

UNIVERSITÉ SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Laboratoire de géo-matériaux et génie civil

THÈSE DE DOCTORAT

En Génie Civil

Spécialité : Structures, Matériaux et Sol

**APPLICATION DES TECHNIQUES NON DESTRUCTIVES POUR
L'INSPECTION ET LE DIAGNOSTIC DES STRUCTURES EN BÉTON
ARMÉ DÉGRADÉ : CAS D'ÉTUDE**

Par :

Youcef BOUSSAHOUA

Devant le jury composé de :

Belkacem MENADI	Prof., Université SD de Blida1	Président
Mouloud ABDELSSEMED	MCA, Université SD de Blida1	Examineur
Ahmed HADJ SADOK	Prof., Ecole ENSH, Blida	Examineur
Abdelhamid HEBBOUCHE	MCA, Ecole ENSH, Blida	Examineur
Said KENAI	Prof., Université SD de Blida1	Directeur de thèse

Blida, 24 juin 2023

Remerciements

Il n'aurait pas été possible de rédiger cette thèse de doctorat sans l'aide et l'appui des personnes aimables qui m'entouraient, mais il n'est possible d'en citer que quelques-uns.

Tout d'abord, je voudrais exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur, le professeur Said KENAI Professeur à l'Université Saad Dahlab Blida1, pour son soutien, ses conseils, sa grande inspiration et ses encouragements lors de mes études de doctorat. L'achèvement de cette thèse n'aurait pas été possible sans son enthousiasme pour les idées et les concepts développés dans cette thèse. Je remercie également mes collègues, Hamza BENSACI, Sid Ahmed ALLALI, Sofiane HAMMAL et Wahiba BENHAOUA pour leur soutien et leur aide constant. J'exprime mes remerciements à tous les membres de la société de *consulting & testing engineering* et en particulier M. Laid BOUAMA, M. Kheirddine GHERIB, M. Nourine BOUSSAHOUA et M. Mustapha BENREDOUANE pour m'avoir fourni un environnement de travail productif pour la réalisation de la partie expérimentale et pour avoir soutenu mes études.

Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude au M. Belkacem MENADI, Professeur à l'Université SD de Blida1 pour avoir bien accepté de présider le jury d'examen. J'adresse également mes vifs remerciements aux M. Ahmed HADJ SADOK, Professeur à l'école nationale supérieure de l'hydraulique de Blida, M. Abdelhamid HEBBOUCHE maître de conférences A à l'école nationale supérieure de l'hydraulique de Blida et M. Mouloud ABDELSSEMED maître de conférences A à l'Université de Blida1, pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

Ces mots sont trop courts pour exprimer ma vive gratitude au Dr Khoudja ALI-BENYAHIA, pour son soutien, son encouragement, sa contribution et le partage de sa précieuse expérience.

Enfin, je voudrais remercier mes parents, M. Mohammed BOUSSAHOUA, Mme Naima BENREBAI et ma femme qui m'ont encouragé et m'ont soutenu tout au long de ma vie. Je suis profondément reconnaissant à mes frères, Sofiane, Imad et mes sœurs, qui m'ont toujours soutenu pendant mes études. En effet, ils étaient la plus grande inspiration de ma vie.

ملخص

في الوقت الحاضر ، أصبح تشخيص الخرسانة المتدهورة في الهياكل الخرسانية المسلحة القديمة وتقييم قدرتها الهيكلية محل اهتمام كبير في مجال الهندسة المدنية. دقة الاختبارات والموقع الدقيق للاختبارات والعينات الجزرية لها دور حاسم في منهجية التقييم. التفسير غير الصحيح للنتائج أو مشكلة هيكلية لم يتم كشفها يمكن أن يؤدي إلى انهيار كارثي بسبب خسائر محتملة في الأرواح والمواد. بشكل عام ، فحص العينات الجزرية هي الطريقة الأكثر موثوقية وفعالية لتقييم جودة الخرسانة. وعادة ما تستخدم هذه الاختبارات بالاقتران مع الاختبارات الغير إتلافية .بسبب قيود الميزانية وبهدف ضمان السلامة الهيكلية ؛ من الضروري تقليل عدد العينات جزرية اللازمة لتقييم مقاومة الخرسانة في الهياكل دون التقليل من دقة التقييم. لهذا السبب ، تم إجراء أبحاث حديثة لتحديد وتحسين عدد العينات جزرية التي ينبغي أن يستقر فيها خطأ على نموذج من البيانات الاصطناعية وكذلك في الآونة الأخيرة على هياكل حقيقية. ومع ذلك ، هناك حاجة إلى مزيد من دراسات الحالات الحقيقية لاستخلاص استنتاجات أفضل. وبالتالي ، من الضروري تحديد عدد العينات الجزرية اللازمة لتقييم الخرسانة المتدهورة القديمة. في هذه الأطروحة ، يتم استخدام اختبارات مقياس الصلادة و مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية جنباً إلى جنب مع العينات الجزرية لتقييم مقاومة الضغط الخرساني في هياكل قديمة قائمة. بنيت هذه الهياكل في السبعينيات من القرن الماضي ، وقد تدهورت في الغالب بسبب تآكل حديد التسليح. تم اختبار أكثر من 234 و 86 من العناصر الهيكلية بواسطة مقياس الصلادة و مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية على التوالي. كما تم اخذ 36 عينة جزرية في موقع الاختبارات الغير إتلافية واختبارها تحت الضغط. تم تقييم دقة الاختبارات الغير إتلافية في مرحلة التنبؤ باستخدام مؤشرين إحصائيين: الجذر التربيعي لمتوسط الخطأ (RMSE) ومعامل التحديد (R^2). أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن جودة تقييم مقاومة الخرسانة تتأثر أكثر بتدهور الخرسانة باستخدام طريقة مقياس الصلادة مقارنة بطريقة مقياس سرعة النبض بالموجات فوق الصوتية. تم إثبات أن تسعة عينات جزرية هي العدد الأدنى الذي يضمن دقة كافية لتقييم قوة الخرسانة لطرق الاختبارات الغير الإتلافية مجتمعة أو منفردة.

كلمات المفاتيح: الهياكل القديمة ؛ تدهور الخرسانة ؛ اختبار الاختبارات الغير الإتلافية ؛

عينات جزرية. الخرسانة ؛ تقييم القوة ؛ تحديد ؛ تنبؤ.

Résumé

De nos jours, le diagnostic du béton dégradé dans les anciennes structures en béton armé et l'évaluation de leurs capacités structurelles sont devenus une préoccupation importante dans le domaine du génie civil. La précision des tests, la localisation précise des essais et des endroits de prélèvement des carottes jouent un rôle crucial dans la méthodologie d'évaluation. Une interprétation incorrecte des résultats ou un problème structurel non détecté peut conduire à des effondrements désastreux pouvant entraîner des pertes de vies humaines et matérielles. En règle générale, les tests de carottage sont la méthode la plus fiable et la plus efficace pour évaluer la qualité du béton. Ces essais sont généralement utilisés en combinaison avec les essais de contrôle non destructifs (CND). En raison des contraintes budgétaires et dans le but d'assurer l'intégrité structurelle, il est nécessaire de minimiser le nombre de carottes pour évaluer la résistance du béton dans les structures sans diminuer la précision de l'évaluation. Pour cette raison, des recherches récentes ont été menées pour identifier et optimiser le nombre de carottes qui devraient stabiliser l'erreur du modèle à partir des données synthétiques ainsi que, plus récemment, sur des structures réelles. Cependant, davantage d'études de cas réelles sont nécessaires pour tirer de meilleures conclusions. Il est donc nécessaire de quantifier le nombre de carottes pour évaluer le vieux béton dégradé. Dans cette thèse, les tests de scléromètre (RH) et de vitesse d'impulsion ultrasonique (UPV) associés aux tests de carottage servent à évaluer la résistance du béton à la compression d'anciennes structures existantes. Ces structures ont été construites dans les années 1970 et ont été dégradées principalement par la corrosion des aciers. Plus de 234 et 86 éléments structurels ont été testés respectivement par RH et UPV. 36 carottes ont également été prélevées aux mêmes localisations des CND et testées sous compression. La précision de l'évaluation non destructive au stade de la prédiction a été évaluée à l'aide de deux indicateurs statistiques : l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et le coefficient de détermination (r^2). Les résultats obtenus montrent que la qualité de l'évaluation de la résistance du béton est davantage affectée par la dégradation du béton en utilisant la méthode RH que la méthode UPV. Neuf carottes se sont avérées être le nombre minimum pour assurer la stabilité de la précision de l'évaluation de la résistance du béton pour les méthodes combinées ou simples.

Mots-clés : anciennes structures ; dégradation de béton ; contrôle non destructif ; carottage ; béton ; évaluation de la résistance ; calibration ; prédiction.

Abstract

Nowadays, the diagnosis of degraded concrete in old existing reinforced concrete structures and the evaluation of their structural capacity has become an important concern in the field of civil engineering. The accuracy of the tests, the precise location of tests and cores have a crucial role in the evaluation methodology. An incorrect interpretation of results or undetected structural problem can lead to a disastrous collapses causing potentially loss of lives and materials. Generally, core tests are the most reliable and effective method for assessing concrete quality. These tests are usually used in combination with non-destructive tests (NDT). Due to the budgetary constraints and with the aim of ensuring the structural integrity; it is necessary to minimize the number of cores to evaluate the concrete strength in structures without reducing the precision of assessment. For this reason, recent research has been carried out to identify and optimize the number of cores that should stabilize the model error from synthetic data as well as more recently on real structures. However, more real case studies are needed to draw better conclusions. Hence, it is necessary to quantify the number of cores that are needed to assess old degraded concrete. In this thesis, Rebound Hammer (RH) and Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) tests in conjunction with coring tests are used to evaluate the concrete compressive strength in old existing structures. These structures were built in the 1970s and have been degraded predominantly by steel corrosion. More than 234 and 86 structural elements were tested by RH and UPV respectively. 36 cores were also drilled at NDT location and tested under compression. The accuracy of the non-destructive assessment in prediction stage was evaluated using two statistical indicators: the root mean square error (RMSE) and the coefficient of determination (r^2). The obtained results show that the quality of the concrete strength assessment is more affected by the degradation of concrete using RH method compared to the UPV method. Nine cores proved to be the minimal number that guarantees the stability of the accuracy of the concrete strength assessment for combined or single NDT methods.

Keywords: old structures; concrete degradation; non-destructive testing; coring; concrete; strength evaluation; fitting; prediction.

LISTE DES PUBLICATIONS

Articles de journaux :

- Boussahoua, Y., Kenai, S., Sbartaï, Z.M. et al. Influence of the number of cores on concrete strength assessment by nondestructive tests in old existing structures. Asian Journal of Civil Engineering (2023). <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00599-0>

Articles de conférences :

- Boussahoua, Y., Kenai, S., et Ali-Benyahia, K., « Prediction of Concrete Strength by Non-destructive Testing in Old Existing Structures: Effect of Core Number on the Reliability of Prediction » at Second International Congress on Materials & Structural Stability, Rabat-Morocco, (2017). <https://doi.org/10.1051/mateconf/201814902007>
- Kenai, S., et Boussahoua, Y., « Application des techniques non destructives pour l'inspection et le diagnostic de structures en béton armé dégradé : cas d'études », *6e édition du colloque francophone sur l'auscultation des ouvrages de génie civil*, Marrakech-Maroc, (2016).
- Boussahoua, Y., et Kenai, S., « Diagnostic des ouvrages en béton armé dégradé par la corrosion des armatures : cas d'Étude », *3ème Congrès International sur la Technologie et la Durabilité du Béton*, Alger-Algérie, (2016), PP 353-361.

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

a, b, c	: Paramètres des modèles de conversion ;
CND	: Contrôle non destructif ;
CV	: Coefficient de variation ;
d	: Diamètre de carotte ;
E_d	: Le module d'élasticité ;
e	: L'erreur maximale prédéterminée exprimée en pourcentage de la moyenne de population ;
$F_{l/d}$	: Facteur de correction de la résistance par rapport à l'élancement ;
F_{dia}	: Facteur de correction de la résistance par rapport au diamètre de la carotte ;
F_{age}	: Facteur de correction de la résistance par rapport à l'âge ;
F_{direc}	: Facteur de correction de la résistance par rapport à la direction de coulage ;
F_{th}	: Facteur de correction de la résistance par rapport à la teneur d'humidité ;
F_D	: Facteur de correction de la résistance par rapport à l'endommagement de carotte ;
$f_{c \text{ carotte } i}$	: Est la résistance à la compression mesurée sur carotte i ;
$\bar{f}_{c \text{ carotte}}$	: La valeur moyenne des résistances mesurées des carottes ;
$f_{c \text{ est}}$	: Résistance du béton estimé ;
$\bar{f}_{c \text{ est}}$	: La valeur moyenne des résistances estimées des carottes ;
f_{ck}	: Résistance caractéristique du béton ;
$f_{ck,28}$	: Résistance caractéristique du béton à 28 jours ;
$f_{ck,is,cyl}$	: Résistance caractéristique cylindrique sur site ;
$f_{ck,cyl}$	: Résistance caractéristique cylindrique ;
$f_{ck,is,cube}$	: Résistance caractéristique cubique sur site ;
$f_{ck,cube}$	: Résistance caractéristique cubique ;
f_{cs}	: La résistance équivalente sur site (MPa) ;

$f_{c\ uncal}$	: Résistance non calibrée ;
$\bar{f}_{c\ uncal}$	: Moyenne des résistances non calibrées ;
g_1	: Masse de l'échantillon sec ;
g_2	: Masse de l'échantillon après immersion dans l'eau ;
I	: Indice de rebondissement ;
K	: Coefficient dépendant de la probabilité de dépassement ;
k	: Facteur multipliant pour la correction des courbes de base ;
L	: Parcours des ondes à travers le béton (m) ;
l	: Longueur de carotte ;
M_{CND}	: Test result, V or R, of the NDT measurement corresponding to one test location;
$\overline{M}_{CND}$	: Moyenne des mesures CND ;
NC	: Nombre de carottes ;
P_{nes}	: La force en haut nécessaire pour rompre l'échantillon l'essai break-off
RH	: Essai sclérométrique ;
r^2	: Coefficient de détermination ;
$RMSE$	: Erreur quadratique moyenne ;
$RMSE_{fit}$	: Erreur quadratique moyenne à l'étape de calibration ;
$RMSE_{pred}$	: Erreur quadratique moyenne à l'étape de prédiction ;
SD	: Écart type ;
$SD(M_{CND})$	: Écart type des mesures CND ;
$SonReb$	: (S onique- R ebound) méthode combinant le scléromètre et l'ultrason ;
T	: Temps de transport (s) ;
UPV	: Essai à l'ultrason ;
V	: Vitesse ultrasonique ;
ρ	: La masse volumique ;
μ	: Le coefficient de Poisson ;
ε	: L'absorption d'eau par immersion ;
Δf	: La valeur du décalage Approches d'étalonnage.

