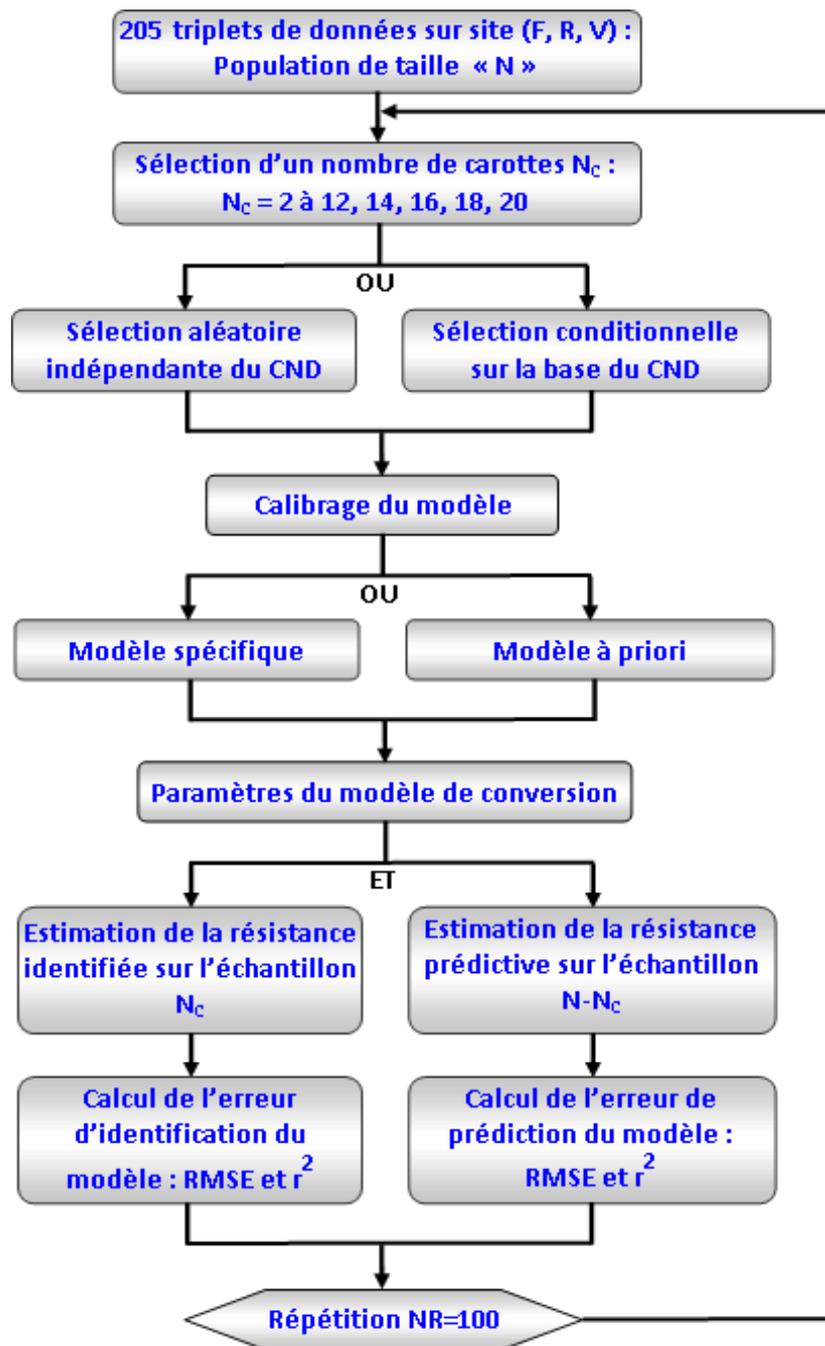


Fig. 5.1 – Organigramme du programme informatique pour l'analyse des procédés de l'estimation de la résistance

5.6 Calibration d'un modèle spécifique avec carottage aléatoire

Dans ce type de procédé de l'estimation de la résistance, les paramètres statistiques du modèle sont identifiés par le modèle spécifique c.-à-d. aucun paramètre du modèle n'a été imposé lors de sa calibration. En plus, la sélection des carottes est choisie d'une manière aléatoire parmi la population entière. Le nombre de carottes N_C (échantillon) qui font l'objet de l'étalonnage, varie (entre les limites correspondant à la pratique courante) de 2-12, 14, 16, 18, 20 (soit au total 15

nombre) (Fig. 5.2). Les carottes sélectionnées pour chaque nombre N_C sont choisies aléatoirement parmi les 205 carottes (population) de manière que, lorsque la taille de l'échantillon croît, on conserve les carottes de l'échantillon précédent, se contentant d'en ajouter de nouvelles pour le nombre qui suit.

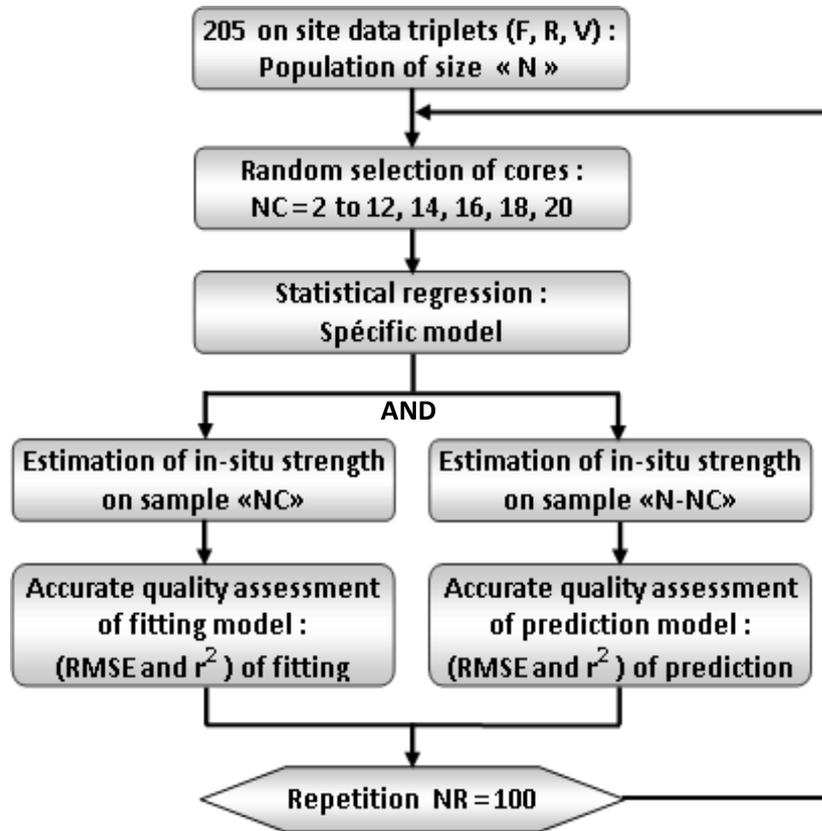


Fig. 5.2 – Organigramme de la méthodologie de l'estimation de précision à l'étape d'identification et de prédiction d'un modèle spécifique avec carottage aléatoire

Pour chaque échantillon de taille N_C , une régression statistique permet d'établir un modèle avec ses propres paramètres qui s'appelle modèle de calibration ($F_m = f(CND_m)$). On peut quantifier l'erreur de calibration (représentée par RMSE et le coefficient r^2) à cette étape. Ce même modèle peut aussi être employé pour estimer les résistances à partir des mesures CND de tous les autres points de mesure « N- N_C ». Le modèle de calibration extrapolé sur une nouvelle plage s'appelle modèle de conversion. Pour tester la qualité de l'estimation du modèle de conversion, l'erreur de prédiction (représentée par RMSE et le coefficient r^2) est calculée. Toute cette procédure est répétée 100 fois pour chaque nombre N_C (Fig. 5.2) (AliBenyahia et al., 2017 b) de manière à étudier la stabilité du processus aléatoire. De chaque répétition découle un modèle

avec ses propres paramètres. Ce jeu de paramètres varie d'une répétition à une autre. Leurs moyennes et leurs variabilités (écart type) sont aussi analysées.

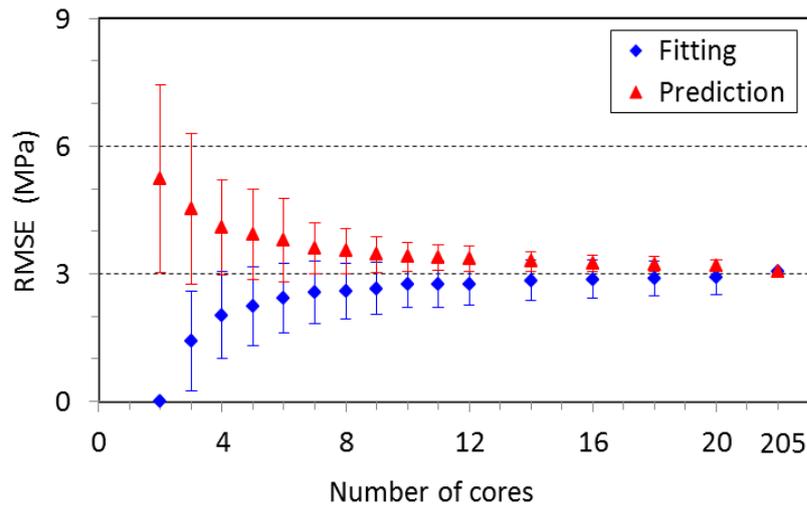
5.6.1 Analyse des erreurs d'identification et de prédiction en fonction du nombre N_C

5.6.1.1 Méthode de CND séparé

Pour notre cas, la calibration du modèle est basée sur un nombre N_C de jeux de résultats d'essai choisis aléatoirement parmi les 205 jeux (205 mesures de résistances de carottes et 205 mesures de CND). Chaque jeu (résistance, Rebond et VU) est mesuré sur la même surface d'essai. Le processus de l'estimation de la résistance passe d'abord par l'étape d'identification et puis l'étape de prédiction. L'estimation de la résistance à l'étape d'identification est établie sur le nombre N_C de résultats d'essai choisis pour le calibrage, par ailleurs l'estimation de la résistance à l'étape de prédiction s'appuie sur un nombre $N-N_C$ de résultats d'essai.

Pour évaluer la qualité de précision des modèles d'identification et de prédiction, l'erreur correspond à chaque étape doit être calculée. Pour notre cas, la qualité de précision des modèles a été testée par deux indicateurs statistiques: RMSE et le coefficient r^2 . L'erreur d'identification détermine à quel niveau le modèle de conversion est efficace dans la description de la relation entre les résultats d'essai de CND et des résistances sur un nombre N_C de surfaces d'essai. Par contre, l'erreur de prédiction décrit la précision de la capacité prédictive de l'estimation du modèle de conversion sur un nombre $N-N_C$ de surfaces d'essai. Les **Figures 5.3 et 5.4** montrent respectivement la variation (en termes de moyenne et d'écart type) de l'erreur RMSE et r^2 pour les modèles d'identification et de prédiction en fonction du nombre N_C pour les techniques du Rebond et VU ([AliBenyahia et al., 2017 b](#)).

Les résultats présentés (RMSE et r^2) correspondent aux valeurs moyennes des 100 simulations avec leurs écarts types. On voit que pour $N_C=2$, l'erreur RMSE de calibration (**Figs. 5.3.a et 5.4.a**) est nulle (moyenne et écart type), et le coefficient r^2 de calibration (**Figs. 5.3.b et 5.4.b**) est égal à l'unité ($r^2=1$), car avec deux données, il y a une seule possibilité de solution sans aucune erreur pour identifier les deux paramètres du modèle. Cependant, si le nombre N_C augmente, les possibilités de solution augmentent aussi et par conséquent l'erreur RMSE de calibration augmente en moyenne pendant que son écart-type se réduit. L'évolution de l'erreur de calibration est en sens contraire avec une qualité croissante si N_C augmente.



(a) RMSE (Rebond)

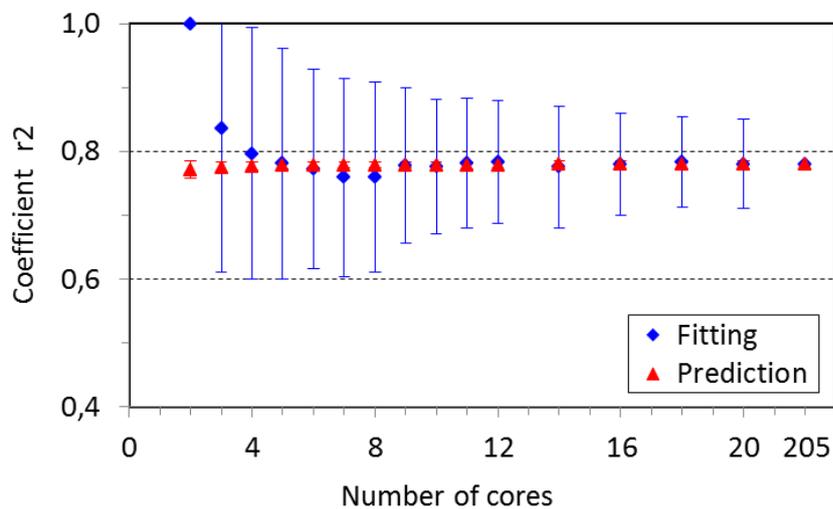
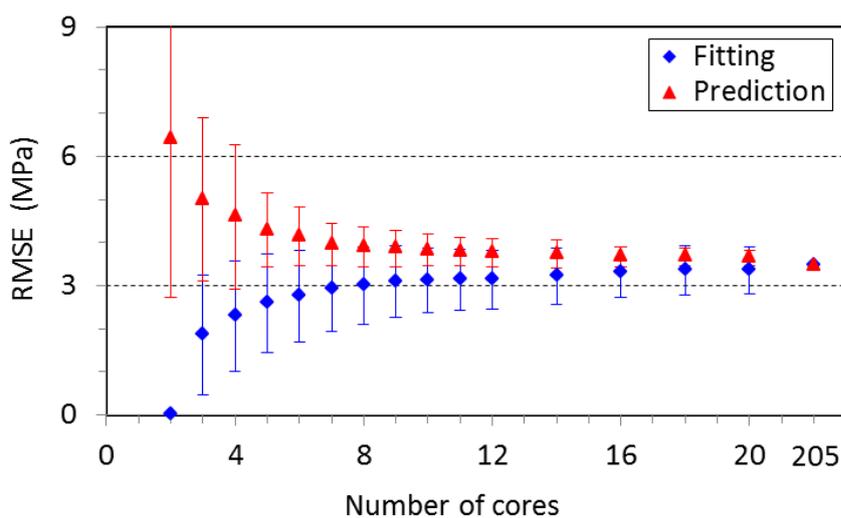
(b) Coefficient r^2 (Rebond)

Fig. 5.3 – RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour le Rebond

L'erreur RMSE de prédiction (moyenne) est toujours supérieure à celle de calibration (Figs. 5.3.a et 5.4.a) et elles convergent et leurs écart-types diminuent quand le nombre N_C augmente (AliBenyahia et al., 2017 b). Les erreurs RMSE de prédiction et de calibration coïncident parfaitement au nombre total N de la population. L'écart entre l'erreur de calibration et de prédiction est dû à l'extrapolation du modèle. Cet écart de précision est très important, mais dans la pratique, seule la précision du modèle de calibration est estimée (estimer la deuxième impose de disposer de valeurs exactes des résistances, non utilisées dans la phase de calibration).