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Schéma explicatif du phénomène de la carbonatation.	27
Figure 1. 2 : Schéma du processus de détérioration des structures en béton armé.	29
Figure 1. 3 : Organigramme de diagnostic des erreurs dans la construction.	31
Figure 2. 1 : Epreuve cylindrique 16x32 cm ² pour essai de compression.	35
Figure 2. 2 : Ruptures correctes sur éprouvette cylindrique [43].	35
Figure 2. 3 : Ruptures incorrectes sur éprouvette cylindrique [43].	36
Figure 2. 4: Vérifications du béton durci confectionné sur site.	37
Figure 2. 5 : Prélèvement de carottes (photo SCTE).	38
Figure 2. 6 : Types de fissures rencontrés dans les structures en béton armé [33].	40
Figure 2. 7 : Schéma illustré sur le fonctionnement de l'essai au scléromètre [61].	43
Figure 2. 8 : Méthodes pour la mesure de la vitesse de propagation [49].	44
Figure 2. 9 : (a) Effet de défaut sur le temps de propagation des ondes ultrasoniques ; (b) Schéma du système de la transmission des ondes [54].	45
Figure 2.10 : Un géoradar portable durant l'opération [67].	46
Figure 2. 11: Appareil de résistance à la pénétration (Sonde Windsor)	47
Figure 2. 12 : Principe du "Pull-out test" [57].	48
Figure 2.13 : Principe du Pull-off test [7].	49
Figure 2. 14 : Schéma illustré sur le principe de l'essai break-off [79].	50
Figure 2.15 : Exemple de localisation des barres d'acier et de mesure d'enrobage par le FerroScan [67].	51
Figure 2. 16 : Technique de mesure du potentiel de corrosion [54].	52
Figure 2. 17 : Schéma illustré sur le test de résistivité [7,79].	55
Figure 3. 1 : Ressuage visible et interne [87].	62
Figure 3. 2 : Nombre de carottes recommandé par rapport erreur maximale.	64
Figure 3. 3 : Nombre de carottes selon ASTM E122 (risque = 5 %).	65
Figure 3. 4 : La résistance caractéristique du béton.	66

Figure 3. 5: Évaluation de la résistance du béton par carottes uniquement.	67
Figure 3. 6 : Quelques modèles de corrélation entre la vitesse ultrasonique et résistance [25].	68
Figure 3. 7 : Quelques modèles de corrélation entre l'indice de rebondissement et résistance [25].	68
Figure 3. 8 : Exemple d'un abaque de corrélations des fabricants du matériel.	69
Figure 3. 9 : Modèle régression linéaire entre la résistance et la mesure CND.	70
Figure 3. 10: Principe d'étalonnage des mesures à partir de courbe de base.	71
Figure 3. 11 : SonReb méthode : l'utilisation du graphe [99].	73
Figure 3. 12 : Model de réseau de neurones artificiel.	76
Figure 3. 13 : Relation entre le coefficient de variation et la qualité du béton [69].	78
Figure 3. 14: Organigramme de la méthode d'investigation de la résistance.	82
Figure 3. 15 : Démarches recommandées pour le processus de l'évaluation.	85
Figure 4. 1 : Vue générale du cas d'étude.	87
Figure 4. 2 : Différentes anomalies observées dans les structures.	87
Figure 4. 3 : Plan de masse et repérage des ouvrages sous investigation.	88
Figure 4. 4 : Quelques essais effectués pour l'évaluation de la résistance.	89
Figure 4. 5 : Découpage et mesure des dimensions des carottes.	90
Figure 4. 6 : Surfaçage et préparation des carottes.	91
Figure 4. 7 : Vérification de l'alignement et la verticalité.	91
Figure 4. 8 : Essai d'écrasement sur les carottes.	92
Figure 4. 9 : Mesures de l'absorption d'eau du béton (masse de l'échantillon avant et après immersion dans l'eau).	93
Figure 4. 10 : Mesure de la profondeur de la carbonatation.	94
Figure 4. 11 : Mesure de l'enrobage des aciers.	94
Figure 4. 12 : Mesure du potentiel de corrosion.	95
Figure 4. 13 : Exemple des résultats de mesure du potentiel de corrosion.	96
Figure 4. 14 : Organigramme résumant les essais effectués.	97
Figure 5. 1 : Comparaison entre les profondeurs de la carbonatation et les enrobages du béton.	100
Figure 5. 2 : Corrélation entre la profondeur de la carbonatation et mesure de porosité. .	101

Figure 5. 3 : Distribution de la moyenne des indices de rebondissement dans les ouvrages.	103
Figure 5. 4 : Distribution de la moyenne des vitesses ultrasonique dans les ouvrages.	103
Figure 5. 5 : Distribution de la moyenne des résistances à la compression dans les ouvrages.	104
Figure 5. 6 : Corrélations entre RH et la résistance à la compression.	106
Figure 5. 7 : Corrélation entre UPV et la résistance à la compression.	106
Figure 5. 8 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur de décalage (avec RMSE).	108
Figure 5. 9 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur multipliant (avec RMSE).	108
Figure 5. 10 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur de décalage (avec r^2).	109
Figure 5. 11 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur multipliant (avec r^2).	109
Figure 5. 12 : Correlations entre la résistance à la compression et RH.	111
Figure 5. 13 : Correlations entre la résistance à la compression et UPV.	111
Figure 5. 14 : Corrélation entre la résistance à la compression et la profondeur de la carbonatation.	112
Figure 5. 15 : Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité du béton.	113
Figure 5. 16 : Corrélation entre RH et UPV.	114
Figure 5. 17 : Corrélation entre RH et la résistance à la compression.	117
Figure 5. 18 : Corrélation entre UPV et la résistance à la compression.	117
Figure 5. 19: La méthode SonReb.	118
Figure 5. 20 : Comparaison de la valeur $RMSE_{fit}$ entre les différentes approches.	120
Figure 5. 21 : Comparaison de la valeur r^2 entre les différentes approches.	120
 Figure 6. 1 : Organigramme de l'analyse statistique effectuée.	 124
Figure 6. 2 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour le RH en utilisant RMSE.	126
Figure 6. 3 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour le RH en utilisant r^2	126
Figure 6. 4 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour l'UPV en utilisant RMSE.	128
Figure 6. 5 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour l'UPV en utilisant r^2	129
Figure 6. 6 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour SonReb en utilisant RMSE.	130

Figure 6. 7 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour SonReb en utilisant r^2	130
Figure 6. 8 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de calibration en utilisant RMSE.....	131
Figure 6. 9 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de calibration en utilisant r^2	132
Figure 6. 10 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de prédiction en utilisant RMSE.....	132
Figure 6. 11 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de prédiction en utilisant r^2	133
Figure 6. 12 : Fréquence de distribution cumulée $RMSE_{pred}$ de RH.....	134
Figure 6. 13 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode RH.	135
Figure 6. 14 : Fréquence de distribution cumulée $RMSE_{pred}$ de UPV.....	135
Figure 6. 15 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode UPV.....	136
Figure 6. 16 : Cumulative $RMSE_{pred}$ distribution frequency of RH and UPV (SonReb). .	136
Figure 6. 17 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode SonReb.	137

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2. 1 : Résistance caractéristique minimale sur site par rapport aux classes de résistance.....	36
Tableau 2. 2 : Classification des fissures [33]	41
Tableau 2. 3 : Facteurs influençant l'indice de rebondissement [8]	42
Tableau 2. 4 : Qualité du béton selon les vitesses d'impulsions [65]	44
Tableau 2. 5 : Facteurs influençant la vitesse d'impulsion ultrasonique [8]	45
Tableau 2. 6 : Interprétation des valeurs de potentiel de corrosion d'après ASTM C876 [77].....	53
Tableau 2. 7 : Probabilité de corrosion et interprétation de la résistivité du béton [49,66,69].....	54

Tableau 2. 8 : Comparaison entre les différentes techniques pour l'évaluation du béton ...	56
Tableau 3. 1 : Correction de la résistance des carottes (élancement ≤ 1.75)	60
Tableau 3. 2 : Facteurs de correction de la résistance par rapport au diamètre de la carotte	61
Tableau 3. 3 : Facteurs de correction de la résistance par rapport à la présence d'acier	63
Tableau 3. 4 : Coefficient de variation due à la résistance du béton [51]	64
Tableau 3. 5 : Facteur de correction par rapport à la teneur en humidité	66
Tableau 3. 6 : Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec RH	74
Tableau 3. 7: Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec UPV	75
Tableau 3. 8: Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec SonReb	75
Tableau 3. 9 : Écarte type et la qualité de contrôle [43]	77
Tableau 3. 10 : Coefficient de variation due à la variation des résistances du béton sur site [51]	77
Tableau 3. 11 : Coefficient de variation des mesures CND et carottes	78
Tableau 3. 12 : Résumé de la méthode d'investigation de la résistance du béton [117]	81
Tableau 3. 13 : Relation entre le NQE et la tolérance ciblée pour l'évaluation de la résistance	84
Tableau 4. 1 : Récupératifs des ouvrages nombre de niveau et système de construction	88
Tableau 5. 1 : Résultats de la teneur en chlorures et en sulfates	99
Tableau 5. 2 : Résistance de carottes et mesures de CND aux zones correspondantes	102
Tableau 5. 3 : Différentes corrélations utilisées	105
Tableau 5. 4 : Différentes équations mathématiques de modèles	114
Tableau 5. 5 : Équation mathématique du modèle	117
Tableau 5. 6 : Courbes de base utilisées pour la calibration	119

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements.....	2
ملخص	3
Résumé.....	4
Abstract.....	5
LISTE DES PUBLICATIONS	6
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS	7
LISTE DES FIGURES	9
LISTE DES TABLEAUX	12
TABLE DES MATIÈRES	14
INTRODUCTION	19
Généralité.....	19
Objectifs et portée du projet.....	21
Organisation de la thèse	22
1. CHAPITRE I : QUALITE DU BÉTON, SA DEGRADATION ET DIAGNOSTIC ..	23
1.1. Introduction.....	23
1.2. Les causes de dégradation du béton.....	24
1.2.1. Dégradation mécanique du béton	24
1.2.2. Dégradation chimique du béton.....	24
1.2.3. Dégradation physique du béton	25
1.2.4. Corrosion des armatures	26
1.3. Le besoin d'auscultation des ouvrages	29
1.4. Méthodologie à suivre en vue d'aboutir au diagnostic.....	30
1.4.1. Identification de la structure (Collection des données)	32
1.4.2. Visite préliminaire	32

1.4.3.	Visites détaillées (Inspection visuelle et relevé des désordres).....	32
1.4.4.	Évaluation des données et interprétation des résultats	33
1.5.	Conclusion	33
2.	CHAPITRE II : MÉTHODES D’EVALUATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ.....	34
2.1.	Introduction.....	34
2.2.	Essai traditionnel de compression.....	34
2.3.	Essais sur carottes	38
2.4.	Signification et avantages des essais de CND	39
2.5.	Différents essais de CND sur le béton	40
2.5.1.	Inspection Visual	40
2.5.2.	Essais de la dureté de surface	41
2.5.3.	Méthode d’impulsion ultrasonique (UPV)	43
2.5.4.	Le Géoradar (GPR).....	46
2.6.	Tests Partiellement Destructifs pour le Béton	47
2.6.1.	Essai de résistance à la pénétration (Windsor probe).....	47
2.6.2.	Essais d’arrachement “Pull-out test”	48
2.6.3.	Essais d’arrachement “Pull-off test”	49
2.6.4.	Essais d’arrachement “Break-off test”	49
2.7.	Essais pour aciers.....	51
2.7.1.	Détecteur des métaux & taille des barres (Pachomètre).....	51
2.7.2.	Potentiel de corrosion	52
2.7.3.	La résistivité électrique.....	54
2.8.	Comparaison entre les différentes techniques pour l’évaluation du béton	56
2.9.	Essai de chargement.....	57
2.10.	Conclusion.....	57