(a) RMSE (VU)

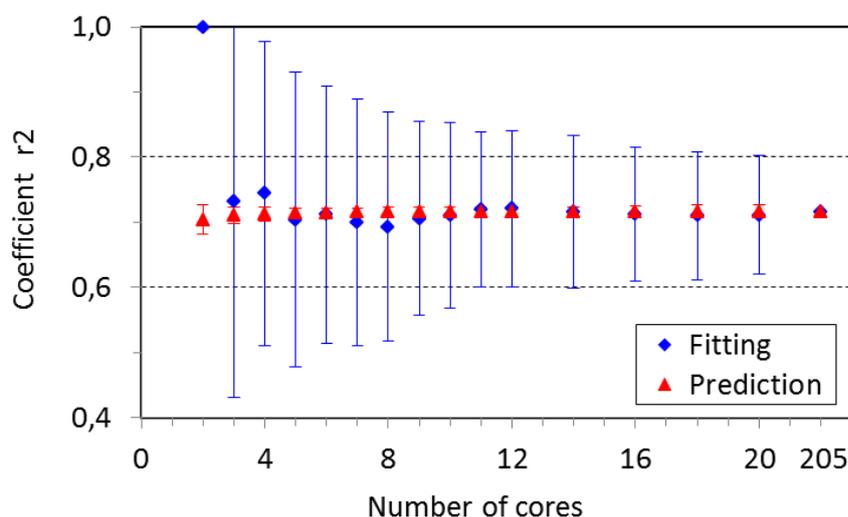
(b) Coefficient r^2 (VU)

Fig. 5.4 – RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour la VU

Un modèle de calibration peut avoir une bonne qualité de précision, et une capacité prédictive très faible (Alwash et al., 2015). Ce point est d'autant plus crucial que N_C est faible. Au-delà de $N_C \geq 9$, les erreurs de prédiction et de calibration RMSE se stabilisent autour d'une valeur de 3 MPa pour le Rebond et d'une valeur de 3.5 MPa pour la VU (Figs. 5.3.a et 5.4.a). Augmenter N_C ne permet pas de les réduire. Ces erreurs minimales résultent de la variabilité du matériau, de l'incertitude de mesurage, des erreurs de modèle, de l'endroit du test et de l'influence de paramètres non contrôlés (humidité, carbonatation, fissuration...). On peut conclure que le

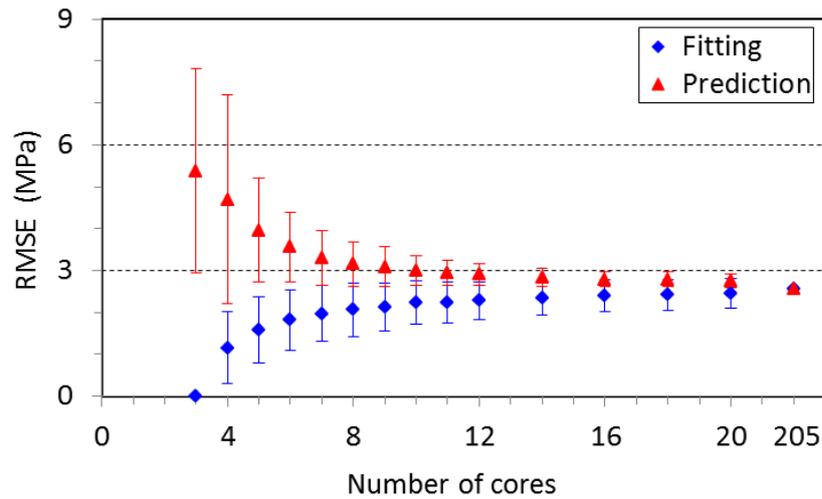
nombre N_C égal à 9 peut être considéré comme nombre suffisant pour une meilleure précision de la capacité prédictive des modèles. Pour $N_C < 9$, les incertitudes d'origine statistique augmentent et réduisent la précision de l'estimation (AliBenyahia et al., 2017 b).

Les mêmes conclusions peuvent être tirées pour l'analyse du coefficient r^2 . Pour des nombres N_C inférieurs à 6, le coefficient r^2 de prédiction est inférieur à celui de calibration, mais à partir du nombre $N_C \geq 6$, les deux coefficients se stabilisent autour d'une valeur de 0.78 pour le Rebond et de 0.72 pour la VU (Figs. 5.3.b et 5.4.b). Le coefficient r^2 de prédiction apparaît insensible à la variation du nombre N_C , alors l'estimation de la qualité de précision des modèles basée sur le coefficient r^2 comme indicateur statistique semble peu pertinente (AliBenyahia et al., 2017 b). D'ailleurs, en cas d'un coefficient r^2 élevé, ceci n'implique pas nécessairement que le modèle de régression fournira des prévisions précises (Qasrawi, 2000 ; Montgomery et Runger, 2014). Alors, ceci conduit à privilégier un regard utilisant l'erreur RMSE de prédiction.

5.6.1.2 Méthode de CND combiné

La Figure 5.5 présente l'erreur de calibration et de prédiction (RMSE et le coefficient r^2) en fonction du nombre N_C pour le CND combiné. La tendance de la variation des erreurs RMSE de calibration et de prédiction du CND combiné est presque similaire à celles des techniques séparées. Les erreurs RMSE de calibration et de prédiction pour le CND combiné se stabilisent autour d'une valeur de 2.5 MPa. Ceci indique que la méthode combinée améliore légèrement la qualité de précision du modèle (Fig. 5.5.a) (AliBenyahia et al., 2017 b).

Pour l'erreur de calibration (RMSE et r^2), on constate le même comportement pour le CND combiné avec $N_C=3$ que pour le CND séparé avec $N_C=2$. Avec trois données, il y a une seule solution pour identifier les trois paramètres du modèle combiné. L'erreur RMSE de prédiction au $N_C = 3$, est importante avec une dispersion aussi très élevée. Ceci indique clairement que le CND combiné avec $N_C=3$ peut mener à des erreurs grossières. Ce constat reste pertinent pour $N_C = 4$ et, à un degré moindre, pour les faibles valeurs de N_C . La calibration pour le CND combiné nécessite d'avoir une attention spécifique (Breysse, 2012). Le coefficient r^2 (moyenne) de calibration est supérieur à celui de prédiction (Fig. 5.5.b). Ils convergent quand N_C augmente et se stabilisent au-delà de $N_C = 11$ (moyenne et écart type) autour d'une valeur $r^2 \approx 0.84$, qui est légèrement meilleure qu'avec les techniques séparées (AliBenyahia et al., 2017 b).



(a) RMSE (CND combiné)

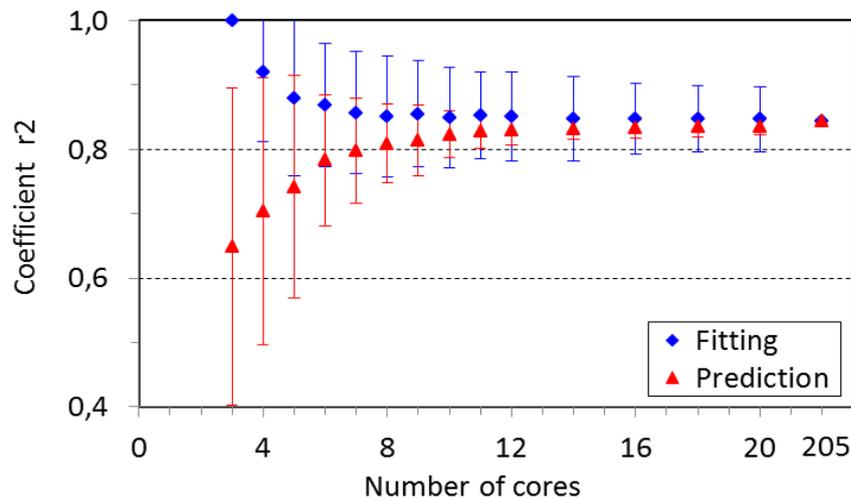
(b) Coefficient r^2 (CND combiné)

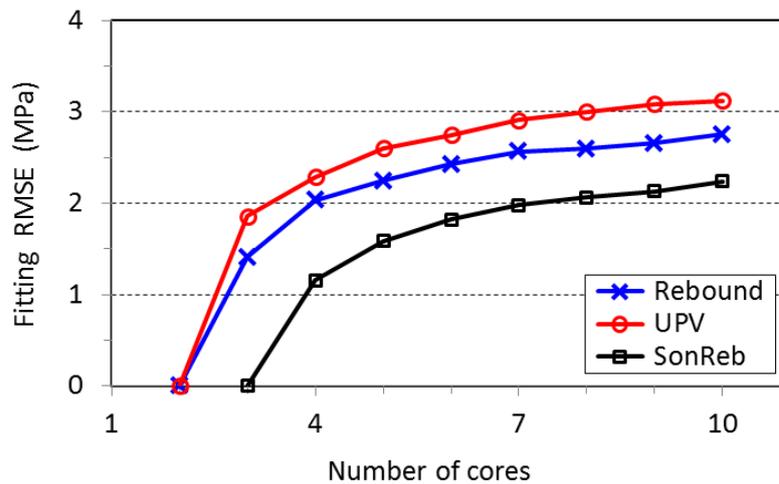
Fig. 5.5 – RMSE et r^2 (moyenne et écart type) de calibration et de prédiction pour CND combiné

5.6.2 Effet du nombre N_C sur l'efficacité des méthodes combinées (SonReb)

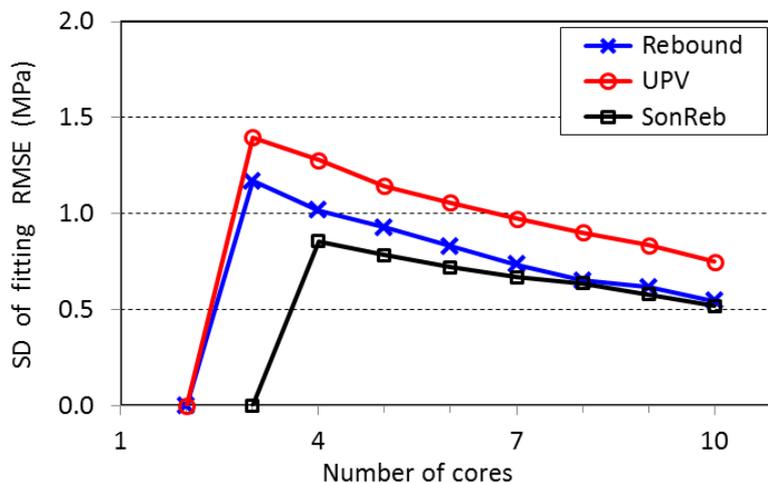
Pour expliquer la divergence des conclusions des chercheurs à propos de l'efficacité du CND combiné, notre analyse est basée sur les deux étapes du processus de l'estimation (étape d'identification et étape de prédiction) en utilisant deux indicateurs statistiques (RMSE et le coefficient r^2) pour estimer la qualité de précision des modèles à chaque étape de l'estimation. En plus d'analyser si ces indicateurs offrent toujours des indications de même sens, en cas de variation du nombre N_C .

5.6.2.1 Efficacité du SonReb à l'étape de calibration

Les valeurs moyennes et les écarts type pour RMSE et le coefficient r^2 de calibration pour le CND séparé et combiné sont montrés respectivement dans les Figures 5.6 et 5.7. L'erreur RMSE de calibration pour VU est plus élevée que celle du Rebond avec une différence constante quand le nombre N_C varie (Fig. 5.6.a).



(a) RMSE (moyenne).

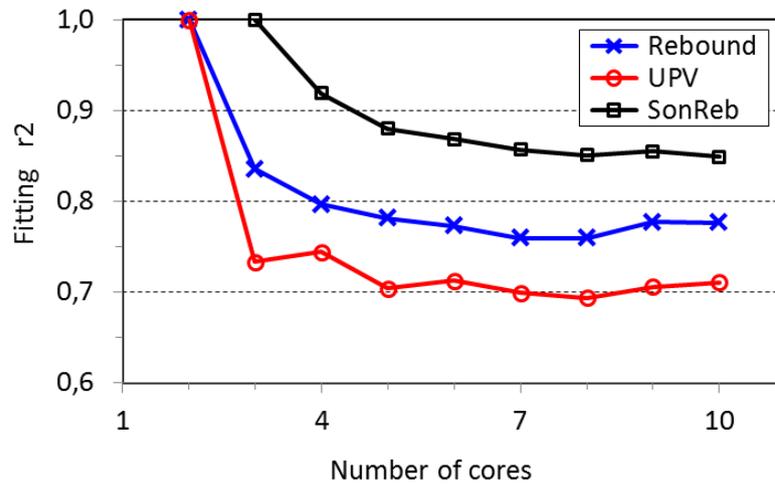


(b) RMSE (écart type)

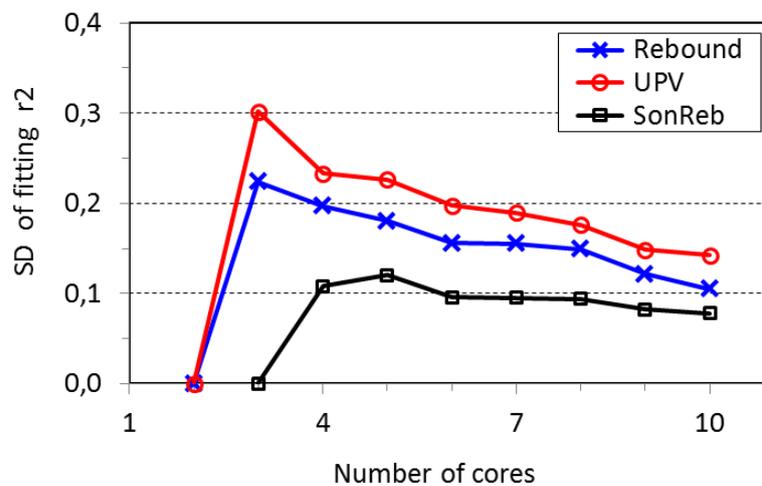
Fig. 5.6 – Comparaison de l'erreur RMSE de calibration (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C

De la même manière, le coefficient r^2 de calibration pour le Rebond est plus grand que celui de la VU avec une différence constante quand N_C varie (Fig. 5.7.a). On doit souligner ici que cette

conclusion est spécifique à ce cas d'études et dépend typiquement de l'exactitude respective des deux techniques de mesure (c.-à-d. l'incertitude des mesures d'essai) dans cette situation. Dans la littérature, il est possible de trouver des situations semblables (Malhotra et Carino, 2004) ou opposées selon l'opérateur et le dispositif utilisé dans le protocole de mesurage.



(a) Coefficient r^2 (moyenne)



(b) Coefficient r^2 (écart type)

Fig. 5.7 – Comparaison du coefficient r^2 de calibration (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C

En observant les Figs. 5.6 et 5.7, l'erreur de calibration (moyenne et écart-type) est inférieure pour CND combiné que pour CND séparé avec une différence constante quand le nombre N_C varie. Il est possible de voir que la performance de la méthode combinée (c.-à-d. elle est plus précise que CND séparé) à l'étape d'identification semble être in affectée par la variation du

nombre N_C (AliBenyahia et al., 2017 b). Dans la littérature, l'analyse de la performance de la méthode combinée est souvent basée sur l'étape d'identification, qui est largement insuffisante et souvent trompeuse.