3. CHAPITRE III : ÉVALUATION DE LA RESISTANCE DU BÉTON DANS LES STRUCTURES EXISTANTES PAR LE SCLÉROMETRE, L'ULTRASON ET LE CAROTTAGE	58
3.1. Introduction.....	58
3.2. Évaluation de la résistance du béton.....	58
3.3. Estimation de la résistance par des carottes seul	59
• Élancement des carottes l/d	60
• Diamètre des carottes	61
• Direction de carottage par rapport à la direction de coulage	61
• Taille des granulats	63
• Présence des barres d'aciers	63
• Nombre des carottes	63
• Dommages des carottes	65
• Teneur d'humidité	65
3.3.1. Interprétation des résultats.....	66
3.3.2. Utilisation des essais CND seuls	68
3.3.3. Limites d'utilisation des CND seuls.....	69
3.3.4. Utilisation des essais CND séparés avec les carottes	70
3.3.4.1. Approche de régression.....	70
3.3.4.2. Approche d'étalonnage	70
3.1. Utilisation des essais CND combinés avec les carottes	72
3.1.1. Méthode SonReb	72
3.2. Régressions multiples	74
3.2.1. Corrélation dans la littérature	74
3.3. L'intelligence artificielle.....	76
3.4. Quantification de la dispersion des résultats.....	76
3.4.1. Écart-type	76

3.4.2.	Coefficient de variation	77
3.5.	Quantification d'erreur (évaluation de la qualité d'estimation).....	79
3.5.1.	Coefficient de détermination (r^2) :.....	79
3.5.2.	Erreur quadratique moyenne (Root mean squar error : RMSE) :.....	80
3.6.	Approche de carottage conditionnel	80
		82
3.7.	Approche bi-objective :	82
3.8.	Approche de niveau de la qualité de l'estimation (NQE).....	84
3.9.	Conclusion	85
4.	CHAPITRE IV : CAS D'ÉTUDE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	86
4.1.	Introduction.....	86
4.2.	Présentation du cas d'étude.....	86
4.3.	Anomalies observées	86
4.3.1.	Essais au scléromètre et à l'ultrason.....	89
4.3.2.	Prélèvement et essais sur carottes.....	89
4.3.3.	Préparation des carottes au laboratoire et mesure de la résistance	90
4.4.	Mesure de la porosité accessible à l'eau	92
4.5.	Profondeur de la carbonatation	93
4.6.	Ions de chlorure	93
4.7.	Mesure de l'enrobage.....	94
4.7.1.	Mesure de potentiel de corrosion	95
4.8.	Conclusion	97
5.	CHAPITRE V : ANALYSE DE LA FIABILITÉ DES ESSAIS CND POUR L'ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE DU BÉTON DANS LE CAS D'ETUDE.....	98
5.1.	Introduction.....	98
5.2.	Investigation de la dégradation	98
5.2.1.	Présence des ions de chlorure et de sulfate	99

5.2.2.	Enrobage et profondeur de carbonatation.....	100
5.3.	Évaluation de la résistance à la compression du béton sur site	101
5.3.1.	Distributions des résultats.....	103
5.3.2.	Effet d'utilisation des CND seuls sur la qualité d'évaluation	104
5.3.3.	Effet du choix de la courbe de corrélation sur la qualité d'évaluation .	107
5.3.4.	Effet de la forme mathématique sur la qualité d'évaluation.....	110
5.4.	Corrélation entre la résistance à la compression et la carbonatation	112
5.5.	Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité	112
5.6.	Corrélation entre UPV et RH.....	113
5.7.	Approche 1 : analyse de régression (corrélation directe avec les résistances des carottes).....	114
5.8.	Approche 2 : méthode de calage.....	118
5.9.	Approche 2 : méthode de facteur multipliant	119
5.10.	Conclusion.....	121
6.	CHAPITRE VI : EFFET DE NOMBRE DES CAROTTES SUR LA CAPACITÉ PRÉDICTIVE DE L'ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE A LA COMPRESSION ...	122
6.1.	Introduction.....	122
6.2.	Qualité d'évaluation et stages de calibration et de prédiction	122
6.3.	Analyse statistique effectuée	123
6.4.	Erreur de calibration et de prédiction en fonction de nombre des carottes.....	126
6.4.1.	Scléromètre seul	126
6.4.2.	Ultrason seul.....	127
6.5.	Analyse de la pertinence de la méthode combinée en fonction du nombre de carottes	130
6.6.	Conclusion	137
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	138
7.	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	141

INTRODUCTION

Généralité

Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine du bâtiment et d'autres infrastructures comme les ponts, les tunnels et les barrages, en raison de sa résistance à la compression élevée et de sa durabilité élevée.

Cependant, au fil du temps, les anciennes structures en béton armé sont sujettes à des détériorations plus ou moins importantes. Le béton peut être affaibli par les conditions environnementales qui affectent ses performances structurelles et sa sécurité [1]. Parmi les pathologies du béton armé les plus répandues est la corrosion des aciers, qui a des conséquences directes sur la sécurité de l'ouvrage en raison de la perte de section, la perte de ductilité de l'acier et la perte d'adhérence acier-béton, qui entraînent la défaillance de la structure en béton armé. Pour éviter de telles catastrophes, il est nécessaire de contrôler et de surveiller périodiquement ces constructions afin de garantir leur intégrité structurelle. Un problème structurel non détecté peut entraîner des effondrements désastreux avec des pertes de vies humaines et matérielles et une perturbation substantielle des réseaux d'infrastructures. Aussi, une intervention de maintenance tardive peut provoquer la défaillance des structures et un coût de réparation élevé. Donc, il est devenu crucial de trouver une méthode fiable et efficace pour évaluer l'état des structures à différents moments de leurs durée de vie sans endommager l'intégrité structurelle.

La méthode traditionnelle d'examen des structures est effectuée par des ingénieurs experts qui consiste à faire des inspections visuelles et quelques essais avec des moyens simples permettant de déterminer les défauts et de proposer des hypothèses sur leurs causes. Ces hypothèses sont confirmées après avoir prélevé des échantillons sur des sites spécifiques et examinés au laboratoire. Sur la base de ces résultats, les ingénieurs peuvent prendre des décisions concernant les solutions les plus appropriées pour le traitement des structures - c'est-à-dire l'entretien, la réparation ou la démolition.

La résistance à la compression du béton joue un rôle crucial dans l'évaluation de la capacité structurelle des bâtiments existants, mais elle est difficile à estimer et des recherches récentes ont tenté de proposer des procédures d'estimation robustes et fiables.

En règle générale, les tests de carottage constituent la méthode directe et la plus fiable pour l'estimation de la résistance à la compression in situ. Malheureusement, ce type de test est coûteux et prend beaucoup du temps. De plus, seul un nombre limité de carottes peut être prélevé en pratique [2,3]. Aussi, ces tests sont généralement effectués au hasard et ne représentent pas nécessairement la réalité de la structure [4]. De plus, le carottage est considéré comme un « test destructif » pouvant affecter ultérieurement les performances structurelles. Pour pallier à ces inconvénients, les tests de contrôle non destructifs (CND) ont été développés, ces derniers se caractérisent par une analyse plus large de la structure, une évaluation de la qualité du béton sur site, ainsi que l'identification de l'emplacement de carottage sans endommager les éléments structurels, le tout à un coût modéré [5]. Les essais de CND ont également permis la détection des premiers signes de détériorations et une maintenance préventive, qui coûte de trois à vingt fois moins cher que la réparation en termes de ressources énergétiques et financières [6]. Les méthodes de test de CND les plus répandues et les plus utilisées sont le Scléromètre (RH) et la vitesse ultrasonique (UPV) [7–9]. Cependant, ces méthodes fournissent des évaluations peu fiables tant qu'elles ne sont pas corrélées avec les résultats d'essais destructifs [10]. Mais dans la pratique, les expériences montrent que certains laboratoires et de nombreux ingénieurs basent leurs interprétations sur la résistance obtenue à partir des abaques ou de modèles obtenus de littérature sans étalonnage ni connaissance de l'ampleur d'erreurs de cette estimation. Tandis que, il est difficile d'évaluer la résistance à la compression du béton au moyen d'essais de CND [8,9,11,12]. À cette fin, l'attention des chercheurs a été orientée vers l'établissement des relations entre les mesures de CND et la résistance à la compression du béton et des nombreux modèles empiriques ont été proposés dans ce sens. En outre, autres chercheurs se sont dirigés vers la combinaison des mesures de CND dans le but d'améliorer l'évaluation de la résistance du béton sur site. Certains chercheurs ont constaté que cette méthode entraînait une amélioration significative de la précision de l'évaluation de la résistance du béton [18–20]. Bien que d'autres n'aient constaté que de légères améliorations [15,21]. Cependant, il est resté difficile d'établir cette relation [12–15], en particulier s'il s'agit de vieux béton [16] où les résultats de l'essai sont dispersés et pas facilement corrélés. Par conséquent, la précision des tests de CND est parfois remise en cause [16] et de nombreux

ingénieurs doutent de leur capacité à évaluer la résistance à la compression d'anciennes structures en béton [17].

À cet égard, Breyse et Balayssac [14] ont souligné la difficulté de l'estimation de la résistance et récapitulent quelques éléments clés pour l'évaluation de la résistance du béton. En outre, la récente publication RILEM (2019) [22] a soulevé la question de savoir comment améliorer la précision de l'estimations de la résistance à la compression et la nécessité d'une procédure de calibration de modèle robuste par la résistance du béton et la dispersion des mesures. Les recherches récentes portent sur le concept d'évaluation de la précision, de carottage conditionnel et de calcul de RMSE au stage de prédiction ($RMSE_{pred}$) et de valider de ces modèles au stage de calibration ($RMSE_{fit}$).

De plus, un nombre suffisant de carottes est nécessaire pour prévoir la précision de la résistance à la compression du béton. La norme européenne EN 13791 (2007) [23] requiert au moins 18 paires, soit 18 carottes, tandis que la norme américaine ACI 228.1R-03 (2003) [10] exige au minimum 12 carottes. Récemment, Alwash et al. [24,25] ont basé leur analyse sur une base de données synthétique et plus récemment Ali-Benyahia et al. [13,26]. Les deux études conduisent au même constat et sur le nombre de 9 carottes la précision de l'évaluation commence à se stabiliser.

Le véritable défi consiste à réduire le nombre de carottes tout en garantissant une compréhension suffisamment fiable et complète de la résistance du béton dans les structures. Les études ultérieures se sont limitées sur des simulations synthétiques et des structures récentes non dégradées, il n'existe aucune étude sur des anciennes structures. Dans cette étude, on tente d'améliorer la fiabilité de l'estimation de la résistance de compression in situ pour les anciennes structures.

Objectifs et portée du projet

Comme il vient du titre de la thèse, la portée de cette étude est l'utilisation des méthodes d'essais de CND pour l'inspection et le diagnostic des structures en béton armé dégradé. Afin d'atteindre cet objectif, les données et les informations, y compris les résultats de l'inspection des structures dégradées construites dans les années 70 situées dans le nord-est d'Algérie ont été analysées et discutées. L'objectif principal de cette étude est d'analyser la fiabilité de l'estimation en utilisant les mesures de CND séparées et combinées sur ces anciennes structures et de tirer une conclusion claire sur le nombre de carottes minimal à partir duquel les modèles d'évaluation se stabilisent.

Organisation de la thèse

Cette recherche a été menée dans le but de faire apparaître l'influence de la dégradation du béton sur la fiabilité de l'estimation de la résistance du béton en utilisant des essais de CND. Le travail effectué dans le cadre de cette étude est divisé comme suit :

- Le chapitre 1 donne un aperçu des différentes causes de la dégradation du béton et la méthode d'expertise et de diagnostic des ouvrages.
- Le chapitre 2 présente les résultats d'un examen critique de la littérature disponible sur les méthodes d'essais destructifs et CND pour déterminer les caractéristiques de qualité, la résistance du béton, la localisation et de détection de la corrosion de l'acier.
- Les différentes techniques utilisées dans l'évaluation de la qualité du béton dans les structures existantes sont discutées dans le chapitre 3.
- Le chapitre 4 fournit une présentation du cas d'étude ainsi que les différentes anomalies observées. Puis, un aperçu du programme d'essai expérimental qui a été mené.
- Les résultats recueillis à partir du cas d'étude et analyse de la fiabilité des essais CND pour l'évaluation de la résistance du béton dans les anciennes structures sont examinées dans le chapitre 5.
- Chapitre 6 détaille une analyse sur l'effet de nombre des carottes sur la capacité prédictive de l'estimation.

Enfin, des conclusions générales basées sur cette étude ont été données et des recommandations pour des futurs travaux sont proposées.

CHAPITRE I : QUALITE DU BÉTON, SA DEGRADATION ET DIAGNOSTIC

1.1. Introduction

Les structures en béton armé ont une durée de vie de 50-60 ans en fonction de l'utilisation et l'importance de la structure. Les causes majeures de détérioration sont : la mauvaise qualité du béton, l'environnement agressif et le vieillissement du béton [12,27–29]. La détérioration du béton peut être le résultat de plusieurs mécanismes de dégradation pouvant endommager l'intégrité des structures.