5.6.2.2 Efficacité du SonReb à l'étape de prédiction

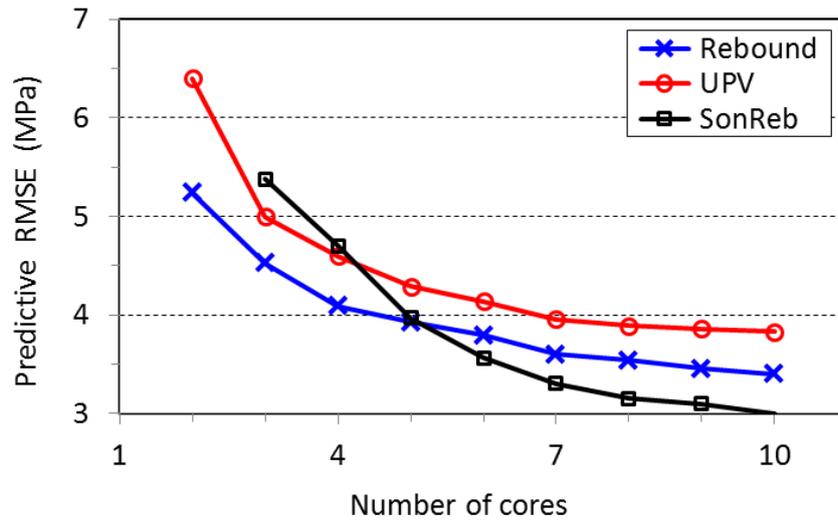
Cependant, le modèle combiné à l'étape de prédiction semble être fortement dispersé (moins robuste que les modèles avec une seule technique de CND) quand le nombre N_C est faible. Ceci indique clairement que l'utilisation du CND combiné à l'étape de prédiction avec un nombre restreint de carottes est inappropriée et peut mener aux grandes erreurs.

Le calibrage du modèle combiné de CND mérite une attention spécifique (Breysse, 2012) et le risque d'erreurs doit être souligné car l'utilisation d'un nombre N_C très faible demeure une pratique habituelle dans le secteur professionnel (Alwash et al., 2015). Ces résultats peuvent expliquer le manque de consensus entre les spécialistes au sujet de l'efficacité de la méthode combinée de CND pour l'évaluation de la résistance. Pour une meilleure compréhension, le **Tableau 5.3** fournit les valeurs moyennes et les écarts type pour RMSE et coefficient r^2 de prédiction pour les trois modèles (deux avec technique séparée et un avec combinaison).

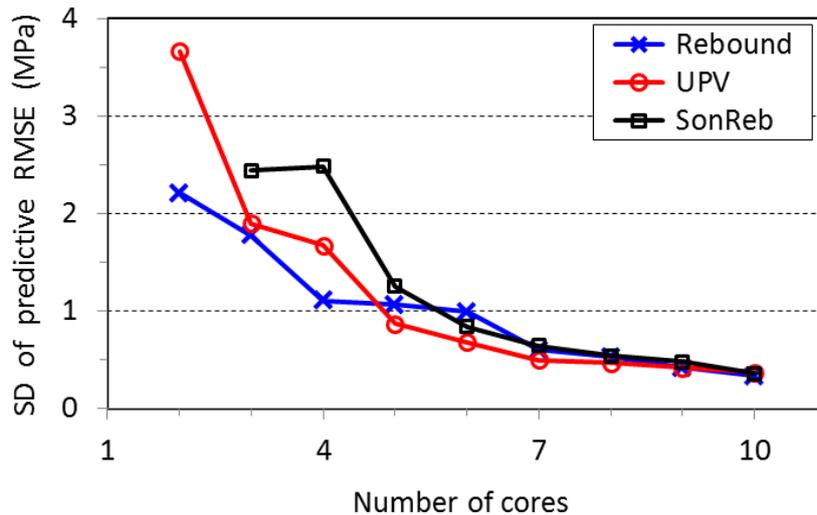
Tableau 5.3 – Comparaison de RMSE et r^2 de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C

Nombre “ N_C ”	RMSE (MPa)						Coefficient r^2					
	Rebond		VU		CND combiné		Rebond		VU		CND combiné	
	Moy	SD	Moy	SD	Moy	SD	Moy	SD	Moy	SD	Moy	SD
2	5.24	2.21	6.40	3.67	/	/	0.77	0.01	0.70	0.02	/	/
3	4.52	1.77	4.99	1.90	5.38	2.44	0.77	0.01	0.71	0.01	0.65	0.25
4	4.09	1.11	4.60	1.67	4.70	2.48	0.78	0.01	0.71	0.01	0.70	0.21
5	3.92	1.06	4.29	0.87	3.96	1.25	0.78	0.00	0.71	0.01	0.74	0.17
6	3.79	0.99	4.14	0.68	3.56	0.84	0.78	0.00	0.71	0.01	0.78	0.10
7	3.60	0.60	3.95	0.50	3.30	0.64	0.78	0.00	0.72	0.01	0.80	0.08
8	3.53	0.53	3.89	0.46	3.15	0.54	0.78	0.00	0.72	0.01	0.81	0.06
9	3.45	0.42	3.86	0.42	3.09	0.48	0.78	0.00	0.72	0.01	0.81	0.06
10	3.40	0.33	3.83	0.37	2.99	0.35	0.78	0.00	0.72	0.01	0.82	0.04
11	3.38	0.30	3.78	0.33	2.95	0.30	0.78	0.01	0.72	0.01	0.83	0.03
12	3.35	0.30	3.76	0.32	2.91	0.26	0.78	0.01	0.72	0.01	0.83	0.02
14	3.29	0.23	3.74	0.32	2.84	0.21	0.78	0.01	0.72	0.01	0.83	0.02
16	3.25	0.19	3.67	0.23	2.79	0.18	0.78	0.01	0.72	0.01	0.83	0.02
18	3.23	0.17	3.67	0.21	2.79	0.18	0.78	0.01	0.72	0.01	0.83	0.02
20	3.20	0.14	3.64	0.18	2.75	0.16	0.78	0.01	0.72	0.01	0.84	0.01
205	3.05	/	3.47	/	2.57	/	0.78	/	0.72	/	0.84	/

Ces résultats sont également tracés sur les **Figures 5.8 et 5.9** qui se limitent seulement sur des nombres N_C faibles (jusqu'à $N_C = 10$ carottes). L'erreur RMSE de prédiction pour VU est supérieure à celle du Rebond ([Alwash et al., 2015](#)) avec un écart constant quand le nombre N_C varie (**Fig. 5.8.a**). Le coefficient r^2 de prédiction pour le Rebond est de même supérieur à celui de la VU avec un écart constant quand N_C varie ([AliBenyahia et al., 2017 b](#)). (**Fig. 5.9.a**).



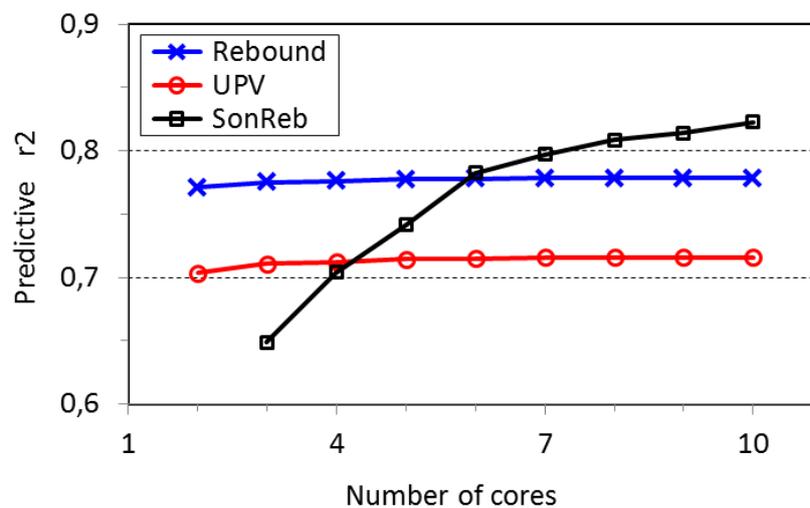
(a) RMSE (moyenne)



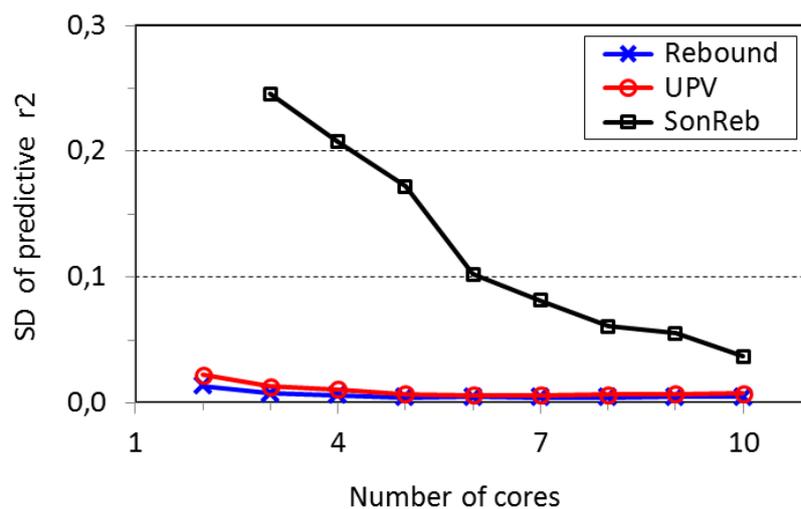
(b) RMSE (écart type)

Fig. 5.8 – Comparaison de l'erreur RMSE de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C

Alwash et al., (2015) ont étudié l'utilité de la combinaison des deux techniques CND en fonction du N_C avec différentes qualités de mesure CND. Il ont conclu sur la base du RMSE que la combinaison est efficace à partir du nombre $N_C \geq 9, 5$ ou 4 si la qualité de mesure de la seconde technique est respectivement faible, moyenne ou élevée. Il est clair sur notre cas d'études qu'au moins 6 ou 7 carottes (selon RMSE et r^2 respectivement) sont nécessaires pour que la méthode combinée soit bénéfique et plus précise que la méthode du Rebond seul (la plus précise de deux techniques dans notre cas), si en tenant compte seulement des valeurs moyennes des indicateurs (AliBenyahia et al., 2017 b) (Figs. 5.8.a et 5.9.a) (Tableau 5.3).



(a) Coefficient r^2 (moyenne)



(b) Coefficient r^2 (écart type)

Fig. 5.9 – Comparaison du coefficient r^2 de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C

5.6.2.3 Pourcentage des modèles efficaces du SonReb à l'étape de prédiction

Les **Figures 5.8.b et 5.9.b**, illustrent la dispersion des performances du modèle d'estimation à l'étape de prédiction (RMSE et r^2), en particulier pour les faibles valeurs de N_C . En effet, derrière une valeur moyenne (**Figs. 5.8.a et 5.9.a**), se cachent les valeurs individuelles des simulations, qui peuvent conduire à des conclusions forts disparates. Pour que l'efficacité du CND combiné soit meilleure, il est donc important d'analyser aussi la variabilité, voire la distribution statistique des résultats individuels des 100 simulations (RMSE et r^2) (**Fig. 5.2**), pour avoir une appréciation plus fine de la performance de la méthodologie.

La méthode de CND combiné est considérée comme efficace si son erreur RMSE est inférieure à celle de CND séparé ($RMSE_{\text{SonReb}} < (RMSE_R \text{ et } RMSE_V)$) ou/ et si son coefficient r^2 est supérieur à celui du CND séparé ($r^2_{\text{SonReb}} > (r^2_R \text{ et } r^2_V)$). Pour chaque simulation, on peut donc comparer les performances des différents modèles et comptabiliser les situations spécifiques dans lesquelles la combinaison améliore (ou dégrade) les estimations faites avec une seule technique. Les résultats peuvent alors être présentés en termes de pourcentage des cas dans lesquels (pour N_C donné), l'approche combinée est meilleure que l'approche avec une seule technique. On peut faire ce calcul avec les deux techniques isolées, et les deux types d'indicateur de prédiction (RMSE et r^2).

La **Figure 5.10** présente le pourcentage des "cas positifs" pour le CND combiné à l'étape de prédiction pour différents nombre N_C . Le pourcentage des "cas positifs" est légèrement supérieur pour le coefficient r^2 que pour RMSE. Il est aussi supérieur pour les mesures de vitesse que pour les mesures de Rebond (les mesures de vitesse étant dans notre étude de moins bonne qualité). Ce pourcentage augmente régulièrement avec N_C , pour tendre vers 100%. A contrario, pour de faibles valeurs de N_C , il y a plus d'une chance sur deux que combiner les techniques dégrade les performances à l'étape de prédiction. Par contre, à l'étape d'identification, la méthode combinée améliore toujours les performances même lorsque N_C varie (**Figs. 5.6 et 5.7**). Il est maintenant possible d'expliquer les conclusions divergentes entre les chercheurs et le manque de consensus parmi les spécialistes sur cette question. Selon le seuil "taux du succès" qui peut être considéré comme bénéfique pour combiner les techniques (par exemple 75 % ou 90%), et selon la qualité pratique de chaque technique de CND, le nombre minimal de carottes sera déterminé.

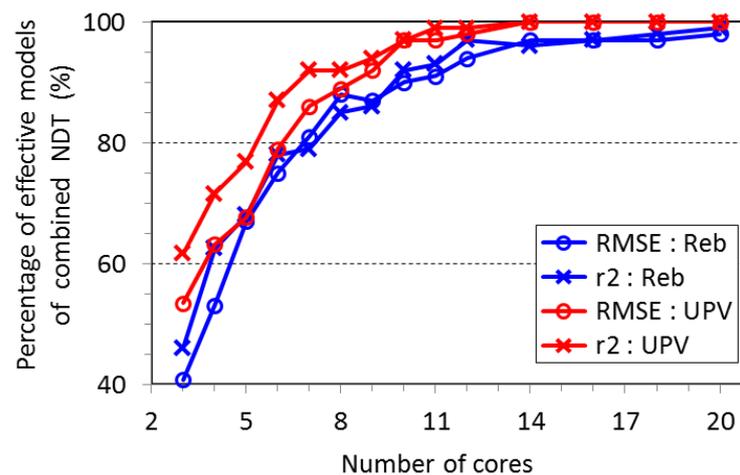


Fig. 5.10 – Pourcentage des modèles efficaces du CND combiné à l'étape de prédiction pour différents nombre N_C

Dans cette étude, si on se base seulement sur les valeurs moyennes des indicateurs (Figs. 5.8.a et 5.9.a) (Tableau 5.3), on peut conclure que le nombre N_C de 6 ou 7 carottes (selon RMSE et r^2 respectivement) est nécessaire pour que la méthode combinée soit bénéfique et plus précise que la méthode simple (AliBenyahia et al., 2017 b). Par ailleurs, si on tient compte de la distribution statistique des indicateurs des 100 simulations, l'efficacité de la méthode combinée présente au même nombre $N_C = 6$, un risque d'échec de 25% (Fig. 5.10). Par exemple, si l'on accepte qu'un pourcentage de "cas positifs" supérieur à 80% est nécessaire pour conclure que la combinaison est bénéfique, on en déduit qu'il faut au minimum $N_C = 7$ carottes. Par contre, si presque aucun échec n'est toléré, le CND combiné n'est efficace qu'à partir de $N_C \geq 16$ (AliBenyahia et al., 2017 b).

5.6.2.4 Contradiction entre indicateurs (RMSE et r^2) vis à vis de l'efficacité du SonReb

La Figure 5.11 présente le pourcentage des modèles offrant des contradictions entre les deux indicateurs (RMSE et r^2) vis-à-vis de l'efficacité du CND combiné (c'est à dire réduisant RMSE mais aussi r^2 , ou bien augmentant les deux simultanément) à l'étape de prédiction. Ce pourcentage se réduit régulièrement pour n'être plus que de l'ordre de 5% (soit un cas sur 20) quand $N_C > 9$ (AliBenyahia et al., 2016). Alwash et al., (2015) ont analysé ces contradictions apparentes sur un cas de données synthétiques en expliquant que la dispersion élevée de la résistance peut avoir un effet stabilisateur (en termes de variabilité) sur le coefficient r^2 , et un effet déstabilisateur sur RMSE. Les valeurs de RMSE sont plus sensibles et nous paraissent encore une fois de meilleurs indicateurs de la qualité des modèles.