Les structures en béton armé sont exposées aux différents impacts, la combinaison de l'exposition agressive, mauvaise construction, négligence de problèmes de durabilité, sous-estimation de l'importance de maintenance peut avoir un effet néfaste sur l'intégrité structurelle de la construction [30]. L'anomalie la plus fréquemment rencontrée dans de nombreuses structures en béton armé dans les dernières années est la corrosion des aciers par le mécanisme de la carbonatation, cette dernière est considérée comme un problème majeur dans la durabilité des structures qu'elle peut limiter leur durée de vie [31,32].

La préoccupation des maîtres d'ouvrage est donc la connaissance de l'état des ouvrages et sa fonctionnalité. Le diagnostic des structures en béton est devenu un enjeu important en raison de la nécessité croissante d'interventions de maintenance et de réparation des structures. La reconnaissance, l'identification, la qualification et la quantification des pathologies sont nécessaires afin d'obtenir un diagnostic à chaque pathologie pour l'évaluation appropriée de l'état des ouvrages. L'évaluation de l'état des ouvrages doit être faite en regard des fonctions qui leur sont attribuées. Pour que l'ouvrage soit capable d'assurer ses fonctions. Plus important encore, l'augmentation constante des coûts de construction rend souvent les opérations de réparation économiquement plus viables, même si la détérioration de la structure en est à un stade avancé.

1.2. Les causes de dégradation du béton

1.2.1. Dégradation mécanique du béton

Ce type de dégradation se manifeste fréquemment par l'apparition de fissures, éventuellement aggravées par une déformation inacceptable de la structure. Ce type de dégradation peut être causé par des contraintes brusques, comme un impact ou une explosion ou une faible surcharge permanente (fluage) ou d'un tassement des appuis.

1.2.2. Dégradation chimique du béton

- (i). Réactions alcalis-granulats : cette réaction résulte d'une interaction entre les alcalis du béton (provenant du ciment, des additions, des adjuvants, ...) et des granulats potentiellement réactifs (c'est-à-dire sensibles aux alcalis) qui contiennent de la silice réactive (acide silicique), elle, se manifeste par un faciès de fissuration plutôt aléatoire dans un béton non armé. Et dans un béton armé, les armatures empêchent la libre dilatation du béton dans le sens des barres d'acier, de sorte que le tracé des fissures épouse celui des armatures sous-jacentes.

- (ii). Attaques sulfatiques : le béton entre souvent en contact avec de l'eau ou des sols contenant des sulfates. Ces ions peuvent pénétrer dans le béton et réagissent avec les composants de la matrice de ciment pour provoquer des réactions chimiques expansives. Ceci est appelé attaque externe au sulfate. Il peut y avoir gonflement qui, à partir des coins ou des bords d'un élément en béton, provoque des fissures et une désintégration. L'attaque par les sulfates peut également se manifester par une perte progressive de résistance de la pâte de ciment due à une perte de cohésion entre les produits d'hydratation. L'attaque par les sulfates peut également se produire en l'absence d'exposition à un environnement contenant des sulfates. Dans ce cas, on parle d'attaque interne au sulfate.

- (iii). Attaques biologiques : Le principal phénomène d'attaque biologique dans le béton est celui provoqué par l'acide sulfurique biogène, présent principalement dans les égouts et les systèmes d'évacuation des eaux usées riches en composés soufrés issus des processus de décomposition. Lorsqu'une eau usée s'écoule lentement ou stagne pendant une période prolongée, il peut se créer un milieu anaérobie dans lequel des bactéries sulfatoréductrices transforment les composés soufrés en hydrogène

sulfuré. Libéré dans l'atmosphère de l'égout plus riche en oxygène, ce gaz est converti en soufre élémentaire qui se dépose sur les parois des canalisations où il est transformé en acide sulfurique par des bactéries aérobies sulfo-oxydantes. L'acide sulfurique transforme enfin le ciment durci en gypse (notamment), entraînant la décohésion du béton.

1.2.3. Dégradation physique du béton

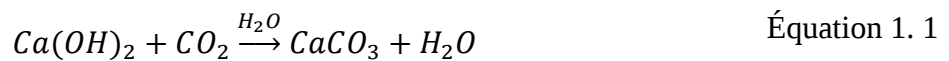
- (i). Cycles de gel-dégel : Les dommages dus au gel-dégel se produisent lorsque l'eau s'accumule dans les fissures, les vides ou les pores du béton, puis gèle assez rapidement pour que l'expansion dilate le béton. L'eau enfermée dans les pores du béton humide se dilatera sous l'effet du gel et les fortes contraintes internes ainsi créées peuvent perturber la surface. Les effets sont ensuite intensifiés par les réactions de gel / dégel, au fur et à mesure du développement de minuscules fissures qui se remplissent d'eau à leur tour.
- (ii). Sels de déverglage : Ils ont été utilisés traditionnellement pour faire fondre la glace ou empêcher l'eau de geler sur les routes et les voies. Ils contiennent généralement des chlorures de sels contenant principalement du chlorure de sodium, du chlorure de calcium, du chlorure de magnésium, etc. L'usage croissant des sels de déverglage a soulevé des inquiétudes quant à leur utilisation et il est indiqué qu'ils ont des effets néfastes sur la structure du béton par leurs réactions avec la pâte de ciment et réduisent ainsi la résistance et l'intégrité du béton.
- (iii). Actions thermiques : Les éléments béton peuvent être soumis à des écarts de température induits par : la chaleur d'hydratation du béton frais, un décoffrage prématuré, ou un réchauffement différentiel (rayons solaires ou autres sources de chaleur). La dilatation thermique différentielle engendre des contraintes de traction auxquelles le béton oppose une résistance très limitée, et qui entraînent une fissuration.
- (iv). Retrait : Le retrait au séchage est défini comme la contraction d'un mélange de béton durci en raison de la perte d'eau capillaire. Ce retrait provoque une augmentation de la contrainte de traction, qui peut entraîner des fissures, un gauchissement interne et une déformation externe, avant que le béton ne soit soumis à tout type de charge. Tout le béton de ciment Portland subit un retrait de séchage à mesure que le béton vieillit. Le retrait dans le béton est très important pour l'ingénieur dans la conception d'une structure.

- (v). Érosion et usure : L'érosion de la surface d'un ouvrage en béton. L'usure est provoquée par des mouvements mécaniques en surface (pneus de voiture sur une route, piétons sur un trottoir, impacts ou glissements dus au déballage de matériaux en vrac, ...), mais aussi par le frottement de particules lourdes présentes dans l'eau ou le vent (sable, par exemple). L'érosion croît proportionnellement à la vitesse des particules abrasives, à leur rugosité, leur dureté et leur taille.

1.2.4. Corrosion des armatures

Les deux mécanismes les plus courants contribuant au développement de la corrosion sont la pénétration des chlorures et la carbonatation du béton. Ceux-ci génèrent deux types de corrosion respectivement par piqûres et généralisée.

- (i). Corrosion induite par carbonatation : Le processus de la carbonatation est une lente évolution du béton, il est défini par la réaction chimique de l'air contient du dioxyde de carbone (CO_2) qui, en présence humidité, réagit avec la portlandite $Ca(OH)_2$ [33], et forme du carbonate de calcium ($CaCO_3$) et de l'eau (H_2O). Selon la réaction représentée comme suite (équation 1.2) :



Le béton sain ayant un pH de l'ordre de 12,6 à 13,5 correspond à un milieu naturellement protecteur pour les armatures et par le processus de la carbonatation le pH du béton chute jusqu'à environ 9. Détruisant la couche de la passivation et promettant la corrosion des aciers (figure 1.1).

Le processus de la carbonatation augmente le volume des carbonates de calcium ($CaCO_3$) qui cause la réduction des vides dans le béton. Par suit il empêche la pénétration du CO_2 plus profondément, c'est pourquoi la vitesse de carbonatation diminue avec le temps.

La profondeur de carbonatation à un âge donné peut-être estimée approximativement par la relation suivante (équation 1.2) :

$$D = k\sqrt{t} \quad \text{Équation 1. 2}$$

Où :

D = la profondeur de carbonatation, exprimée en mm.

k = le coefficient de carbonatation, une constante qui dépend de la qualité du béton et de son exposition, exprimée en $(mm/ans^{0.5})$.

t = l'âge du béton, exprimé en années.

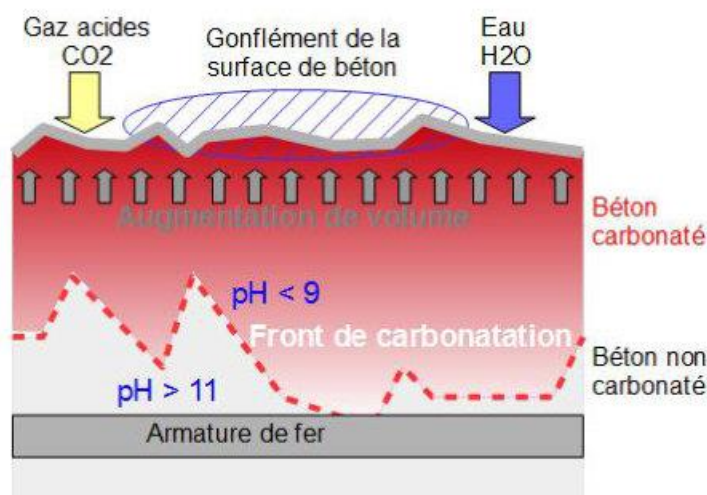


Figure 1. 1 : Schéma explicatif du phénomène de la carbonatation.

- (ii). Corrosion induite par chlorure : Les ions chlorures, véhiculés par l'eau, pénètrent dans la solution interstitielle du béton jusqu'à l'armature [34]. Ils pénètrent dans le béton par diffusion à la porosité ou le long d'une fissure. Les ions chlorures associés aux hydroxyles présents dans la solution provoquent la destruction de la couche de passivation de l'armature et abaissent le pH de la solution. La corrosion peut alors commencer. La source de présence de chlorure dans le béton est souvent les additifs, agrégats ou sables qu'il peut contenir du sel, ou bien dans l'eau de gâchage [35]. Le pourcentage de chlorure contenu dans le ciment est très petit et il est contrôlé par industrie du ciment. La spécification américaine ACI 318M-08 (2008) [36] a mis des limites sur le niveau de chlorure dans le béton armé. Une teneur élevée en chlorure dans le béton accélère le processus de corrosion des barres d'acier. Pour l'évaluation de la sécurité des structures en béton existantes, la détermination de la teneur en chlorure est donc une partie importante de l'évaluation. Ce processus est souvent observé dans les environnements des industries marines et chimiques.

Pour lutter contre la corrosion des armatures, il est possible de jouer sur les paramètres suivants :

- Maintenir les armatures dans une épaisseur suffisante et de respecter l'enrobage.
- Produire un béton compact en ajoutant des adjuvants de préférence exempts de chlorure afin de réduire la perméabilité à l'oxygène du béton, au gaz carbonique, au chlorure et à l'eau.
- Éviter les nids de cailloux tout phénomène de ségrégation du béton (respecter la hauteur de chute, bonne vibration du béton).
- Assurer la cure du béton dès les premiers jours de bétonnage pour éviter toute possible fissuration.

(iii). Conséquence de la corrosion

Les petites fissures et/ou taches de rouille peu développées sont souvent interprétées à tort comme des défauts d'ordre esthétique. Mais en réalité, ces défauts sont des signes de début de dégradation du béton. La [figure 1.2](#) représente le schéma de l'évolution du processus de dégradation dans les structures en béton armé. La détection des anomalies au stade avancé peut servir à remédier le type d'intervention, donc une maintenance et une protection simple peu coûteuse est souvent la solution la plus appropriée (par exemple des revêtements de protection). À un stade plus avancé (décollement du béton), il peut menacer la sécurité des personnes circulant aux abords de l'ouvrage. Les expériences ont montré aussi que ces anomalies peuvent réduire la durabilité des éléments structuraux et affecter leur comportement. Dans ce cas, le type d'intervention est plus difficile comprenant de grands travaux de réparation qu'ils nécessitent de matériels et qui cause des retards et des réparations coûteuses. En cas d'intervention encore plus tardive (corrosion avancée des armatures, déformations importantes des éléments, fissure large), la seule solution possible et acceptable consistera à remplacer certaines parties de l'ouvrage, voire l'ensemble de la structure.

C'est pourquoi l'entretien et l'inspection des structures en continu sont cruciaux et doivent être effectués périodiquement pour détecter les anomalies au stade avancé et pour vérifier les performances et la sécurité.

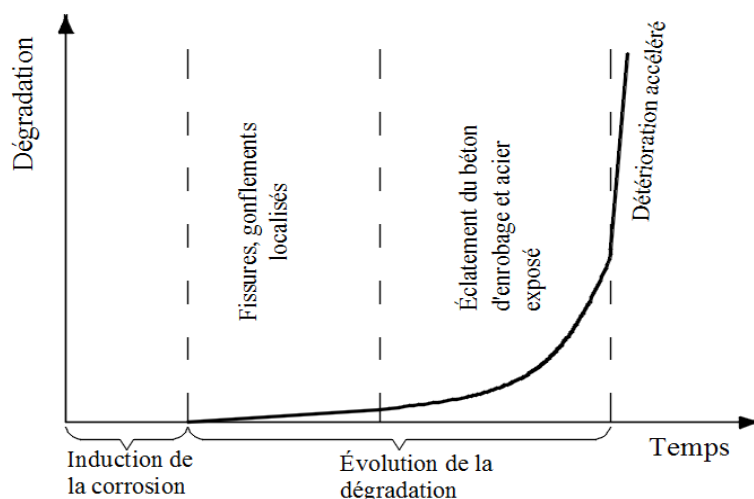


Figure 1. 2 : Schéma du processus de détérioration des structures en béton armé.