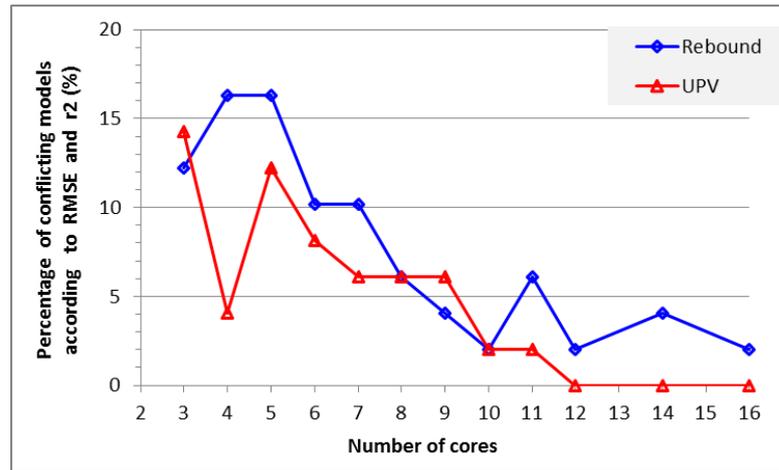


Fig. 5.11 – Pourcentage des modèles contradictoires entre RMSE et r^2 concernant l’efficacité du CND combiné à l’étape de prédiction pour différents nombre N_C

5.6.3 Effet de la forme mathématique sur la précision des modèles

Les formes mathématiques les plus fréquemment utilisées dans la littérature pour corréler séparément ou conjointement les techniques CND (Rebond « R » et Vitesse ultrasonore « V ») avec la résistance « F » sont les formes linéaire (Eq. 5.6 et 5.7), puissance (Eq. 5.8 et 5.9) ou exponentielle (Eq. 5.10 et 5.11) (Breysse, 2012).

$$F=a+b*CND.....(CND\ séparé).....(Eq.\ 5.6)$$

$$F=a+b*R+c*V.....(CND\ combiné).....(Eq.\ 5.7)$$

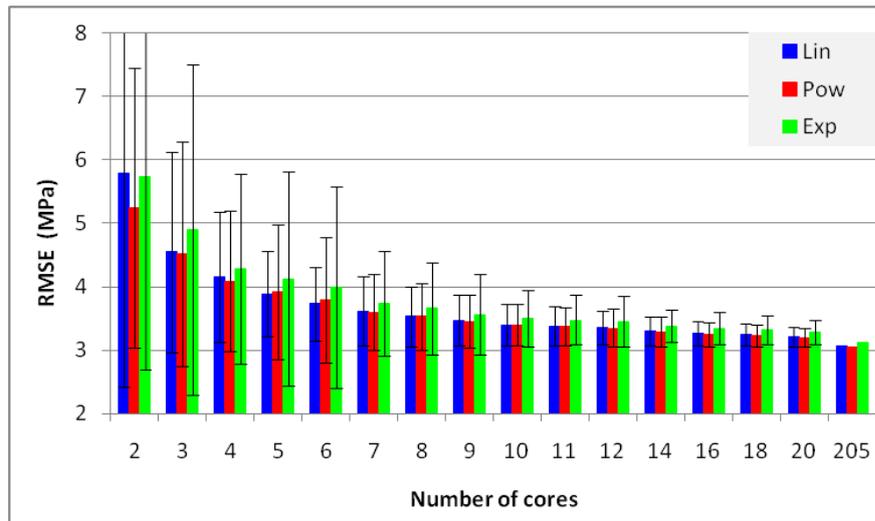
$$F=a*CND^b.....(CND\ séparé).....(Eq.\ 5.8)$$

$$F=a*R^b *V^c.....(CND\ combiné).....(Eq.\ 5.9)$$

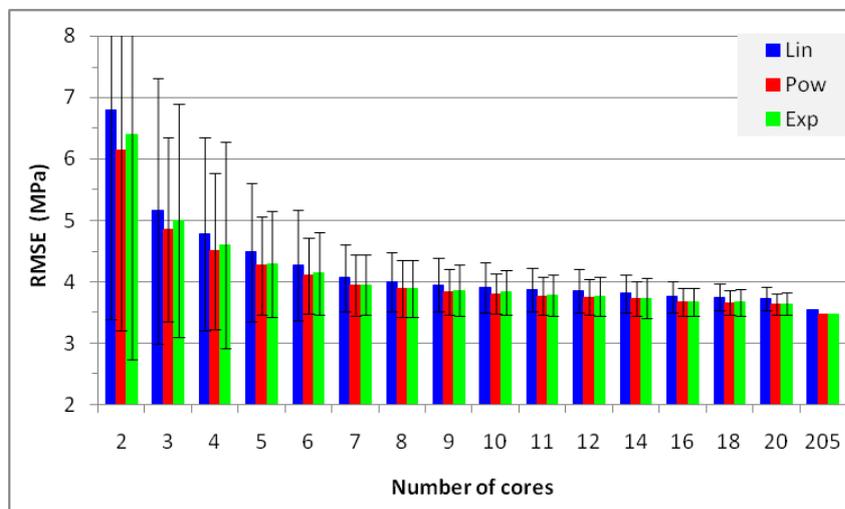
$$F=a*\exp(b*CND).....(CND\ séparé).....(Eq.\ 5.10)$$

$$F=a*\exp(b*R)*\exp(c*V).....(CND\ combiné).....(Eq.\ 5.11)$$

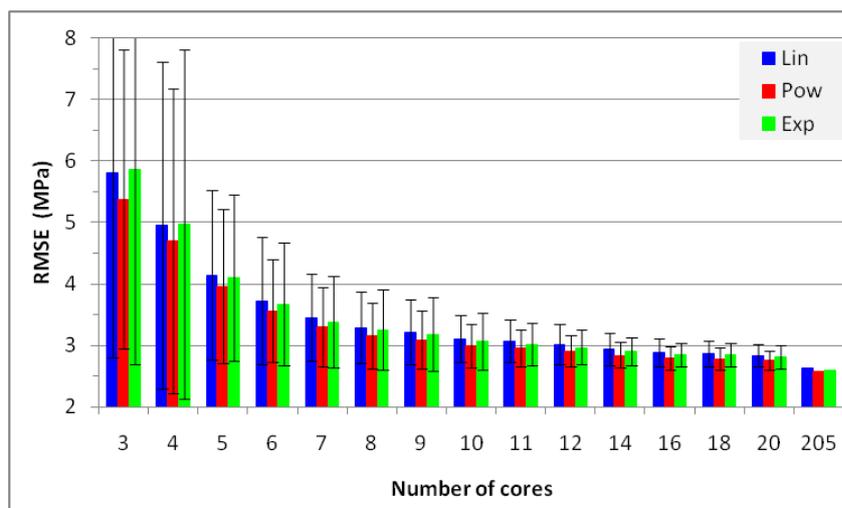
La Figure 5.12 illustre respectivement les erreurs quadratiques moyennes RMSE de prédiction des trois formes mathématiques (linéaire, puissance et exponentielle) en fonction du nombre N_C pour chaque méthode de CND (Rebond, VU et SonReb). La figure fournit les valeurs moyennes de RMSE (valeur moyenne de 100 répétitions) accompagnées de barres d’erreur dont l’amplitude est plus ou moins un écart-type. Sur chaque figure on a aussi porté à la droite du graphique l’erreur RMSE de prédiction quand le modèle est calibré sur l’ensemble du jeu de données (population $N=205$ jeux de résultats d’essai), qui peut être considérée comme le minimum accessible via la procédure de calibration sur un échantillon restreint. La valeur obtenue de RMSE prédictive sur la population N est de l’ordre de 3 MPa pour le Rebond, 3.5 MPa pour la VU et 2.5 MPa pour SonReb.



(a) Méthode du Rebond



(b) Méthode de la VU



(c) Méthode combinée

Fig. 5.12 – Comparaison entre les RMSE prédictives (moyenne et écart type) des trois formes mathématiques en fonction du nombre N_C pour chaque technique de CND

On remarque que la forme mathématique utilisée a peu d'influence sur la précision de l'estimation du modèle pour les trois méthodes de CND (Rebond, VU et SonReb), sauf pour la forme exponentielle du Rebond. Cette influence de la forme mathématique diminue autant que le nombre N_C augmente, mais au-delà de N_C égal à 9, elle devient de plus en plus insignifiante.

5.6.4 Relation entre les paramètres statistiques du modèle « trade-off »

De la calibration de chaque répétition d'un nombre donné N_C découle un modèle particulier avec ses propres paramètres statistiques (par exemple, $F_i = a_i + b_i * CND_i$: avec $i=1$ à 100). Ce jeu de paramètres varie d'une répétition à une autre. La relation qui lie ce jeu de paramètres ($b_i = f(a_i)$) est notée « trade-off ».

La **Figure 5.13** illustre l'effet du « trade-off » entre les paramètres statistiques « a » et « b » du modèle mono-variable pour le Rebond (modèle puissance) et la VU (modèle exponentiel). Le graphique du paramètre « a » est logarithmique si le modèle de calibration est de forme puissance ou exponentielle. De plus, cet effet du « trade-off » est analysé pour différents nombres N_C avec 100 répétitions pour chaque nombre donné.

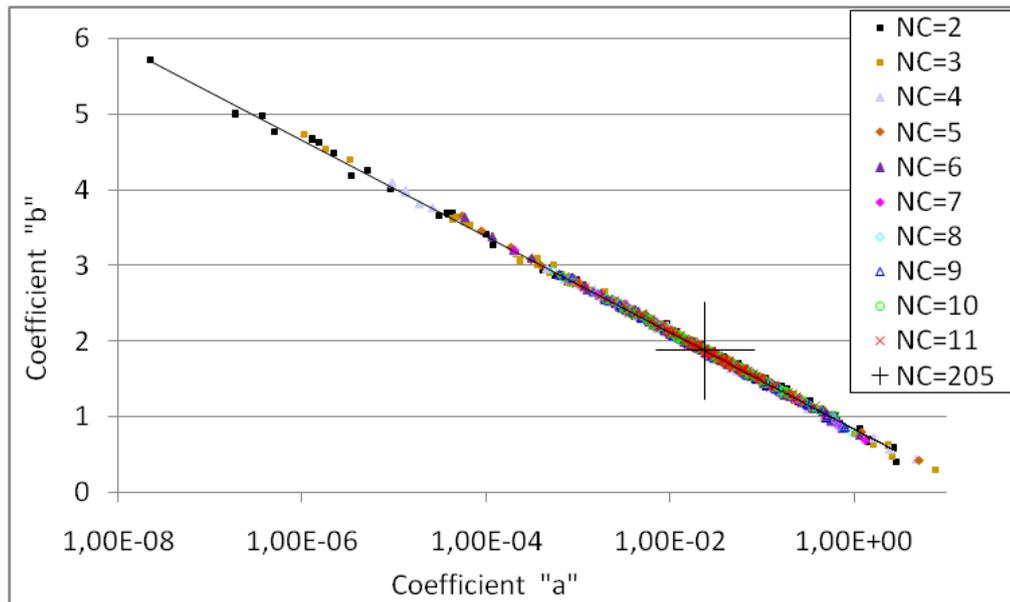
Pour un nombre N_C donné, chaque répétition (choisie aléatoirement) a son propre modèle et également avec ses propres paramètres « a » et « b » qui sont différents à ceux des autres. Il est remarqué que tous les jeux (a_i, b_i) des répétitions ($i=1$ à 100) pour un nombre N_C donné se trouvent sur la même droite ($b_i = f(a_i)$). En plus, il est aussi remarqué que même si en variant le nombre N_C , les jeux (a_i, b_i) restent toujours sur la même droite ([Breysse et Martinez-Fernandez, 2014](#)). Autant que le nombre N_C augmente, moins de dispersion des données est constatée. La **Figure 5.13** confirme que, dans un repère approprié (semi-logarithmique) les paramètres « a » et « b » d'un modèle mono-variable pour le Rebond et la VU sont liés par une relation linéaire ([Eq. 5.12](#)) pour différents nombres N_C ([Breysse, 2012](#)).

$$b = g(a) \dots\dots\dots(\text{Eq. 5.12})$$

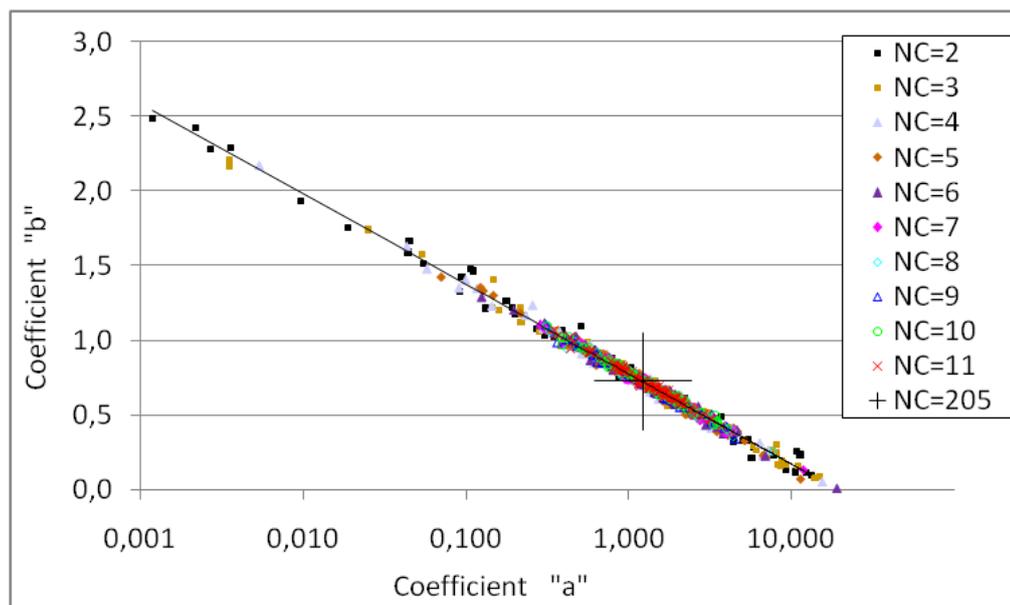
avec :

$g(a) = x * a + y$: si le modèle de calibration est de forme mathématique linéaire,

$g(a) = x * \text{Ln}(a) + y$: si le modèle est de forme mathématique puissance ou exponentielle.



(a) Rebond (modèle puissance)

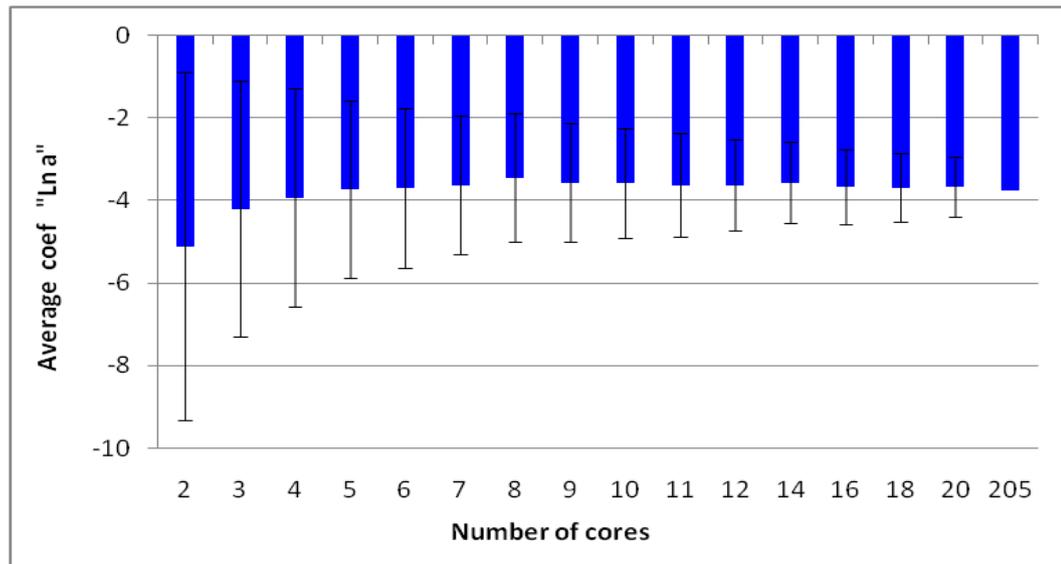


(b) VU (modèle exponentiel)

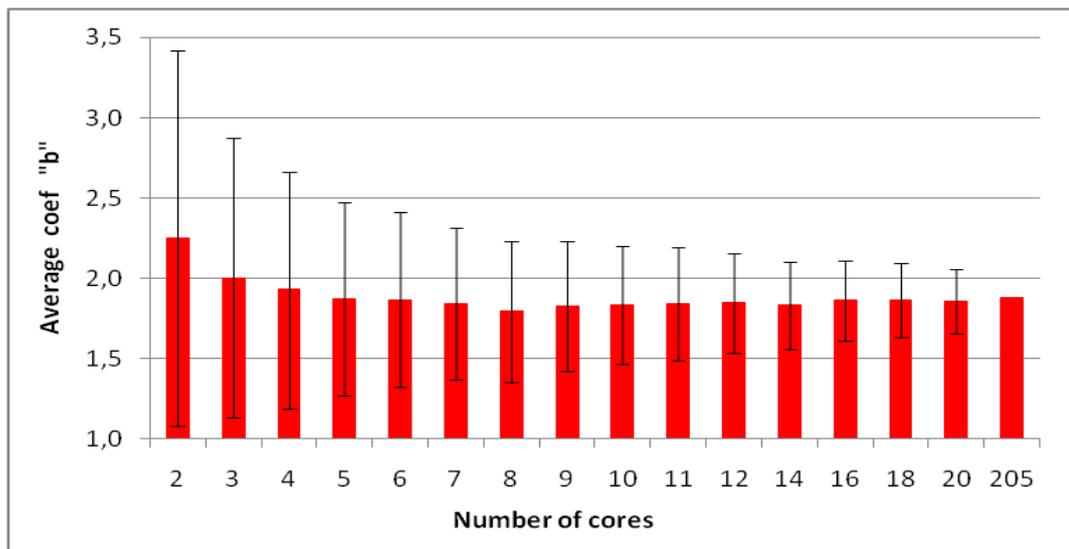
Fig. 5.13 – Effet du « trade-off » en fonction du nombre N_C

IL est clairement montré sur la [Figure 5.14](#) que la variation du nombre N_C influe légèrement sur les valeurs moyennes des paramètres « a » et « b » des 100 répétitions de chaque nombre N_C . Ces valeurs se rapprochent de plus en plus aux celles des paramètres du modèle de la population entière (N) quand le nombre N_C augmente. Par ailleurs, la variation du nombre N_C influe d'une manière significative sur le degré de dispersion (écart type) des paramètres « a » et « b » de

chaque nombre N_C (Fig.5.14). L'incertitude sur l'estimation des paramètres augmente autant que le nombre N_C diminue, contribuant ainsi à l'instabilité du modèle de conversion. Cette dispersion (représentée par le coefficient de variation « CV ») (Fig. 5.15) varie avec la même tendance pour les deux paramètres, bien que sa grandeur semble plus élevée pour le paramètre « a » que pour le paramètre « b ».



(a) Paramètre « a »



(b) Paramètre « b »

Fig. 5.14 – Variation des paramètres du modèle (moyenne et écart type) en fonction du nombre N_C pour le Rebond (modèle puissance)

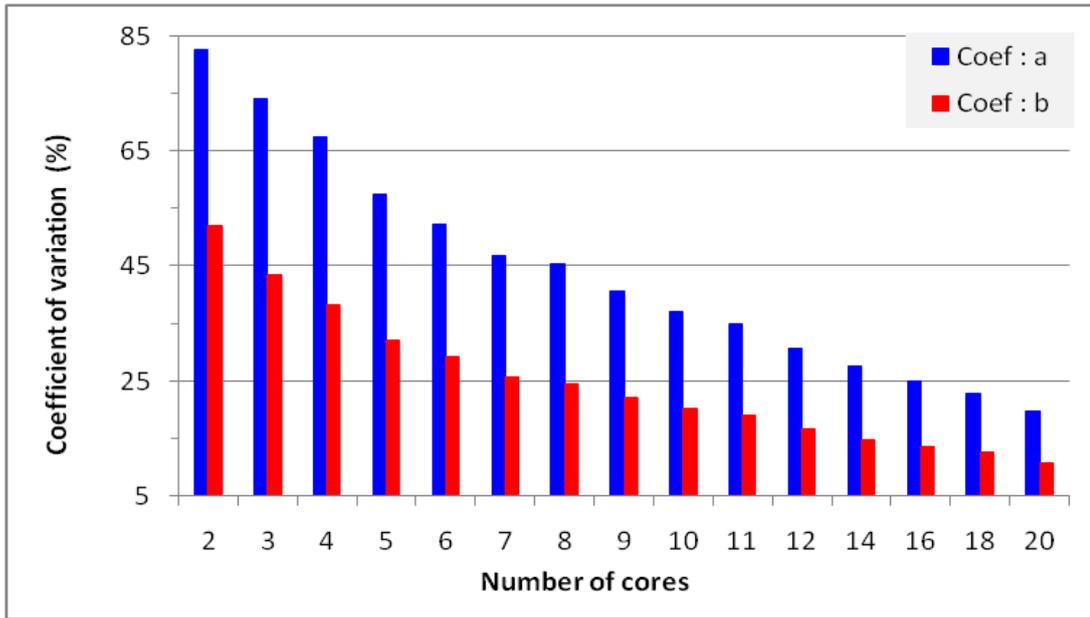


Fig. 5.15 – Variation du CV des paramètres du modèle en fonction du nombre N_C pour le Rebond (modèle puissance)

5.6.5 Modèles de non-sens physique

Pour que le modèle de calibration présente un sens physique, il suffit que la fonction $F= f(CND)$ doit être croissante avec l’augmentation du CND, c.à.d. que la pente de la courbe doit être positive (Alwash et al., 2015) et en plus elle ne doit pas être relativement très forte (être modérée). Pour justifier analytiquement ce phénomène, il suffit que la dérivée (Eq. 5.13) et la différentielle dF (Eq. 5.14) de la fonction $F= f(CND)$ doivent être positives pour CND séparé et combiné respectivement. Pour que le modèle de la méthode CND séparé ayant donc un sens physique, il suffit que le paramètre « b » du modèle soit positif. (Eqs. 6, 8 et 10). Il est noté que le paramètre « a » du modèle est toujours positif en cas de la forme puissance ou exponentielle.

$$\frac{dF}{dCND} > 0 \dots\dots\dots(Eq. 5.13)$$

$$dF= \frac{\partial F}{\partial R} dR + \frac{\partial F}{\partial V} dV > 0 \dots\dots\dots(Eq. 5.14)$$

La Figure 5.16 présente le pourcentage d’échec pour les modèles de non-sens physique sur 100 simulations en fonction du nombre N_C pour CND séparé et combiné. On constate que le

pourcentage d'échec à $N_C=3$ pour CND combiné (23%) est nettement plus élevé que celui du CND séparé (9% pour VU et 5% pour Rebond), ce qui fortement indique que le CND combiné est inutile à $N_C=3$. De même pour $N_C=4$, le CND combiné présente aussi un risque d'échec plus élevé que celui du CND séparé. Par ailleurs, au-delà du $N_C=6$, aucun modèle de non-sens physique n'est constaté soit pour CND séparé ou combiné.

Il est à noter que les modèles de non-sens physique entraînent des RMSE prédictives relativement élevées voire illogiques et qui sont écartés par la suite, en gardant uniquement les modèles de sens physique qui sont notés modèles triés (MT). La Figure 5.17 montre une comparaison entre la moyenne des RMSE prédictives des modèles non triés «MNT» (ensemble des modèles de sens physiques et de non-sens physiques de 100 répétitions) et des modèles triés «MT» (cas dont les modèles de non-sens physique ont été supprimés) pour différents nombre N_C . Pour la méthode de CND séparé, il est constaté à $N_C=2$, une différence importante de RMSE prédictive entre les modèles MT et les modèles MNT. La même observation est enregistrée avec $N_C=3$ pour la méthode combinée. Au-delà de $N_C=5$, il n'y a plus de différence remarquable de l'erreur moyenne RMSE entre les modèles MT et les modèles MNT, soit pour CND séparé ou pour CND combiné.

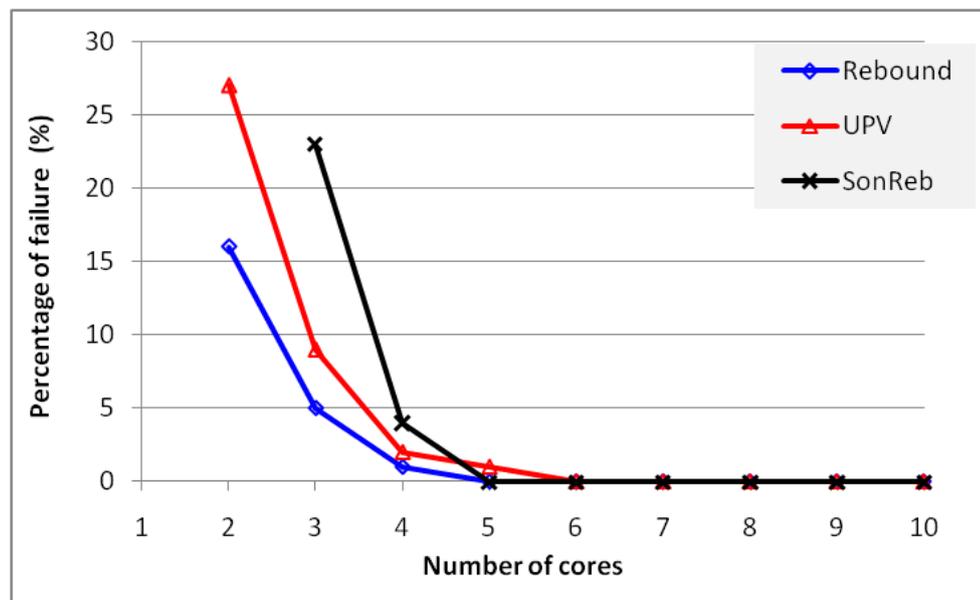


Fig. 5.16 – Pourcentage d'échec des modèles en fonction du nombre N_C (calculé sur la base de 100 simulations) pour CND séparé et combiné

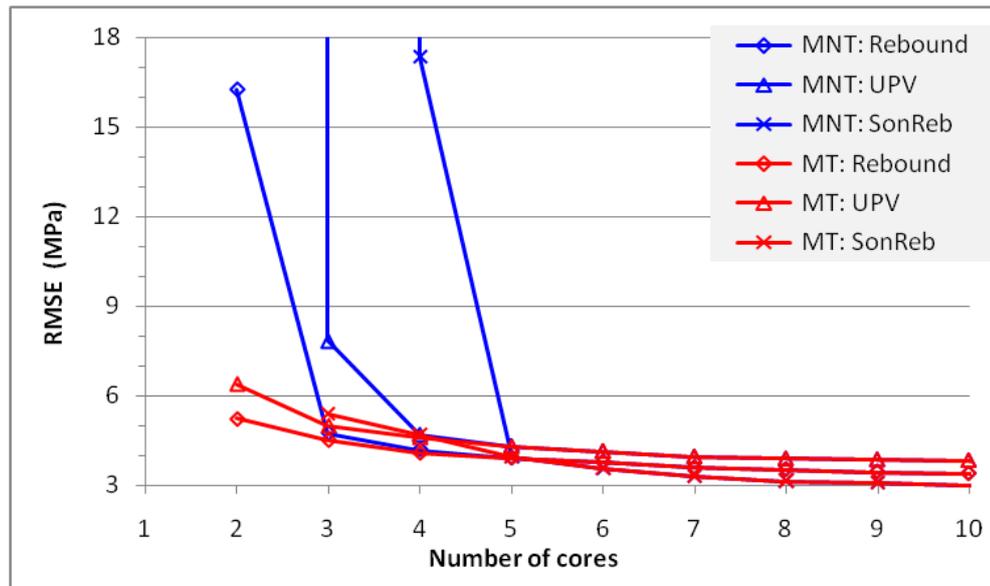


Fig. 5.17 – Comparaison de la moyenne RMSE prédictive entre les modèles triés (MT) et les modèles non triés (MNT) en fonction du nombre N_C

5.6.6 Analyse de la relation entre RMSE de prédiction et les paramètres du modèle

L'effet de l'instabilité statistique du modèle peut aussi être illustré en visualisant le lien entre les valeurs des paramètres et la valeur du RMSE prédictive sur la résistance estimée. La [Figure 5.18](#) illustre ainsi la manière dont la RMSE varie en fonction des paramètres « a » et « b » pour différents nombre N_C . On remarque que pour chaque nombre N_C , cette variation décrit une forme parabolique c.à.d. pour chaque niveau de RMSE, il se peut avoir deux valeurs différentes de « a » et automatiquement deux valeurs différentes de « b » (les deux paramètres « a » et « b » sont étroitement liés) ([Breysse et Martinez-Fernandez, 2014](#)). Si le nombre N_C augmente, l'amplitude de la dispersion des RMSE prédictive diminue et devient de plus en plus serrée vers le milieu bas de la courbe et converge vers une certaine valeur RMSE minimale. Une dispersion élevée des coefficients « a » et « b » entraîne donc une amplitude aussi élevée de dispersion des RMSE, et ceci constitue l'instabilité du modèle.