1.3. Le besoin d'auscultation des ouvrages

Avant de diagnostiquer les causes de détérioration ou de défaillance d'une structure en béton, une bonne compréhension des caractéristiques des matériaux et des actions physiques, chimiques et mécaniques qui conduisent à des défauts sont nécessaires, plusieurs recherches ont été effectuées dans ce cadre [37–40]. Une estimation de la résistance du béton et sa qualité générale sont essentielles pour évaluer la sécurité structurelle actuelle et future et le potentiel de détérioration progressive d'une structure. La qualité de l'estimation est une question clé, car elle peut influencer sur les décisions des ingénieurs.

Le but d'une évaluation d'une structure est de décider si l'état de structure est acceptable ou de proposer des méthodes de réparation appropriées ou de décider si la démolition d'éléments ou toute la structure est plus appropriée. La nécessité d'auscultation peut provenir d'une variété de causes, qui comprennent [16] :

- Proposition de modification de l'utilisation ou l'extension d'une structure ;
- Acceptabilité d'une structure pour l'achat ou l'assurance ;
- L'évaluation de l'intégrité structurelle ou à la sécurité qui suit la détérioration du matériel ou des dommages structurels tels que causés par le feu, explosion, fatigue ou de surcharge ;
- Maintenabilité ou la pertinence des membres connus ou suspectés de contenir un matériau qui ne répond pas aux spécifications, ou avec des défauts de conception ;
- Évaluation de la cause et l'étendue de la détérioration comme préalable à la conception des systèmes de réparation ou de correction ;

- Évaluation de la qualité ou à l'intégrité des réparations appliquées ;
- Suivi du développement de la résistance par rapport au décoffrage, durcissement, précontrainte ou de l'application de charge ;
- Suivi de l'évolution à long terme des propriétés des matériaux et de la performance structurelle.

Les tests d'écrasement de carottes de béton sont considérés comme la technique semi-destructive la plus fiable. Mais, seul un nombre limité de carottes peut être pris dans un endroit donné, ainsi que ce type de test doit être suivi par les réparations. Cependant, un grand nombre d'essais peuvent être réalisés de manière très fiable sur des carottes extraites ; ceux-ci comprennent la résistance, la porosité, la perméabilité, la densité, la carbonatation, la résistivité, la teneur en humidité, l'analyse de chlorure, la composition, l'absorption d'eau, la vitesse d'impulsion, la radiographie gamma et une évaluation des dommages dus à l'attaque des sulfates et d'autres réactions chimiques.

Pour ces raisons, l'utilisation de tests de CND est devenue plus courante pour évaluer l'état des structures en béton armé existantes. Les techniques de CND constituent l'une des approches adaptées aux conditions réelles. Ces techniques sensibles aux propriétés physiques et ne fournissent que de manière indirecte les performances mécaniques du matériau.

1.4. Méthodologie à suivre en vue d'aboutir au diagnostic

La détérioration peut résulter d'une série de facteurs, notamment la conception, les pratiques de construction, les matériaux, l'environnement et les charges appliquées à la structure. De nombreux types de détérioration conduisent à des traits visuels caractéristiques, tels que des formes particulières de fissuration. Les informations issues de l'enquête permettront d'évaluer la capacité résiduelle d'une structure ou d'un élément et associées à une compréhension du processus de détérioration, permettront de sélectionner une stratégie de réparation appropriée. Les causes probables des défauts doivent être identifiées afin qu'une stratégie de réparation claire puisse être déterminée. Des décisions précises peuvent désormais être prises, basées sur une évaluation et un diagnostic approprié de la détérioration du béton. La méthodologie peut se résumer dans l'organigramme présenté par la [figure 1.3](#).

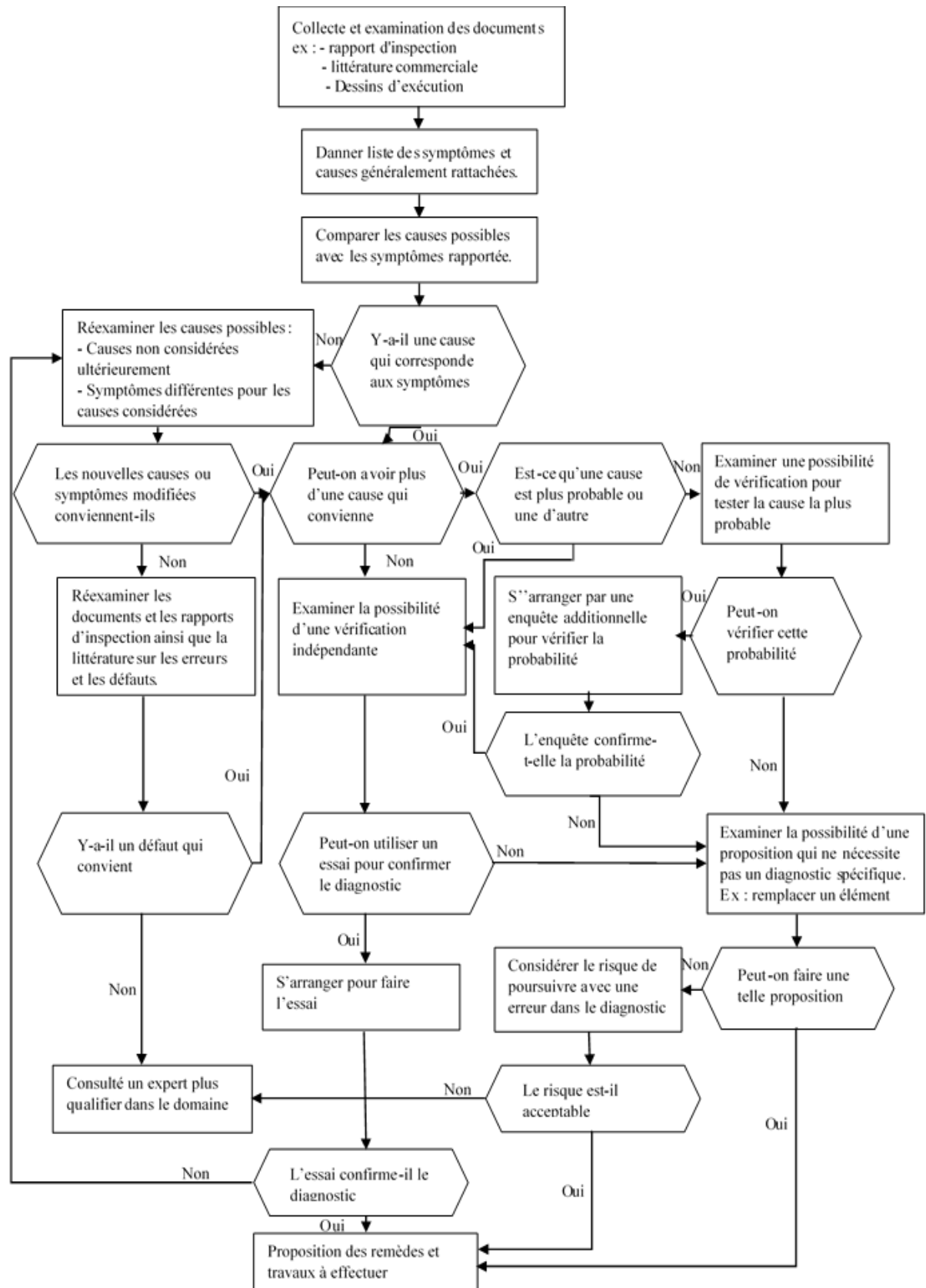


Figure 1. 3 : Organigramme de diagnostic des erreurs dans la construction.

1.4.1. Identification de la structure (Collection des données)

Cette étape vise à rassembler le maximum d'informations concernant la conception, la construction, l'entretien et l'utilisation de la structure, ces informations peuvent être obtenues par :

- Plans architecture et génie civil existants ;
- Analyse des photos existantes ;
- Cahier de chantier, PV de réception, PV de CTC, PV de réunion, etc.
- Analyse des rapports de contrôle de qualité (réception et essais sur les matériaux) ;
- Rapports d'expertise et rapports d'entretiens s'ils existent.
- Analyse l'historique de l'ouvrage et les conditions de service.

1.4.2. Visite préliminaire

Le but de cette étape est de définir l'état actuel de l'ouvrage et de proposer si possible des mesures d'urgence. Cette visite consiste à :

- Visiter des lieux ;
- Prendre des photos ;
- Prévoir les moyens nécessaires et accessibilité des endroits critiques ;
- Prévoir un plan de sécurité (balisage, échafaudage ...) ;
- Proposer un programme des essais le plus efficace / approprié à effectuer ;
- Prévoir un planning contenant moyens humains et matériels ;
- Choisir la stratégie la plus appropriée et la plus rentable pour une enquête plus poussée ;

1.4.3. Visites détaillées (Inspection visuelle et relevé des désordres)

Cette phase a pour objectif de déceler les ambiguïtés et les causes des anomalies sur laquelle on base l'interprétation des résultats et le choix des endroits d'intervention (entretien/réparation). Pour cette phase, il y a lieu de faire :

- Inspection visuelle détaillée ;
- Localiser les désordres et répertorier toutes les anomalies ;
- Recueillir les données sur les dommages à savoir nature et intensité des désordres ;
- Positionner les désordres sur des plans ;

- Établir d'un dossier photographique ;
- Mesurer des ouvertures et des longueurs des fissures ;
- Cartographie des fissures ;
- Application du programme d'essais (essais in situ, essais de CND, carottage, mesures de carbonatation, mesures d'enrobage, potentiel de corrosion ...) ;
- Mesures et vérifications de la géométrie des ouvrages (verticalité, alignement, superposition ...).

1.4.4. Évaluation des données et interprétation des résultats

Les informations recueillies grâce aux étapes précédentes sont ensuite en mesure d'informer les ingénieurs sur l'état actuel de la construction et les mesures à prendre, le cas échéant, pour assurer la longévité de la structure. La démolition ou le remplacement étant souvent coûteux, un échec peut avoir des conséquences ; y compris la perte de vie.

Une évaluation efficace des structures devrait tenir compte des éléments suivants :

- Essais en laboratoire (écrasement des carottes, teneur en chlorure, porosité ...) ;
- Recalculer les structures avec l'état actuel ;
- Évaluer la capacité structurelle de la construction ;
- Élaboration d'un rapport d'expertise ;
- Choix de type d'intervention appropriée entretien/ réparation ;
- Établissement des plans de repérage et de réparation ;
- Préparation des devis estimatifs et quantitatifs.

Le choix de la méthode d'évaluation est guidé par les points suivants :

- l'expérience du personnel chargé de l'expertise et du diagnostic ;
- le caractère du problème rencontré (nouveau, connu, inconnu, très connu).

1.5. Conclusion

Dans ce chapitre, un aperçu sur les différentes causes de la dégradation du béton et méthodes d'expertise et de diagnostic des ouvrages ainsi que l'intérêt de diagnostic ont été réalisés. Nous avons également montré la nécessité d'auscultation par utilisation des méthodes destructives et CND pour la caractérisation des propriétés du béton que nous présenterons dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II : MÉTHODES D'ÉVALUATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

2.1. Introduction

La résistance du béton est considérée comme un facteur clé pour la performance de béton et sa durabilité. La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée est le paramètre clé pour acceptation et paiement d'un volume du béton connu et aussi pour montrer des signes de faiblesse possibles. Habituellement, les échantillons sont prélevés à partir du même mélange de béton que les plus grands éléments structurels concernés par le coulage et conservés dans des conditions standard ($T=20^{\circ}\text{C}$, $H=100\%$).

Mais il est souvent nécessaire de tester les structures en béton après le durcissement du béton pour déterminer si la structure convient à son utilisation prévue. Idéalement, de tels essais devraient être effectués sans endommager le béton. Les essais disponibles pour l'essai du béton sont : des essais totalement non destructifs (où le béton n'est pas endommagé), essais partiellement destructifs (la surface du béton est légèrement endommagée) et essais destructifs.

Ce chapitre présente les méthodes utilisées pour l'évaluation de la performance des structures en béton armé. Dans un premier temps, on rappellera brièvement l'essai traditionnel de compression. Ensuite, on détaillera les différentes techniques de CND utilisées pour la caractérisation du béton armé.

2.2. Essai traditionnel de compression

La résistance du béton est le paramètre le plus important utilisé pour la conception des structures en béton armé dans la plupart des codes de conception [36,41]. La résistance est également considérée comme un facteur clé pour la performance de durabilité. Il existe deux types d'éprouvettes d'essai standard utilisées pour étudier cette résistance, à savoir le cylindre et le cube. En général, les éprouvettes cylindriques sont utilisées aux États-Unis, au Canada, en France, en Australie et en Nouvelle-Zélande. Cependant, le cube est plus couramment utilisé au Royaume-Uni, en Europe et à Singapour [42]. Les résultats des essais

de résistance à la compression du béton à partir d'éprouvettes cubiques sont généralement supérieurs à ceux des éprouvettes cylindriques. Comme indiqué dans BS 1881 part 120 (1989), la résistance à la compression du béton acquise par les éprouvettes cylindriques est égale à 0,8 fois la résistance à la compression acquise par les éprouvettes cubiques ([tableau 2.1](#)).

Le cylindre le plus couramment utilisé est le cylindre de 16x32 cm² comme présenté dans la [figure 2.1](#). Le principe de cet essai est de soumettre une éprouvette cylindrique, cubique ou une carotte (après vérification de la verticalité et de l'alignement et la préparation des extrémités) à une force axiale croissante et constante jusqu'à rupture de celle-ci afin de déterminer sa résistance à la compression. Comme décrit dans la norme européenne EN 12390 – 3 (2009) [\[43\]](#) ou la norme américaine ASTM C 39 (2006) [\[44\]](#). La [figure 2.2](#) présente la forme de rupture correcte et acceptable sur les éprouvettes cylindriques, tandis que la [figure 2.3](#) les différentes formes de rupture incorrecte possibles.

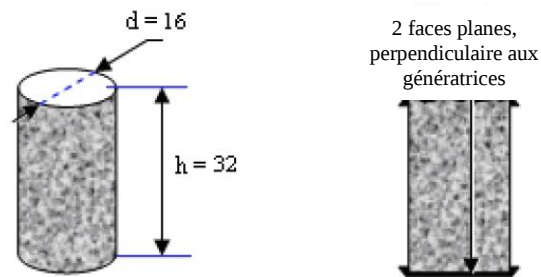


Figure 2. 1 : Eprouvette cylindrique 16x32 cm² pour essai de compression.

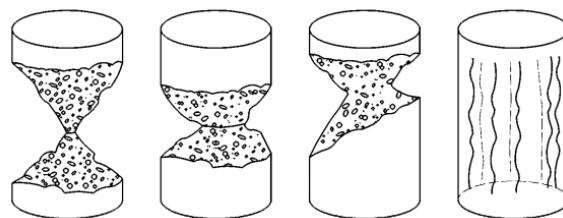


Figure 2. 2 : Ruptures correctes sur éprouvette cylindrique [\[43\]](#).

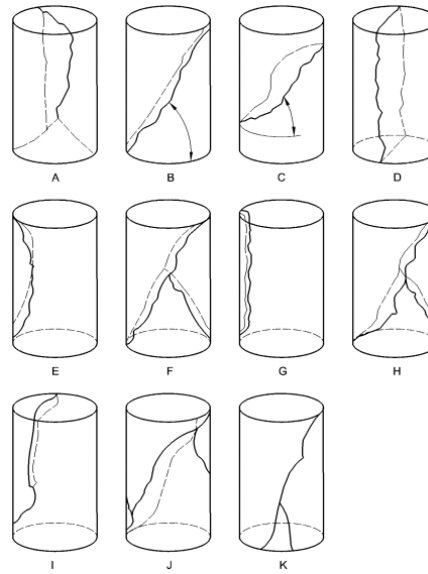


Figure 2. 3 : Ruptures incorrectes sur éprouvette cylindrique [43].

Les cylindres sont curés sous des conditions d'humidité et de température contrôlées ne reflétant pas les conditions de béton durci sur site donc ces cylindres ne sont pas un bon indicateur de la résistance sur site (différentes résistances). La norme EN 13791 (2007) [23] autorise que les valeurs caractéristiques de résistance en compression du béton sur site soient inférieures de 15 % par rapport aux limites des classes de résistance stipulées dans la norme. Autrement dit, les valeurs sont acceptables s'ils sont au moins égaux à 85% la valeur de conception.

$$f_{ck,is,cyl} = 0.85 f_{ck,cyl} \quad \text{Équation 2. 1}$$

$$f_{ck,is,cube} = 0.85 f_{ck,cube} \quad \text{Équation 2. 2}$$

La détermination de la résistance en compression sur site prend en compte les effets à la fois des matériaux et de l'exécution (serrage, cure, etc.). Le [tableau 2.1](#) présente les exigences relatives à la résistance en compression caractéristique individuelle minimale sur site par rapport aux classes de résistance conformes aux normes [45–47].

Tableau 2. 1 : Résistance caractéristique minimale sur site par rapport aux classes de résistance

	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67
$f_{ck,is,cyl}$	7	10	14	17	21	26	30	34	38	43	47
$f_{ck,is,cube}$	9	13	17	21	26	31	38	43	47	51	57

DTR BE 2.1 (2010) [48] présente des vérifications du béton durci confectionné sur site en fonction de catégorie de chantier, ces vérifications sont résumées dans la [figure 2.4](#).

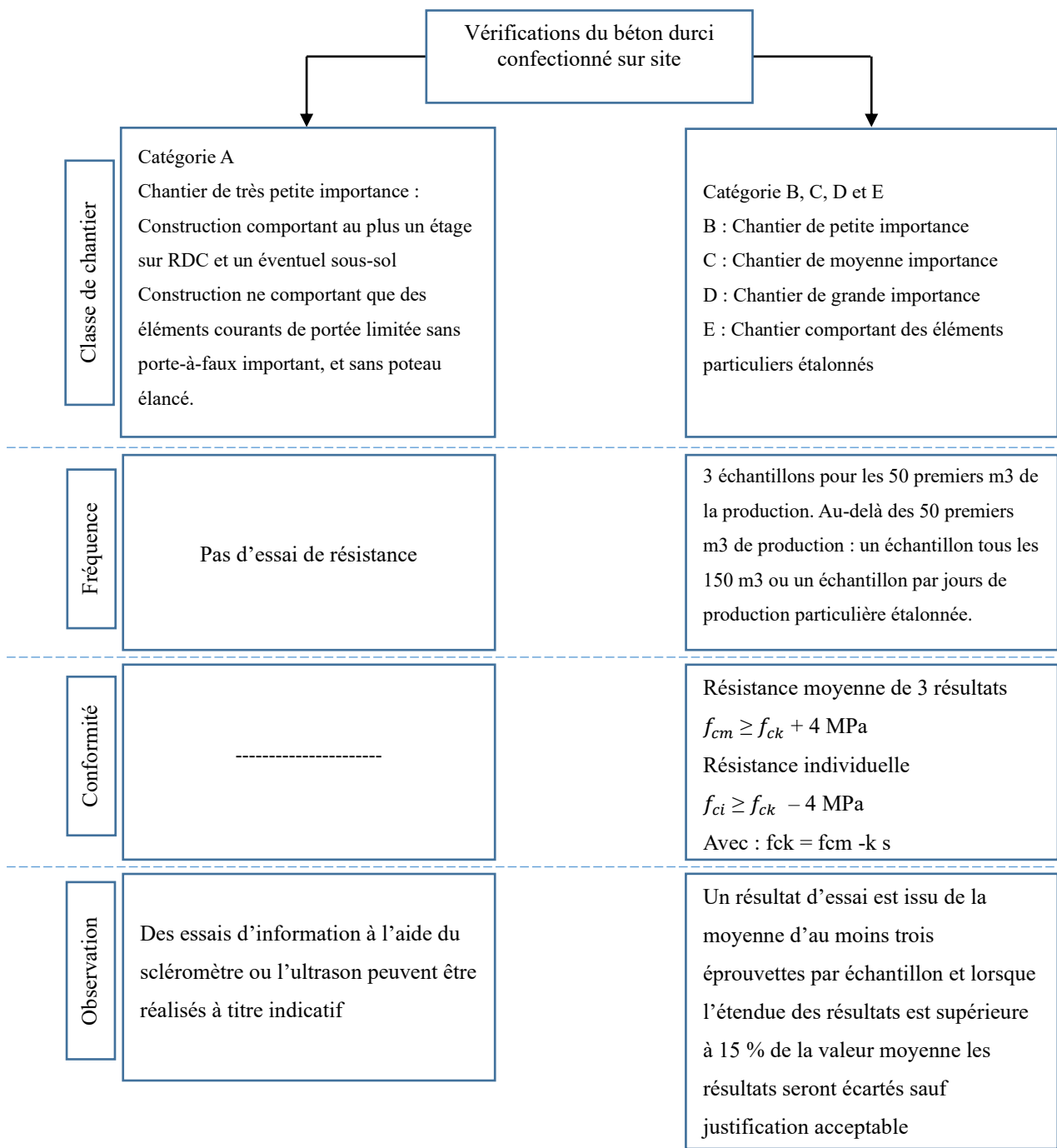


Figure 2. 4: Vérifications du béton durci confectionné sur site.

Avec :

f_{ci} : Résistance d'une éprouvette individuelle de béton i ;

f_{cm} : Résistance moyenne de rupture du béton ;

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton.

Où : $f_{ck} = f_{cm} - k \text{ SD}$

k : Coefficient dépendant de la probabilité de dépassement de résistance acceptée

SD : écart type.

2.3. Essais sur carottes

L'essai de carottage est considéré comme la méthode la plus efficace pour déterminer la résistance réelle du béton dans la structure, aussi utilisée pour détecter de la ségrégation ou la présence de nids d'abeilles [33]. Il faut se rappeler que ce type de test est intrusif, coûteux et l'accès parfois difficile de la machine de carottage, alors seulement un nombre limité peut être réalisé dans la pratique ; cela se traduit par des estimations qui ne peuvent être pas représentatives de la variation de la propriété en structure.

Le prélèvement des carottes est utile pour plusieurs fonctions :

- Perméabilité à l'eau/gaz ;
- Confirmer les résultats de l'essai de CND ;
- Identifier la présence de matières nocives dans le béton (carbonatation, chlorure, etc.) ;
- Détermination de la résistance du béton à des fins de conception ;
- La prédiction de la durée de vie potentielle du béton ;
- Confirmer la composition du mélange du béton pour la résolution des litiges ;
- La détermination des propriétés spécifiques du béton qui ne peut être atteinte par des méthodes de CND telles que la perméabilité intrinsèque.

Le diamètre des carottes prélevées est de préférence avec sa longueur finie après la préparation finale égale à deux fois le diamètre, mais en tout cas pas inférieur au diamètre de carotte et sans rencontrer d'armatures d'acier.

Les carottes sont généralement extraites par forage dans des endroits sûrs à l'aide d'un outil de coupe rotative (carotteuse) avec carottier diamanté refroidi avec de l'eau, comme représenté dans la [figure 2.5](#).



Figure 2. 5 : Prélèvement de carottes (photo SCTE).

Avant le carottage, la sélection des emplacements pour l'extraction des échantillons de carotte est effectuée après balayage par des essais de CND qui peuvent donner des indications sur les zones d'échantillonnage les plus appropriées [49,50]. Quelques normes notamment ACI 214.4R-10 (2010) [51] et ASTM C 42/C 42M-04 (2004) [52] fournissent la méthode de prélèvement des carottes avec une précision adéquate des résultats sans affaiblir la structure.

Après carottage, le trou créé doit être rempli ou scellé avec un matériau à base de ciment approprié acceptable pour l'ingénieur. Pour minimiser le retrait, cela doit avoir une teneur globale suffisante avec une teneur en ciment modérée avec un faible rapport eau / ciment pour correspondre au béton et être bien compact [50].

2.4. Signification et avantages des essais de CND

Les essais de CND est une technologie précieuse pour l'inspection, et l'évaluation de matériaux qui peut fournir des informations utiles sur les propriétés ou de l'état interne d'un objet sans endommager ou modifier cet objet en aucune façon. Les méthodes CND sont simples et moins coûteuses, mais ils fournissent un moyen pour l'évaluation structurelle des structures [7,16,53,54]. Ils permettent l'évaluation in situ au cours du service et permettent la surveillance l'intégrité de l'élément ou de la structure tout au long de sa durée de vie [55]. Le principal avantage des méthodes d'essai de CND est qu'ils ne nuisent pas et n'affectent pas la performance structurelle des éléments de construction [18,56].

Il y' a plusieurs raisons pour l'application des essais de CND pour le but d'inspection :

- Réduction du coût ;
- Détection des anomalies non désirées dans le stade précoce ;
- Fournir la possibilité d'inspection des ouvrages dans l'état opérationnel ;
- Atteindre un bon niveau de la fiabilité en faisant un balayage général sur éléments ;

De nombreux essais sont disponibles pour l'évaluation de la résistance et de la qualité de béton sur site [7,16,49,54,57] . Ces essais sont classés ci-dessous selon leurs natures de destructivité.

2.5. Différents essais de CND sur le béton

2.5.1. Inspection Visual

L'inspection visuelle est une des premières étapes dans l'évaluation préliminaire de l'état de la structure en béton. Elle est une des méthodes d'essais de CND rapide, peu coûteuse, polyvalente et puissante pour inspecter les désordres apparents et superficiels. Il est normalement effectué pour déterminer la fissuration, l'infiltration, l'écaillage, le renforcement exposé, changement de couleur, manque d'uniformité, la pénétration d'humidité, délaminage du faisceau, la détérioration du béton et la corrosion des armatures [49,58]. Mais il n'offre jamais des informations détaillées et quantitatives sur les défauts intérieurs. Cependant, son efficacité dépend de l'expérience et des connaissances de l'enquêteur en particulier avec le comportement structurel, les matériaux et les méthodes de construction. Ceci conduit à une interprétation technique des symptômes et des modes de détérioration. Le principal inconvénient de l'inspection visuelle est qu'il ne détecte les fissures, les détériorations et les dommages que quand la vie de la structure est affectée ou dans certains cas, les couches internes de la structure sont gravement affectées alors que seules les petites fissures apparaissent sur la surface [59].