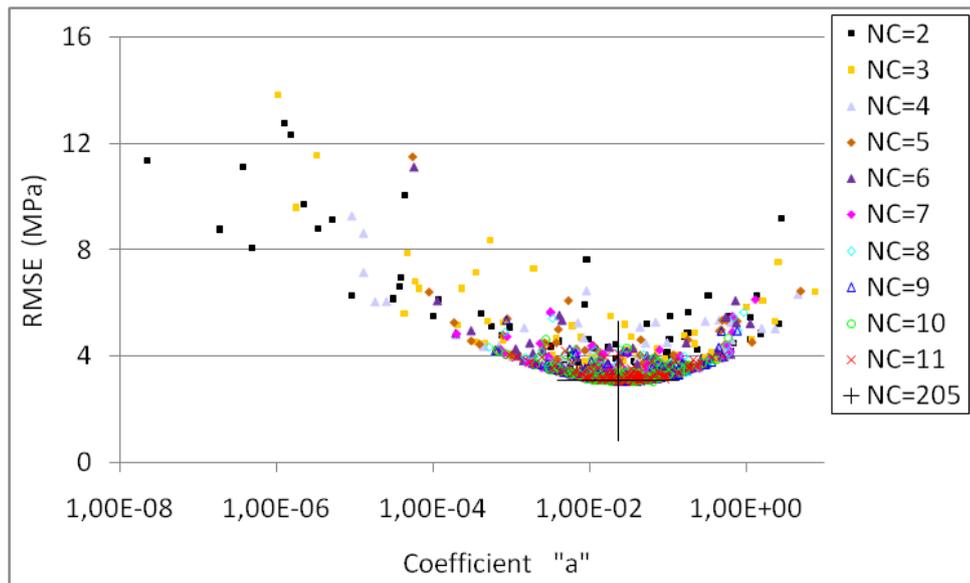
La variation parabolique de RMSE montre que si le modèle de calibration est exact (noté « f_x ») ([Eq. 5.15](#)) c.à.d. que les paramètres identifiés sont aussi exacts (notés « a_x » « b_x ») (mais en réalité inconnues), l'erreur de l'estimation « $RMSE_e$ » qui en résulte constitue donc (l'erreur minimale accessible) « $RMSE_{min}$ » ([Eq. 5.16](#)). Si l'on s'écarte de cette valeur exacte, l'erreur de l'estimation « $RMSE_e$ » croît en s'éloignant de la valeur minimale « $RMSE_{min}$ » ([Eq. 5.17](#)). Pour notre cas, la valeur RMSE la plus proche à « l'erreur minimale accessible » est celle qui correspond au nombre N global.

$$F_x = f_x(CND_m) \dots\dots\dots(Eq. 5.15)$$

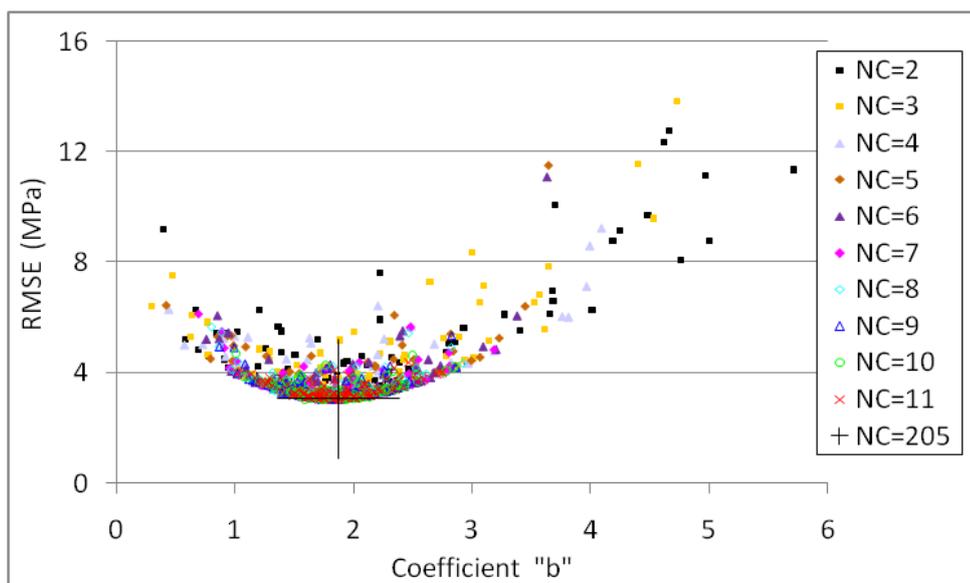
$$RMSE_e = h(a_x) = h(b_x) = RMSE_{min} \dots\dots\dots(Eq. 5.16)$$

$$RMSE_e = h(a) = h(a_x) + h(a - a_x) = RMSE_{min} + c.(a - a_x)^2 \dots\dots\dots(Eq. 5.17)$$

avec F_x : résistance estimée par le modèle exact qui est différente de la résistance vraie.



a) Paramètre « a »



(b) Paramètre « b »

Fig. 5.18 – Relation entre RMSE prédictive et les paramètres du modèle en fonction du N_C pour la méthode du Rebond

5.7 Intérêt du carottage conditionnel par rapport au carottage prédéfini

Le carottage conditionnel est une option qui peut fournir une meilleure stabilité du modèle mathématique. L'idée de base est de choisir les endroits de carottage sur la base de l'information préalablement fournie par des mesures de CND sur site, afin d'avoir une couverture optimale de la plage de résistance recherchée.

Pour balayer le maximum de la plage : du plus faible au plus élevée de la résistance recherchée, les mesures CND sur site sont classées afin d'identifier les n groupes (où n sera égale le nombre de carottes N_C qui font l'objet de l'étalonnage). De chaque groupe n, une seule carotte est choisie au hasard (ce choix peut être aussi effectué par la médiane de chaque groupe n) et l'ensemble des carottes sélectionnées de chaque nombre N_C (qui varie de 2-12, 14, 16, 18, 20 : soit au total 15 nombres) sera utilisé pour calibrer le modèle. Cette procédure de sélection est répétée 100 fois pour chaque nombre N_C (Fig. 5.19), de manière à étudier la stabilité du processus semi-aléatoire.

Le classement des mesures CND est effectué :

- Pour la méthode séparée par le classement en ordre des données CND (de 1 à 205 pour notre cas) ;
- Pour la technique combinée, les mesures CND sont classées selon :

- (a) l'ordre de la moyenne de deux Rangs des mesures du Rebond (R) et de la vitesse VU (V) (Eq. 5.18) ou,

$$\text{Rang}(R,V) = \frac{1}{2} (\text{Rang}(R)+\text{Rang}(V)) \dots\dots\dots(\text{Eq. 5.18})$$

- (b) l'ordre des résistances « Fml » qui ont été estimées par un modèle combiné choisi de la littérature (Tableau 5.4) (Fig. 5.19).

Tableau 5.4 – Différents procédés de classement et de partition des mesures CND pour carottage conditionnel

Désignation	CND séparé		CND combiné			
	Classement des mesures CND	Ordre simple de mesures CND		Classement de résistances estimées par un modèle de la littérature « Fml »		Moyennes de deux Rang : R et V
Partition des mesures CND	Effectif « N »	Plage « ΔCND »	Effectif « N »	Plage « ΔFml »	Effectif « N »	

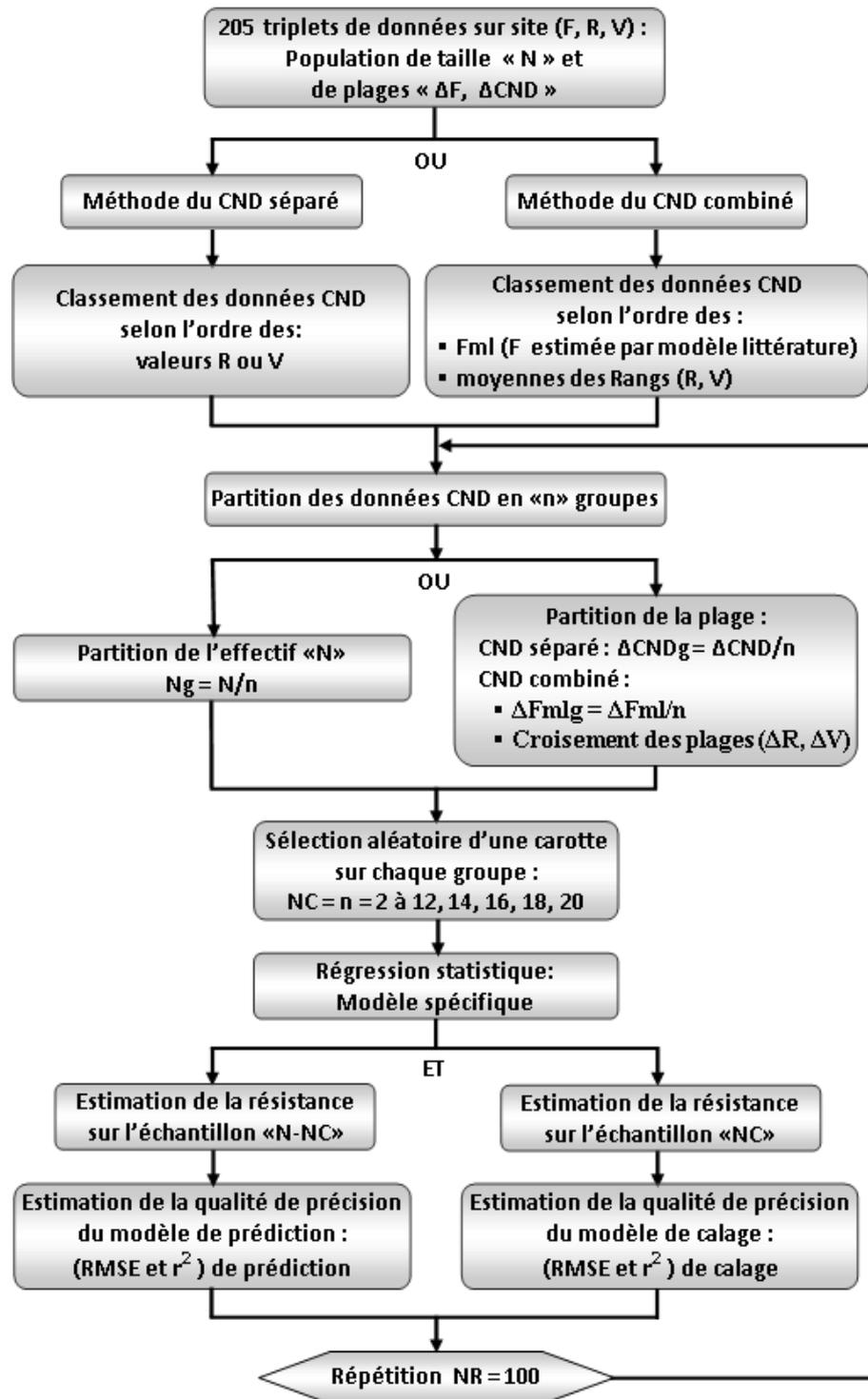


Fig. 5.19 – Organigramme de la méthodologie de l'estimation de la qualité de précision du modèle spécifique (calibration et prédiction) via le carottage conditionnel

La partition des données CND « population » en n groupes est effectuée par trois procédés :

- (a) partition de l'effectif « N » de la population en « n » groupes d'effectif constants « Ng » (Eq. 5.19) :

$$N_g = \frac{N}{n} \dots\dots\dots \text{(Eq. 5.19)}$$

(b) partition de la plage de population « ΔCND » (Eq. 5.20) (pour CND séparé) ou « ΔFml » (Eq. 5.21) (pour CND combiné) en « n » groupes de plages élémentaires constantes « ΔCNDg » ou « ΔFmlg » respectivement :

$$\Delta\text{CNDg} = \frac{\Delta\text{CND}}{n} \dots\dots\dots (\text{CND séparé}) \dots\dots\dots (\text{Eq. 5.20})$$

$$\Delta\text{Fmlg} = \frac{\Delta\text{Fml}}{n} \dots\dots\dots (\text{CND combiné}) \dots\dots\dots (\text{Eq. 5.21})$$

(c) un autre procédé de partition (pour CND combiné) est basé sur l'idée du croisement de chaque deux plages élémentaires correspondantes des deux techniques CND c.à.d le croisement du Rebond (ΔRgi) (Eq. 5.22) avec la VU (ΔVgi) (Eq. 5.23):

avec : « i » est le numéro de la plage élémentaire

$$\Delta\text{Rg} = \frac{\Delta\text{R}}{n} \dots\dots\dots (\text{Eq. 5.22})$$

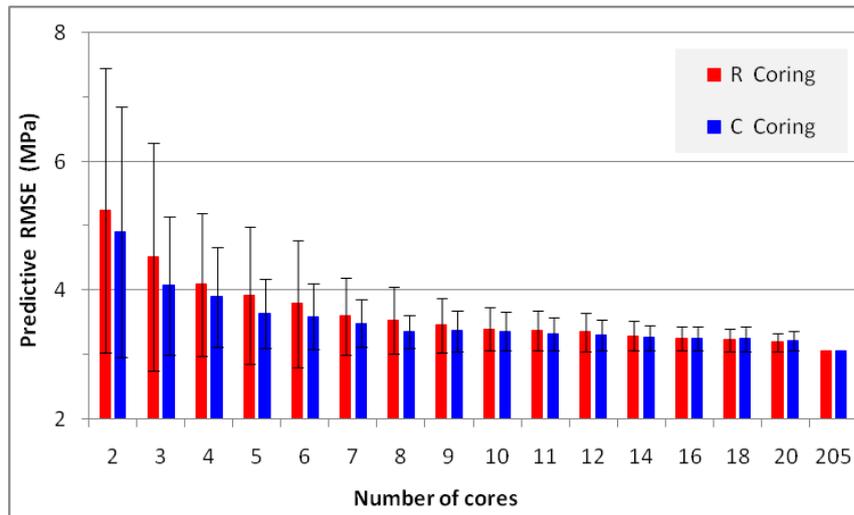
$$\Delta\text{Vg} = \frac{\Delta\text{V}}{n} \dots\dots\dots (\text{Eq. 5.23})$$

Les carottes retenues pour calibrage sont aléatoirement sélectionnées parmi celles qui se situent dans les zones de croisement, en choisissant une carotte par zone (Tableau 5.4) (Fig. 5.19).

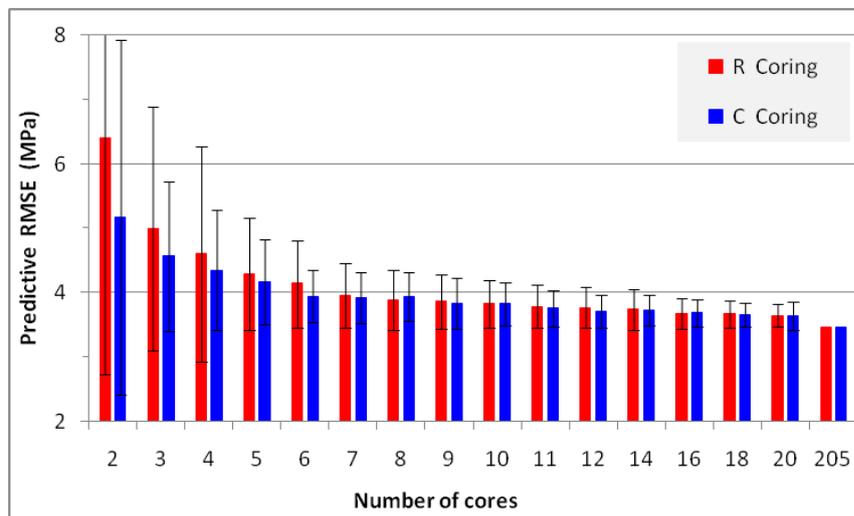
Dans notre analyse, le carottage conditionnel est limité seulement au procédé de partition d'effectif des mesures de CND avec un classement en ordre des mesures pour le CND séparé et un classement selon l'ordre de la moyenne de deux Rangs des mesures du Rebond et de VU pour la méthode combinée.

5.7.1 Erreur de prédiction

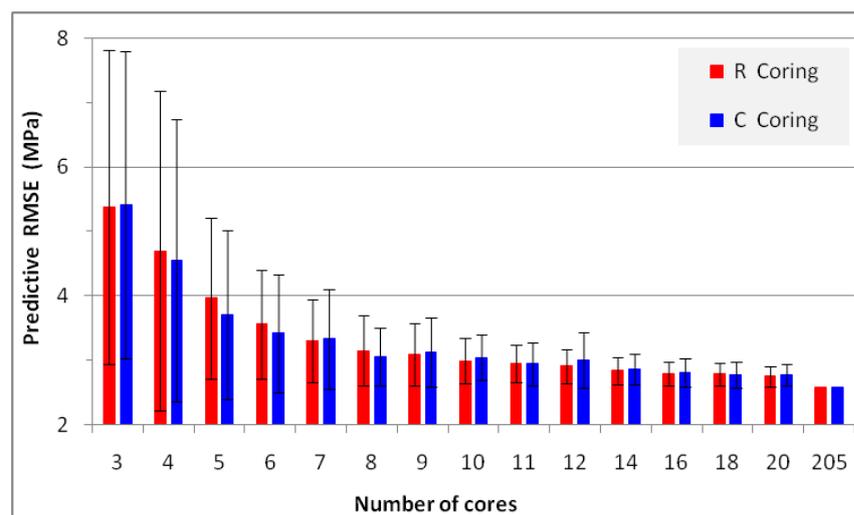
La Figure 5.20 montre une comparaison des RMSE prédites (en termes de moyenne et d'écart type) entre les modèles spécifiques basés sur le carottage aléatoire (R coring) et sur le carottage conditionnel (C coring). Cette comparaison est analysée en fonction du nombre N_C pour les deux techniques de CND (Rebond et VU) utilisées séparément et en combinaison. Pour le CND séparé (Figs. 5.20.a et 5.20.b), on constate que l'erreur RMSE prédictive est plus faible (en termes de moyenne et d'écart type) pour le carottage conditionnel que pour le carottage aléatoire. Cette différence se réduit autant que N_C augmente, mais au-delà du $N_C \geq 9$, elle devient de plus en plus insignifiante. Par ailleurs, pour le CND combiné, l'influence du procédé du carottage conditionnel sur la réduction de l'erreur RMSE prédictive n'est pas clairement remarquable (Fig. 5.20.c).