La corrosion n'est pas le seul facteur qui provoque des fissures. Cependant, il est le principal facteur de détérioration majeure des structures [35]. La figure 2.6 illustrera les différentes formes des fissures qu'elles peuvent apparaître dans les structures en béton armé, les causes et le temps d'apparition sont résumés dans le tableau 2.2.

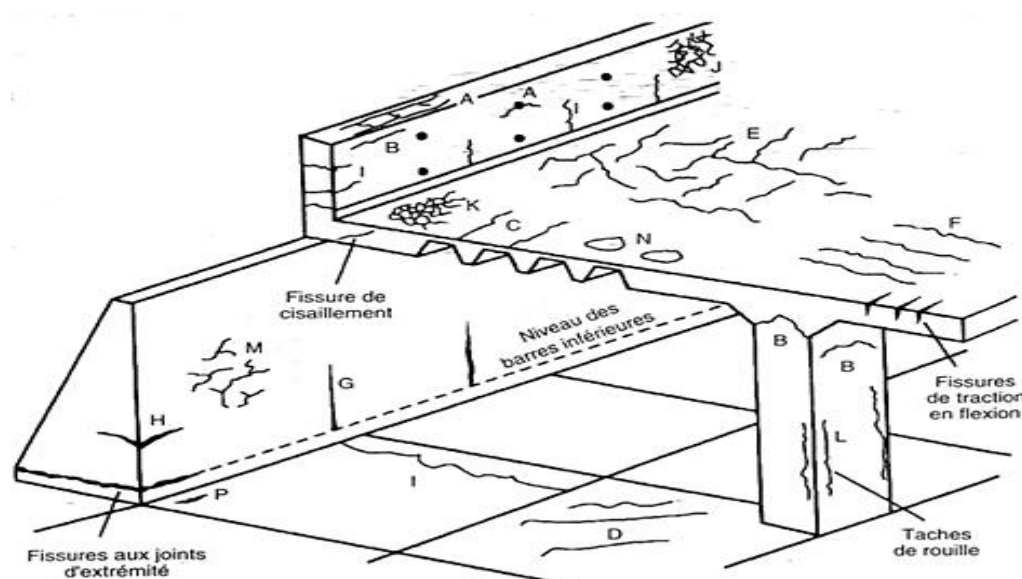


Figure 2. 6 : Types de fissures rencontrés dans les structures en béton armé [33].

Tableau 2. 2 : Classification des fissures [33]

Type de fissuration	Symbole de la figure	Subdivision	Emplacement le plus commun	Cause	Temps d'apparition
Tassement plastique	A	Au-dessus de l'armature	Sections profondes	Ressuage excessif	10 mn à 3 h
	B	En voutes	Haut des poteaux		
	C	Changement d'épaisseur	À travers les dalles de remplissage		
Retrait plastique	D	En diagonale	Pavage et dalle	Séchage rapide au jeune âge	30 mn à 6 h
	E	Aléatoire	Dalle de béton armé		
	F	Au-dessus de l'armature	Dalle de béton armé	Séchage rapide au jeune âge ou armature près de la surface	
Contraction thermique hâtive	G	Retrait externe	Murs épais	Trop de dégagement de chaleur	1 jour à 2 ou 3 semaines
	H	Retrait interne	Dalles épaisses	Gradients excessifs de température	
Retrait de séchage à long terme	I	-	Murs et dalles minces	Joints inefficaces	Plusieurs semaines ou mois
Craquelage	J	Contre le coffrage	Murs	Coffrage imperméable	1 à 7 jours, parfois plus tard
	K	Surface truée	Dalles	Sur lissage	
Corrosion des armatures	L	Carbonatation Chlorure	Poteaux et poutres	Enrobage incorrect	Plus de 2 ans
Réaction alcali-granulat	M	-	Emplacement humide	Granulat réactif plus ciment à haute teneur en alcalis	Plus de 5 ans
Boursoufflement	N	-	Dalle	Eau de ressuage piégée	Au toucher
Fissure polygonale	P	-	Bordures libres des dalles	Granulats endommagés par le gel	Plus de 10 ans

2.5.2. Essais de la dureté de surface

Le test de marteau Schmidt de rebond (RH), l'une des méthodes les plus populaires d'essais de CND, est une méthode économique et facile à évaluer la résistance en compression du béton. Il est considéré comme l'un des plus vieux essais de CND et il est

encore très utilisé de nos jours. Le RH a été développé par Ernst Schmidt en 1948 [33]. L'instrument fonctionne en pressant la tige du marteau contre la surface du béton à tester (la tête du marteau doit toujours être positionnée de façon perpendiculaire à la surface du béton), la masse du ressort contrôlée avec une énergie constante est faite pour frapper la surface de béton à rebondir (figure 2.7). Le degré de rebond, ce qui est une mesure de la dureté superficielle (30 premiers mm de béton [8]) est mesuré sur une échelle graduée. Cette valeur mesurée est désignée comme indice de rebond (I). Un béton à faible résistance et une faible rigidité va absorber plus d'énergie pour produire une valeur de rebond faible. L'indice de rebondissement est un indice arbitraire, car il dépend de l'énergie emmagasinée par le ressort [33]. La formule $f_c = I^2/32$ permet d'évaluer approximativement la résistance du béton ausculté [60].

Les résultats du marteau Schmidt sont influencés de façon importante par plusieurs facteurs. Breyse [8] a récapitulé ces facteurs dans le tableau 2.3.

Tableau 2. 3 : Facteurs influençant l'indice de rebondissement [8]

Facteur	Type	Paramètre
Composition	Granulats	Taille maximale ^b
		Type (dureté, densité) ^a
	Pâte de ciment	Pourcentage ^c
		Type ^c
Humidité ^b		
Facteur d'influence		Âge / carbonatation ^a
La surface et conditions de la surface proche		Régularité de la surface ^b
		Coffrage et cure ^b
Autre		Rigidité du composant ^b
		Température ^c
		Vides ^a

^a influence importante

^b Influence moyenne

^c influence modérée

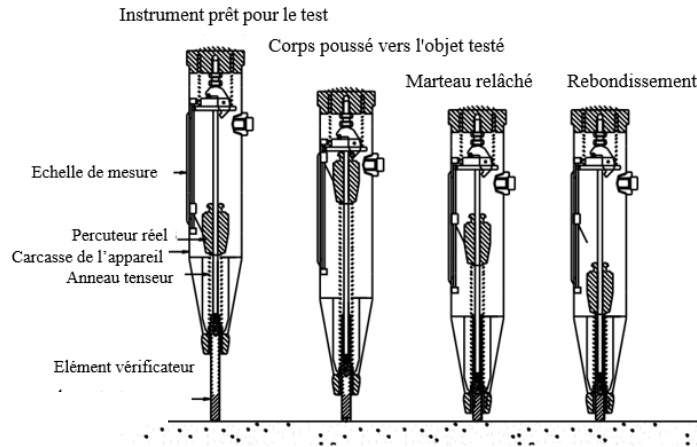


Figure 2. 7 : Schéma illustré sur le fonctionnement de l'essai au scléromètre [61].

2.5.3. Méthode d'impulsion ultrasonique (UPV)

L'essai UPV permet d'examiner les propriétés du béton à une plus grande profondeur que la méthode de rebondissement, fournissant ainsi des informations supplémentaires sur le matériau [62]. Il n'y a pas de relation physique entre la vitesse de propagation des ondes sonores et la résistance du béton. La vitesse ultrasonique est liée à la masse volumique du béton et le module d'élasticité. D'une manière générale, la vitesse est plus élevée lorsque la qualité du béton est meilleure, en termes de densité, de l'uniformité et d'homogénéité. Par conséquent, ces relations donnent une base logique pour utiliser des mesures de vitesse des ondes pour estimer la résistance à la compression du béton.

Pour un milieu solide homogène, la vitesse des ondes de compression est donnée par l'équation suivante (équation 2.3) [33] :

$$V^2 = \frac{E_d(1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad \text{Équation 2. 3}$$

Avec ρ est la masse volumique et μ le coefficient de Poisson

La méthode UPV consiste à mesurer la vitesse de l'impulsion ultrasonique à travers le béton avec un générateur et un récepteur. La vitesse de l'onde est calculée en utilisant le temps pris par l'impulsion pour parcourir la distance mesurée entre l'émetteur et le récepteur. Si la surface du béton est très rugueuse, la zone où le transducteur devait être placé doit être lissée et nivelée. Les transducteurs sont maintenus serrés sur les surfaces des échantillons. Cet essai peut être effectué par trois méthodes différentes : les deux transducteurs sur des

côtés opposés (méthode directe), sur les côtés adjacents (semi-directe) ou sur la même face (indirecte) comme illustrée dans la [figure 2.8](#). La méthode directe est la méthode la plus précise. Et avec une distance connue entre les deux surfaces de l'objet de test, la vitesse de l'onde ultrasonique peut être obtenue par l'équation suivante ([équation 2.4](#)) :

$$V = L/t \quad \text{Équation 2. 4}$$

Où :

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

L = Parcours des ondes à travers le béton (m) ;

T = temps de transport (s).

La relation entre la vitesse d'impulsion et la qualité du béton est indiquée dans le [tableau 2.4](#). La méthode d'essai est décrite dans la norme ASTM C597 (2016) [63], EN 12504-4 (2004) [64], et une comparaison critique de plusieurs normes de différents pays est donnée dans un document de synthèse par Komlos (1996) [21].

Tableau 2. 4 : Qualité du béton selon les vitesses d'impulsions [65]

Vitesse d'impulsion (km/s)	Classement de la qualité du béton
4,5	Excellente
3,5 à 4,5	Bonne
3,0 à 3,5	Moyenne
< 3,0	Douteuse

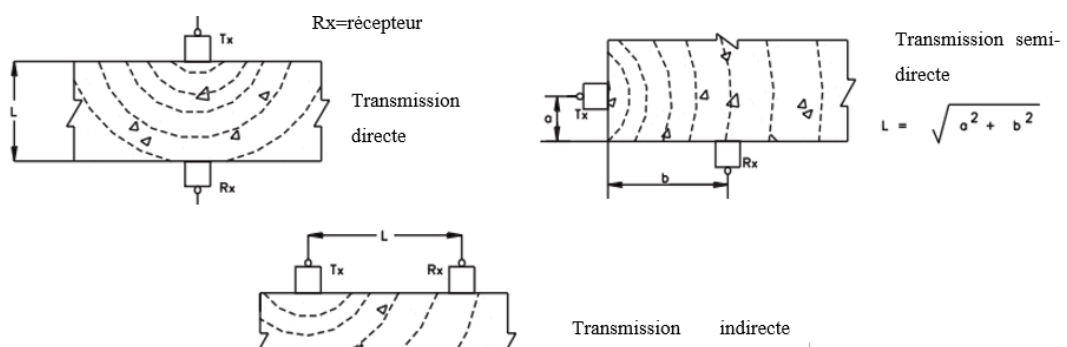


Figure 2. 8 : Méthodes pour la mesure de la vitesse de propagation [49].

De nombreux facteurs influent sur les résultats, où des anomalies telles que la fissuration du béton et de faible densité sont présents, la longueur maximale du trajet de

transmission est considérablement augmentée comme représenté dans la [figure 2.9 \(a\)](#). Si des dommages graves tels que le gel-dégel ou de délaminage superficiel sont rencontrés, le signal est amorti complètement, et ne peut être identifié par le transducteur récepteur.

Les facteurs influençant la vitesse d'impulsion sont aussi résumés dans le [tableau 2.5](#).

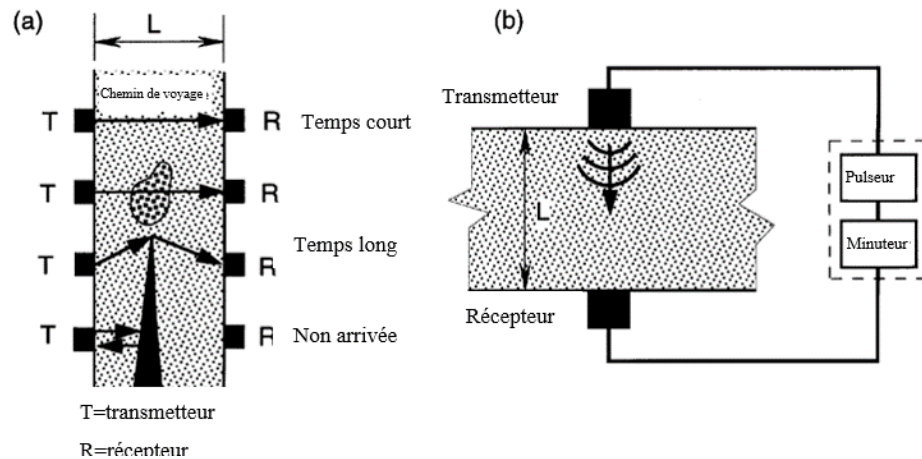


Figure 2. 9 : (a) Effet de défaut sur le temps de propagation des ondes ultrasoniques ; (b) Schéma du système de la transmission des ondes [54].