(a) Méthode du Rebond



(b) Méthode de la VU

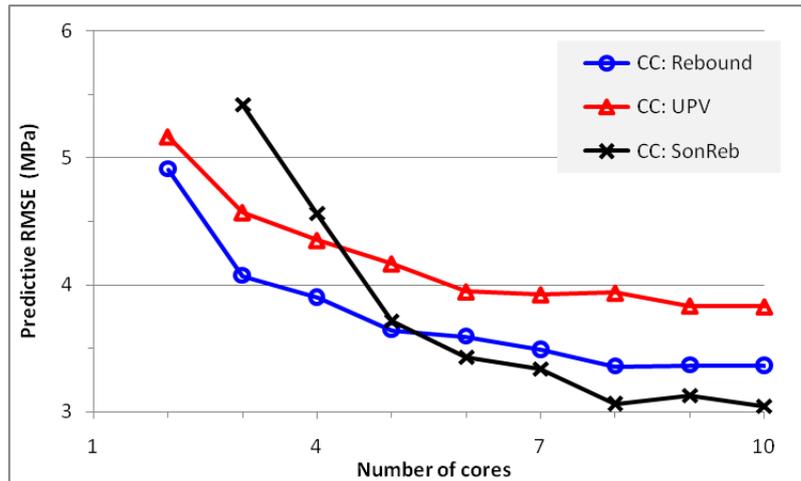


(c) Méthode combinée

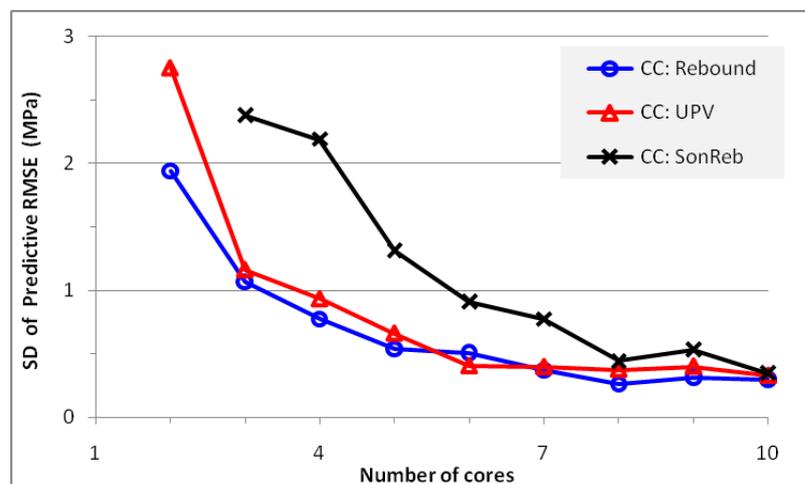
Fig. 5.20 – Comparaison des RMSE prédites entre les procédés du carottage aléatoire (R coring) et du carottage conditionnel (C coring) en fonction du N_C pour CND séparé et combiné

5.7.2 Efficacité de la méthode combinée par rapport aux méthodes séparées

Pour le carottage conditionnel, il est également nécessaire comme pour le procédé du carottage aléatoire (Fig. 5.8.a) d'avoir au minimum 6 carottes (selon RMSE prédictive) pour que la méthode combinée soit efficace et plus précise que la méthode séparée (Fig. 5.21.a). Cependant, l'écart de dispersion de RMSE prédictive entre le CND séparé et combiné est constaté plus remarquable pour le carottage conditionnel (Fig. 5.21.b), que pour le carottage aléatoire (Fig. 5.8.b).



(a) RMSE (moyenne)



(b) RMSE (écart type)

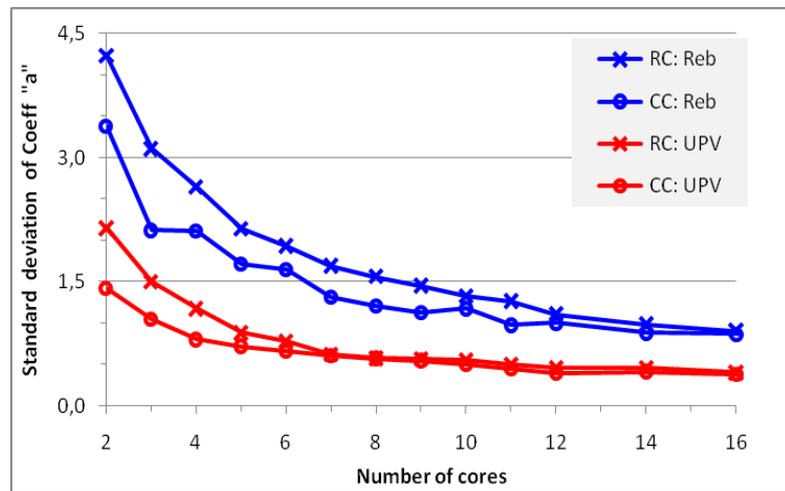
Fig. 5.21 – Comparaison de RMSE de prédiction (moyenne et écart type) entre CND séparé et CND combiné en fonction du N_C pour le carottage conditionnel (CC)

Ceci attire l'attention que pour le CND séparé, le carottage conditionnel est bénéfique par rapport au carottage aléatoire, mais pour le CND combiné, l'amélioration est insignifiante. Alors, l'efficacité de la méthode combinée pour le procédé de carottage aléatoire nécessite au moins 6 carottes (selon RMSE prédictive) si en se basant seulement sur l'écart type (Fig. 5.8.b).

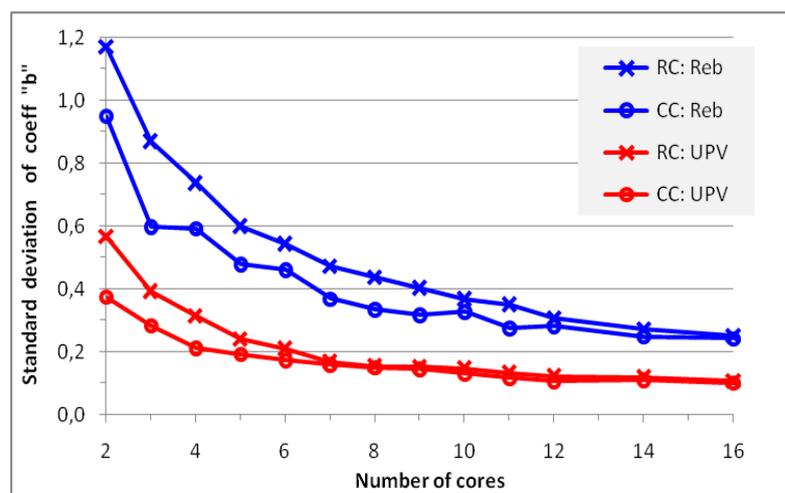
Par contre, pour le carottage conditionnel, il est nécessaire d'avoir au moins 8 carottes pour que la méthode combinée soit efficace et plus précise (Fig. 5.21.b).

5.7.3 Dispersion du « trade-off »

Il est à noter que l'incertitude sur l'estimation des paramètres statistiques contribue à l'instabilité du modèle de conversion, c.à.d autant que la dispersion des paramètres est plus élevée, le modèle est moins robuste. La Figure 5.22 montre une comparaison du degré de dispersion « écart type de 100 répétitions de chaque N_C » des paramètres « a » et « b » du modèle entre les procédés du carottage conditionnel et carottage aléatoire. Cette comparaison est analysée en fonction de la variation du nombre N_C .



(a) Paramètre « a » du modèle



(a) Paramètre « b » du modèle

Fig. 5.22 – Comparaison de la dispersion du trade-off entre le carottage conditionnel (CC) et le carottage aléatoire (RC) pour différents nombre N_C

Il est clair d'après la **Figure 5.22** que le procédé du carottage conditionnel améliore (diminue) l'incertitude des deux paramètres « a » et « b » du modèle par rapport au carottage aléatoire, et cette amélioration de la dispersion est beaucoup plus importante autant que le nombre N_C diminue. Au-delà de $N_C \geq 6$ et $N_C \geq 12$ pour la VU et le Rebond respectivement, aucune différence de dispersion n'est constatée entre le carottage aléatoire et le carottage conditionnel.

5.7.4 Pourcentage d'échec des modèles de non-sens physique

La **Figure 5.23** montre une comparaison de l'effet du procédé du carottage conditionnel sur le pourcentage d'échec des modèles de non-sens physique par rapport au carottage aléatoire pour CND séparé et combiné. Le pourcentage d'échec est compté sur 100 simulations pour chaque nombre N_C . Pour la méthode séparée, le carottage conditionnel diminue sensiblement le pourcentage d'échec des modèles de non-sens physique par rapport au carottage aléatoire notamment si le nombre N_C est faible. A partir de $N_C \geq 4$, presque aucune différence de pourcentage d'échec n'est constatée entre le carottage conditionnel et le carottage aléatoire pour CND séparé.

Par ailleurs, pour la méthode combinée, presque aucune diminution du pourcentage d'échec des modèles n'est apportée par le carottage conditionnel par rapport au carottage aléatoire. Ceci confirme que le carottage conditionnel n'offre presque aucune réduction de l'erreur RMSE du modèle combiné par rapport au carottage aléatoire (**Fig. 5.20.c**).

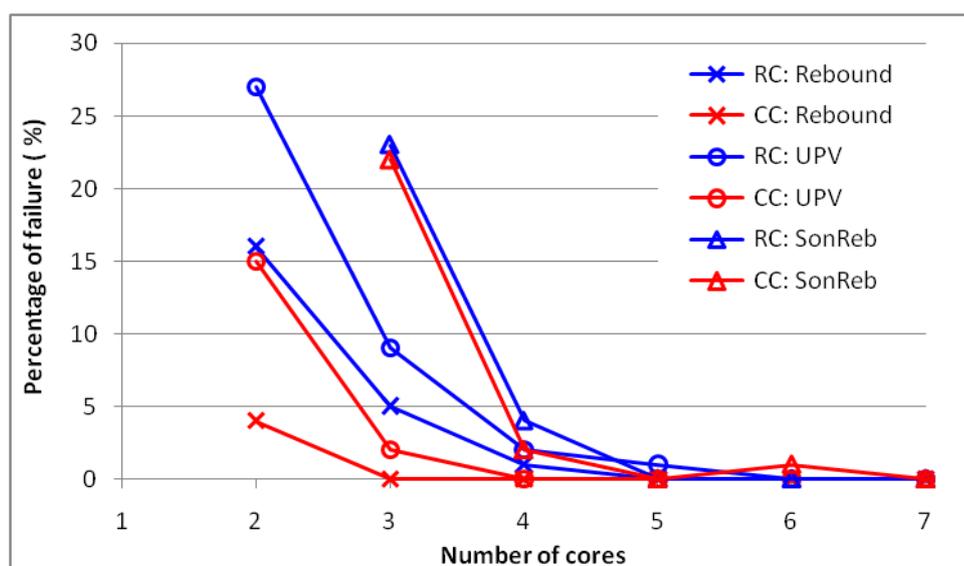


Fig. 5.23 – Comparaison des pourcentages d'échec des modèles entre carottage aléatoire (RC) et carottage conditionnel (CC) sur 100 simulations pour différents nombre N_C

5.8 Conclusion

Un cas d'études réel a servi de base à l'analyse de l'estimation de la résistance du béton in situ via du CND. Une analyse statistique approfondie a permis de quantifier l'effet du nombre de carottes (utilisées pour la calibration) sur la précision de l'estimation du modèle, ainsi que l'effet du choix d'utiliser une seule technique de CND ou de combiner deux techniques. Deux indicateurs statistiques (RMSE et r^2) ont été calculés pour estimer les erreurs de prédiction, qui se réduisent logiquement quand N_C augmente. Pour ce cas d'étude, on peut conclure que :

- L'estimation de la qualité de précision basée sur l'erreur de calibration est largement insuffisante et souvent trompeuse car cette analyse mène à une contradiction avec la réalité notamment à des nombres N_C faibles,
- Un nombre $N_C = 9$ carottes peut être considéré comme nombre suffisant pour converger vers les conditions d'efficacité maximale de la procédure d'estimation,
- La méthode combinée à l'étape de calibration est toujours efficace et plus précise par rapport à la méthode séparée. Par contre, à l'étape de prédiction, elle est efficace au-delà de 6 carottes selon l'indicateur RMSE (valeur moyenne) et au-delà de 7 carottes selon l'indicateur r^2 (valeur moyenne). En plus, si on tient compte de la distribution statistique des valeurs individuelles des indicateurs, l'efficacité de la méthode combinée présente un pourcentage de chance qui augmente autant que N_C augmente, mais au-delà de $N_C \geq 16$, elle ne présente presque aucun risque d'échec.
- Le pourcentage des modèles offrant des contradictions entre les deux indicateurs (RMSE et r^2) vis à vis de l'efficacité du CND combiné, diminue en fonction de l'augmentation du N_C , mais au-delà de 9 carottes, ce pourcentage est inférieur à 5%,
- L'analyse basée sur le coefficient r^2 comme indicateur de l'estimation de la qualité de la précision des modèles en fonction du nombre N_C n'aboutit à aucune signification. Et ceci contrairement à l'indicateur RMSE qui est sensible à la variation du nombre N_C .
- La forme mathématique a peu d'influence sur la précision de l'estimation du modèle. En plus cette influence diminue si le nombre de carottes augmente, mais au-delà de 9 carottes, l'influence devient de plus en plus insignifiante,
- L'erreur de l'estimation du modèle est plus faible pour le carottage conditionnel que pour le carottage aléatoire (en termes de moyenne et de variabilité). cette différence d'erreur diminue autant que le nombre de carottes augmente, mais au-delà de 9 carottes, la différence devient de plus en plus négligeable.

Conclusions Générales

et Recommandations

Conclusions générales

Pour l'estimation de la résistance du béton par les essais CND (Rebond et Ultrason), trois situations de bétons ont fait l'objet de notre travail : le premier est fabriqué en laboratoire « Situation 1 » et les deux autres sont des bétons de chantier, l'un fait partie des constructions nouvelles (en cours de réalisation, « Situation 2 » et l'autre est un vieux béton d'une construction existante « Situation 3 ». Les conclusions suivantes peuvent être dégagées de cette étude:

- ❖ Des relations entre la résistance du béton et les mesures CND (combiné ou séparé) ont été établies selon la démarche classique pour les trois situations :
 - Le coefficient r^2 est quasiment identique pour les trois formes mathématiques du modèle pour chaque cas d'essai, par ailleurs il est amélioré pour la méthode combinée,
 - L'évaluation de la résistance par le CND combiné donne une meilleure exactitude en comparaison avec les méthodes simples,
 - Les modèles établis sur les éléments structuraux offrent une meilleure approche de l'estimation de la résistance du béton in-situ par rapport au test des éprouvettes,
 - le cas de cure humide présente un coefficient r^2 plus ou moins élevé par rapport au cas de cure sèche,
- ❖ Les Rebonds mesurés directement sur les éléments de structure sont plus élevés que ceux des éprouvettes ou des carottes, tandis que pour la VU, le cas contraire est observé,
- ❖ La sensibilité du CND à l'effet de site est un peu plus élevée pour le béton de situation 3 que pour le béton de situation 2. Alors que la sensibilité de variabilité du CND à l'effet de site est plus importante pour le béton de situation 2 que pour le béton de situation 3,
- ❖ L'éprouvette présente généralement une variabilité du CND plus élevée que celle de l'élément,
- ❖ La sensibilité à l'effet de cure est plus importante pour la résistance que pour le CND, alors que pour le Rebond elle est presque insignifiante. Cette sensibilité à l'âge de 28 jours est plus élevée par rapport aux autres âges, et ceci pour la résistance et même pour le CND,

- ❖ La variabilité du CND est plus élevée pour la cure sèche, tandis que la variabilité de résistance est plus élevée pour la cure humide. En plus, la cure sèche influe fortement sur la variabilité de VU que sur la variabilité du Rebond,
- ❖ La sensibilité à l'effet de l'âge (entre 7 et 28 jours) est plus élevée pour la résistance que pour le CND, tandis que pour la VU elle est plus faible que pour le Rebond. Cette sensibilité est un peu plus élevée sur les éléments que sur les éprouvettes. De même cette sensibilité est un peu plus importante pour la cure humide que pour la cure sèche.
- ❖ La variabilité du CND est plus élevée à l'âge de 7 jours qu'à l'âge de 28 jours, alors que cette différence de variabilité est presque insignifiante pour la résistance.
- ❖ Pour tester la performance de la précision des modèles, une analyse statistique approfondie basée sur les données de la structure existante a été réalisée. Cette analyse a permis de quantifier l'effet du nombre de carottes N_C (utilisées pour la calibration) sur la précision de l'estimation du modèle, ainsi que sur l'utilisation d'une seule technique de CND ou la combinaison de deux techniques. Pour une estimation plus précise de la performance des modèles, deux indicateurs statistiques (RMSE et le coefficient r^2) ont été comparés. Pour ce cas d'étude, on peut conclure que :
 - L'estimation de la qualité de précision basée sur l'erreur de calibration est largement insuffisante et souvent trompeuse car cette analyse mène à une contradiction avec la réalité notamment à des nombres N_C faibles,
 - Un nombre $N_C = 9$ carottes peut être considéré comme nombre suffisant pour la précision des modèles de prédiction,
 - La méthode combinée à l'étape de calibration est toujours efficace et plus précise par rapport à la méthode séparée. Par contre, à l'étape de prédiction, elle est efficace au-delà de 6 carottes selon l'indicateur RMSE (valeur moyenne) et au-delà de 7 carottes selon l'indicateur r^2 (valeur moyenne). En plus, si on tient compte de la distribution statistique des valeurs individuelles des indicateurs, l'efficacité de la méthode combinée présente un pourcentage de chance qui augmente autant que N_C augmente, mais au-delà de $N_C \geq 16$, elle ne présente presque aucun risque d'échec.

- Le pourcentage des modèles offrant des contradictions entre les deux indicateurs (RMSE et r^2) vis à vis de l'efficacité du CND combiné, diminue en fonction de l'augmentation du N_C , mais au-delà de 9 carottes, ce pourcentage est inférieur à 5%,
- L'analyse basée sur le coefficient r^2 comme indicateur de l'estimation de la qualité de la précision des modèles en fonction du nombre N_C n'aboutit à aucune signification. Et ceci contrairement à l'indicateur RMSE qui est sensible à la variation du nombre N_C .
- La forme mathématique a peu d'influence sur la précision de l'estimation du modèle. En plus cette influence diminue si le nombre de carottes augmente, mais au-delà de 9 carottes, l'influence devient de plus en plus insignifiante,
- L'erreur de l'estimation du modèle est plus faible pour le carottage conditionnel que pour le carottage aléatoire (en termes de moyenne et de variabilité). cette différence d'erreur diminue autant que le nombre de carottes augmente, mais au-delà de 9 carottes, la différence devient de plus en plus négligeable,

Recommandations

Il est bien connu que l'intérêt pour le contrôle non destructif est croissant en génie civil, tant au niveau économique que technique. De 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 le contrôle non destructif et reflétant les matériaux et l'environnement locaux ainsi que les pratiques des chantiers Algériens,
- 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 pour l'identification et l'optimisation de la méthodologie de calibration des modèles sur d'autres structures existantes et dans d'autres régions du territoire national, afin de valider les résultats obtenus et pouvoir établir une méthodologie de calibration qui peut être appropriée aux bétons des chantiers Algériens;
- Pour l'estimation de la résistance du béton sur site, on propose une étude de l'identification des modèles sur un cas d'études réel, basée sur l'approche bi-objective (moyenne et écart type à la fois);
- Pour faciliter la collecte et l'exploitation approfondie des travaux de CND existant dans la littérature, la construction d'une base de données est proposée sur la base d'un programme informatique qui sera diffusée à une large communauté scientifique.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- ACI 228 1R, 2003. *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*. American Concrete Institute, USA.
- ACI 214 4R, 2003. *Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results*. American Concrete Institute, USA.
- ACI 308R, 2001. *Guide to Curing Concrete*. American Concrete Institute, USA.
- AliBenyahia K., Kenai S., Ghrici M., 2010. *Correlations between non-destructive and destructive tests of low strength concrete*. 37th IAHS World Congress on Housing Science, Santander, Spain, 8p.
- AliBenyahia K., Sbartai Z.M., Breysse D., Kenai S., Ghrici M., 2016. *Estimation non destructive de la résistance du béton : analyse de la qualité de calibration des modèles sur un cas d'études réel*. 6e édition du colloque francophone sur l'auscultation des ouvrages de génie civil, Marrakech, Maroc, 7p.
- AliBenyahia K., Ghrici M., Kenai S., Breysse D., Sbartai Z.M., 2017 a. *Analysis of the relationship between nondestructive and destructive testing of low concrete strength in new structures*. Asian Journal of Civil Engineering. Vol.18, NO.2, pp 191-205.
- AliBenyahia K., Sbartai Z.M., Breysse D., Kenai S., Ghrici M., 2017 b. *Analysis of the single and combined non-destructive test Approaches for on-site concrete strength assessment : General Statements based on a real case-study*. Case Studies in Construction Materials. 6, 109-119.
- Alwash M., Breysse, D., Sbartai, Z.M., 2015. *Non-destructive strength evaluation of concrete: Analysis of some key factors using synthetic simulations*. Construction and Building Materials. 99, 235-245.
- ASTM C42/C 42M, 2003. *Standard test method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*. ASTM International, 5p.
- ASTM C805, 2002. *Standard test method for rebound number of hardened concrete*. ASTM International, 3p.
- ASTM C823, 2000. *Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions*. ASTM International, 7p.
- ASTM C597, 2003. *Standard test method for pulse velocity through concrete*. ASTM International, 4p.
- Balayssac J.P., Laurens S., Arliguie G., Ploix M.A., Breysse D., Dérobert X., Piwakowski B., 2009. *Evaluation of concrete structures by combining non-destructive testing methods (SENSO project)*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. France, 8p.

- Bartlett, F.M., MacGregor, J.G., 1994. *Assessment of concrete strength in existing structures*, Structural Engineering Report N° 198. University of Alberta, 297p.
- Benouis A., Khaldi N., Cherait Y., 2007. *Comparaison des résistances des bétons déterminées par écrasement et par scléromètre : influence de la composition*. Afrique Science. 3, 305-314.
- Breysse D., Elachachi, S.M., Balayssac J.P., Laurens S., 2007. *Diagnostic de l'état du béton : combinaison d'informations et réduction des incertitudes*. 25e rencontres de l'AUGC, Bordeaux, France.
- Breysse D., Elachachi, S.M., Balayssac J.P., Laurens S., 2008. *Méthodologie de qualification des observables issus du contrôle non destructif pour diagnostiquer l'état du béton*. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 12, 459-472.
- Breysse D., Lataste J.F., 2009. *Variabilité des matériaux de construction et sécurité des ouvrages : l'apport de l'évaluation non destructive*. 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille, France.
- Breysse D., Larget M., Sbartai Z.M., Lataste J., Balayssac J., 2011. *Quality of NDT measurements and accuracy of concrete physical properties*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. France, 8p.
- Breysse D., Soutsos M., Felicetti R., Krause M., Lataste J., Moczko A., 2009. *How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. France, 8p.
- Breysse, D., 2012. *Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods*. Construction and Building Materials. 33, 139-163.
- Breysse, D., Martinez-Fernandez, J.L., 2014. *Assessing concrete strength with rebound hammer: review of key issues and ideas for more reliable conclusions*. Materials and Structures. 47, 1589-1604.
- BS 6089, 2010. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*. Complementary guidance to that given in BS EN 13791, British Standard, ISBN 978 0 580 67274 3.
- Bungey J.H., Millard S.G., Grantham M.G., 2006. *Testing of concrete in structures*. 4th edition, Taylor & Francis. London and New-work.
- Celaya M., Nazarian S., Yuan D., 2009. *Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. France, 6p.
- Chai T., Draxler R.R., 2014. *Root mean square error (RMSE) or mean absolute error (MAE)? – Arguments against avoiding RMSE in the literature*. Geoscientific Model Development, 7, 1247–50.

- Controls, 2000. *Instruction manual*. Concrete Hammer, Mod. 58-C0181/N, 18p.
- EN 13791, 2007. *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components*. CEN, Brussels.
- EN 12390-3, 2003. *Essai pour béton durci Partie 3: Résistance à la compression des éprouvettes*. CEN, Bruxelles.
- EN 12504-2, 2003. *Essais pour béton dans les structures. Partie 2 : Essais non destructifs - Détermination de l'indice de rebondissement*. AFNOR, 9p.
- EN 12504-1, 2000. *Essais pour béton dans les structures. Partie 1 : Carottes — Prélèvement, examen et essais en compression* AFNOR, 12p.
- EN 12504-4, 2005. *Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son*. AFNOR, 17p.
- Evangelista A.C., Shehata I., Shehata L., 2003. *Parameters that influence the results of non-destructive test methods for concrete strength*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. 7p.
- Facaoaru I., 1984. *Romanian achievements in non-destructive strength testing of concrete*. ACI, SP-82, Detroit, pp.35-56.
- Feidman R.F., 2005. *Essais non destructifs du béton*. CBD-187-F, 6p.
- Fiore, A., Porco, F., Uva, G., Mezzina, M., 2013. *On the dispersion of data collected by in situ diagnostic of the existing concrete*. Construction and Building Materials. 47, 208-217.
- Gregor T., Franci K., Goran T., 2008. *Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks*. Ultrasonics, 8p.
- Hobbs. B., Kebir, T.M., 2007. *Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings*. Forensic Science International. 167, 167-172.
- Huang, Q., Gardoni, P., Hurllebaus, S., 2011. *Predicting Concrete Compressive Strength Using Ultrasonic Pulse Velocity and Rebound Number*. ACI Materials Journal. 108-M43, 403-412.
- Idrissou M.M., 2006. *Reliability in interpreting non-destructive testing (NDT) results of concrete structures*. Mémoire de Master. University of Malaysia, 87p.
- Jones R., 1954. *Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique*. RILEM Int. Symp. on Nondestructive Testing of Materials and Structures. Vol.1
- Jones R., Facaoaru I., 1969. *Les méthodes non destructives d'essais des bétons: Corrélation entre la vitesse de propagation du son et la résistance du béton à la compression*. Notes d'Information Technique N° 140-27. CEBTP, pp.148-178.

- Kaplan M.F., 1958. *Compressive strength and ultrasonic pulse velocity relationships for concrete in columns*. ACI Journal.
- Kaplan M.F., 1959. *The effects of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete*“, Mag. Concr. Res.
- Kenai, S., Bahar, R., 2003. *Evaluation and repair of Algiers new airport building*. Cement and Concrete Composites. 25, 633-641.
- Khan, A.A, 2002. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. International Atomic Energy Agency, Vienna, Austria, 242p.
- Knaze, P., Beno, P., 1984. *The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete*. Matériaux et Constructions. 17 (99), 207–210.
- Komlos, K., Popovics, S., Nurnbergerova, T., Babal, B., Popovics, J.S., 1996. *Ultrasonic Pulse Velocity Test of Concrete Properties as Specified in Various Standards*. Cement and Concrete Composites. 18, 357-364.
- Lataste J.F., 2002. *Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique*. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux, 346p.
- Lorenzi A., Caetano L.F., Campagnolo J.L., Silva-Filho L.C., 2009. *An investigation of the suitability of different NDT test methods to detected voids of concrete elements*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. France, 8p.
- Malhotra, V.M., Carino, N.J., 2004. *Handbook On Nondestructive Testing Of Concrete*, 2nd edition. CRC Press, West Conshohocken, USA.
- Masi, A., Chiauzzi, L., 2013. *An experimental study on the within-member variability of in situ concrete strength in RC building structures*. Construction and Building Materials. 47, 951-961.
- Montgomery, D.C., Runger, G.C., 2014. *Applied Statistics and Probability for Engineers*, 6th edition. Wiley, USA.
- Naik T.R., Malhotra V.M., Popovics J.S., 2004. *The Ultrasonic Pulse Velocity Method*. Handbook on Non-destructive. Testing of Concrete. CRC Press LLC, 19p
- Nguyen N.T., 2014. *Évaluation non destructive des structures en béton armé : Étude de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques*. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux, 231p.
- Popovics S., 2007. *Analysis of the concrete strength versus ultrasonic pulse velocity relationship*. American Society for Non-destructive Testing,
- Pucinotti, R., 2013. *Assessment of in-situ characteristic concrete strength*. Construction and Building Materials. 44, 63-73.

- Pucinotti, R., 2015. *Reinforced concrete structure: Non-destructive in situ strength assessment of concrete*. Construction and Building Materials. 75, 331-341.
- RILEM Recommendation NDT1 1972. *Testing of concrete by the ultrasonic pulse method*. Paris.
- Qasrawi, H.Y., 2000. *Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted*. Cement and Concrete Research. 30, 739-746.
- Sakhraoui S., Mouffok L., 2009. *Application de la méthode ultrasonique pour le calcul prévisionnel des résistances des bétons après traitement thermique*. Technologie du Béton. Séminaire, Alger, 10p.
- Samarin A., 2004. *Combined Methods. Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*. CRC Press LLC, 12p.
- Soshiroda, T., Voraputhaporn, K., Nozaki, Y., 2006. *Early-stage inspection of concrete quality in structures by combined nondestructive method*. Materials and Structures. 39, 149-160.
- Stergiopoulou C., 2006. *Evaluation of concrete infrastructure quality using laboratory and on-site testing*. Mémoire de Master. University of Maryland, 144p.
- Szilágyi K., 2013. *Rebound surface hardness and related properties of concrete*. PhD Thesis. Budapest University, 92p.
- Uva, G., Porco, F., Fiore, A., Mezzina, M., 2013. *Proposal of a methodology for assessing the reliability of in situ concrete tests and improving the estimate of the compressive strength*. Construction and Building Materials. 38, 72-83.
- Vona, M., Nigro, D., 2013. *Evaluation of the predictive ability of the in situ concrete strength through core drilling and its effects on the capacity of the RC columns*. Materials and Structures. 39, 149-160.