Tableau 2. 5 : Facteurs influençant la vitesse d'impulsion ultrasonique [8]

Facteur	Type	Paramètre
Composition	Granulats	Pourcentage ^a
		Taille maximale ^b
		Type (densité) ^a
	Pâte de ciment	Pourcentage ^c
		Type ^c
	Autre	Cendres volantes ^b
		Eau/ ciment ^a
Humidité ^b		
Autres		Âge ^b
		Acier ^b
		Vides et fissures ^a

^a influence importante

^b Influence moyenne

^c influence modérée

2.5.4. Le Géoradar (GPR)

Le géoradar (Impulse Radar ou GPR) est considéré comme une technique utile et rapide pour la détection non destructive des décollements et les types de défauts qui peuvent se produire dans les structures en béton armé.

Le GPR, comme illustré dans la [figure 2.10](#), peut être utilisé pour détecter les dommages, délaminages, vides, fissures et de leurs longueurs, cavités, l'armature d'acier et son diamètre, épaisseur d'élément et identifier les régions à forte teneur en eau [\[49,66\]](#).



Figure 2.10 : Un géoradar portable durant l'opération [\[67\]](#).

Le principe de fonctionnement est basé sur la réflexion des ondes électromagnétiques qui varie selon les limites de la constante diélectrique du béton. Au cours de l'essai, un transducteur (antenne) émet et reçoit des signaux radar haute fréquence et une énergie électromagnétique est transmise dans l'élément sous test lorsque ces ondes rencontrent des changements de milieu, une partie est renvoyée vers la surface et enregistrée par l'antenne. L'impulsion transmise à travers le matériau est partiellement réfléchi lorsqu'il rencontre un changement de constante diélectrique. L'emplacement et la profondeur de la limite constante diélectrique sont évalués en utilisant le temps de transit enregistré depuis le début de l'impulsion à la réception de l'impulsion réfléchi et la vitesse de propagation des ondes. La profondeur de la limite est proportionnelle au temps de transit. Les interfaces entre le béton et l'air, l'acier, l'eau ou n'importe quelle objet sont détectés [\[68\]](#).

2.6. Tests Partiellement Destructifs pour le Béton

2.6.1. Essai de résistance à la pénétration (Windsor probe)

La méthode de la résistance à la pénétration (sonde Windsor), comme le marteau de Schmidt, est une mesure de dureté, elle est basée sur la détermination de la profondeur de la sonde enfoncée dans le béton au moyen d'un moteur actionné par poudre. Cela fournit une indication sur la dureté du matériau qu'il peut relier avec sa résistance [7].

La sonde Windsor (Windsor Probe) se compose d'un pistolet actionné par poudre, des sondes en alliage d'acier durci, cartouches chargées, une jauge de profondeur pour mesurer la pénétration des sondes, et d'autres accessoires connexes, comme illustré dans la [figure 2.11](#). Les sondes sont généralement de 6,35 mm de diamètre et 79,5 mm de longueur, mais des boulons de plus grand diamètre (7,94 mm) sont disponibles pour tester le béton léger [69].

La méthode de résistance à la pénétration est très variable, il est donc recommandé qu'au moins trois essais sont réalisés et en moyenne pour fournir un résultat. Ce type de test est particulièrement sensible à certaines caractéristiques du granulat et avec un changement de source des granulats, la mise en place de nouvelles corrélations devient obligatoire [69].



Figure 2. 11: Appareil de résistance à la pénétration (Sonde Windsor)
Pistolet (1), démo d'affichage (2), Sondes (3).

2.6.2. Essais d'arrachement "Pull-out test"

L'essai d'arrachement (pull-out) consiste à mesurer la force nécessaire pour tirer une pièce métallique ancrée dans un échantillon de béton ou d'une structure et ensuite corrélée à la résistance en compression du béton (en utilisant résistance au cisaillement calculée à partir de la force de traction), obtenue expérimentalement pour effectuer des estimations fiables de sa résistance. Une fois détachée, la pièce extraite est composée d'un fragment de béton de forme conique. La [figure 2.12](#) représente le principe de l'essai d'arrachement.

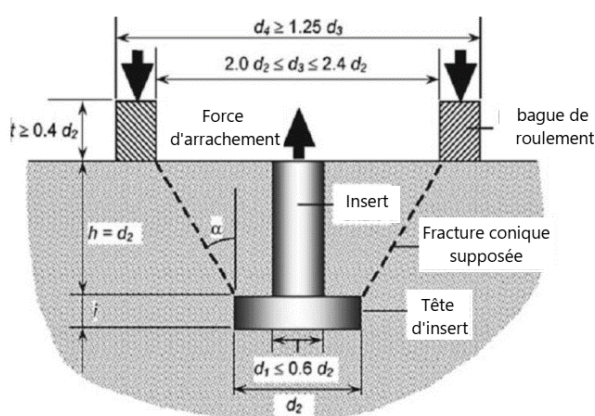


Figure 2. 12 : Principe du "Pull-out test" [57].

Un ancrage métallique est soit coulé dans le béton frais ou installé dans le béton durci. Quand une estimation de la résistance en place est souhaitée [57]. La charge de traction est appliquée par un palier de vérin de serrage hydraulique réagissant contre la surface de béton à travers un anneau concentrique de réaction avec de l'ancrage [70].

Le test a l'avantage d'être une mesure directe de la résistance du béton, mais présente quelques inconvénients, notamment, que l'ancrage doit être fixé avant que le béton soit coulé, donc les éléments à tester doivent être ciblés en avance. L'essai est accompagné d'une fracture, et souvent l'enlèvement, d'une partie approximativement de forme conique du béton. La corrélation avec résistance à la compression est relativement insensible aux caractéristiques de mélange telles que le ciment et le type global sauf légère, la taille et les proportions. Ils sont donc particulièrement utiles pour évaluer un béton de composition inconnue [71].

2.6.3. Essais d'arrachement "Pull-off test"

L'essai d'arrachement (Pull-off test) est classé comme une méthode proche de la surface, semi-destructive qui est capable de mesurer la résistance à la traction d'adhérence de matériaux divers. Il est basé sur le concept selon lequel la force de traction nécessaire pour tirer un disque métallique, avec une couche de béton, à partir de la surface à laquelle il est attaché, est liée à la résistance à la compression du béton.

Il existe deux approches de base qui peuvent être utilisées. L'une est où le disque métallique est fixé directement à la surface du béton et le volume sollicité du béton se trouve à proximité de la face du disque. L'autre est la carotte partielle pour éviter la surface carbonatée (figure 2.13).

La méthode d'arrachement comprend la liaison d'un disque en acier circulaire à la surface du béton, au moyen d'un adhésif à base de résine époxy [72]. En augmentant progressivement la force de traction appliquée sur le disque et, on mesure la force nécessaire pour tirer le disque avec une couche de béton, à partir de la surface sur laquelle elle a été liée [57,71] et on convertit cette force en termes de résistance du béton.

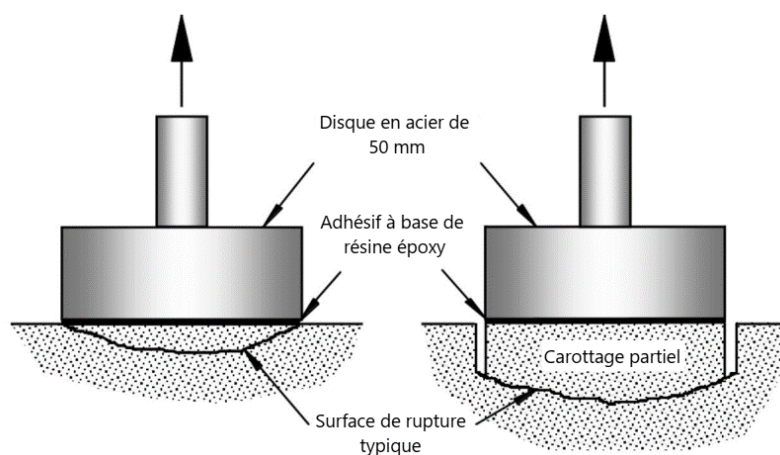


Figure 2.13 : Principe du Pull-off test [7].

2.6.4. Essais d'arrachement "Break-off test"

Le break-off test peut être utilisé pour évaluer la résistance du béton sur site. Le principe de cette méthode est basé sur la rupture d'un cylindre à partir d'un élément de béton

où la force nécessaire pour rompre l'échantillon est mesurée par un manomètre mécanique et reliée avec la résistance du béton sur site avec une corrélation déjà établie [7]. La figure 2.14 représente une vue schématique d'une éprouvette cylindrique en béton obtenue par l'insertion d'un manchon ou par carottage.

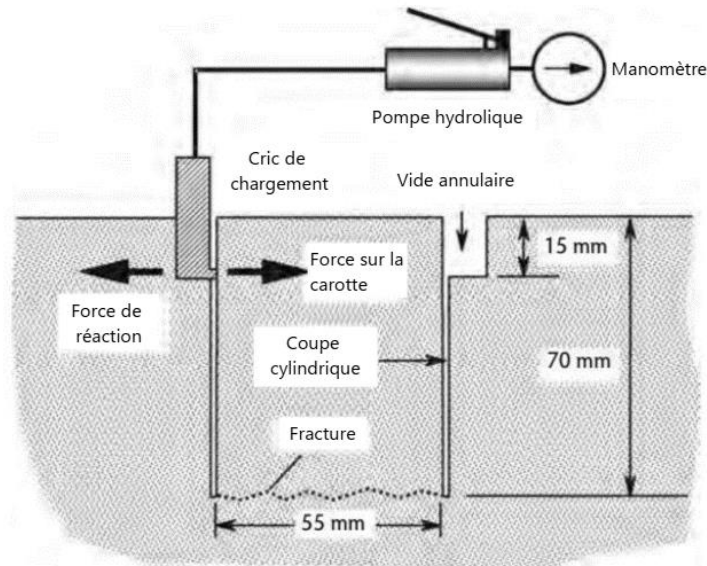


Figure 2. 14 : Schéma illustré sur le principe de l'essai break-off [79].

Pour les nouvelles constructions, la carotte est formée en insérant un moule en plastique de 55 mm de diamètre et 70 mm de hauteur avec une bague de siège annulaire dans le béton frais pour former une éprouvette cylindrique et un contre-alésage, et après le durcissement du béton, le manchon est retiré et un mécanisme de chargement spécial est placé dans le contre-alésage. Tandis, pour la construction existante où le manchon en plastique n'a pas été installé, une machine de carottage du béton peut être utilisée pour percer des éprouvettes de forme similaire [73]. La contrainte de rupture peut calculer par la formule suivante :

$$f_{est} = \frac{M}{S} \quad \text{Équation 2. 5}$$

$$M = P_{nes} \cdot h ;$$

P_{nes} = La force en haut nécessaire pour rompre l'échantillon ;

$h = 65.3 \text{ mm}$; $S = d^3 / 32$; $d = 55 \text{ mm}$.

2.7. Essais pour aciers

2.7.1. Détecteur des métaux & taille des barres (Pachomètre)

L'enrobage adéquat pour les barres d'acier dans une structure est important pour assurer à ce que l'acier est maintenu à une profondeur suffisante dans le béton de manière à être bien loin des effets de la carbonatation ou de produits chimiques agressifs [74] et assurer une durabilité suffisante d'une construction contre la corrosion [67].

Le pachomètres (figure 2.15) est souvent utilisé pour déterminer la présence, l'emplacement et la profondeur des barres d'acier dans les éléments en béton armé. Des versions avancées de Pachomètre peuvent également indiquer le diamètre de la barre lorsque l'épaisseur d'enrobage est connue. Il convient aussi pour localiser les barres d'acier avant prélèvement des carottes de structures en béton armé pour trouver des endroits sûrs pour ne pas affecter l'élément [75]. Il est moyennement facile à utiliser. Toutefois, une formation ou de l'expérience est nécessaire pour interpréter les résultats.

Cet appareil repose sur des principes de champ électrique / magnétique et fournisse une indication de la présence de l'acier d'armature en béton en fonction des changements dans le champ électrique [76]. Une sonde de recherche électromagnétique est balayée sur la surface du béton sous test. La présence d'acier au sein de la tessiture de l'instrument est représentée par signal et un bip sonore. Lorsque la sonde est déplacée jusqu'à ce que le signal et le bip sonore soient à un maximum, la barre en question est alors parallèle à l'alignement de la sonde et directement en dessous. Le signal indique l'enrobage à l'échelle appropriée pour le diamètre de la barre d'acier.



Figure 2.15 : Exemple de localisation des barres d'acier et de mesure d'enrobage par le FerroScan [67].

2.7.2. Potentiel de corrosion

La méthode la plus populaire pour évaluer la corrosion des barres d'armature est le système de potentiel de demi-pile. Le potentiel de la barre d'armature en acier ancrée dans le béton est mesuré par rapport à une référence de demi-pile placée sur la surface du béton [54,76] (figure 2.16). Cette méthode consiste à mesurer / tracer une cartographie en termes de probabilité de corrosion selon les critères donnés dans le [tableau 2.6](#), pour évaluer la probabilité d'activité de la corrosion dans le béton armé. Cette méthode permet la détection de la corrosion avant qu'elle soit visible en surface. Le potentiel de corrosion est particulièrement applicable pour évaluer les besoins d'entretien et de réparation.

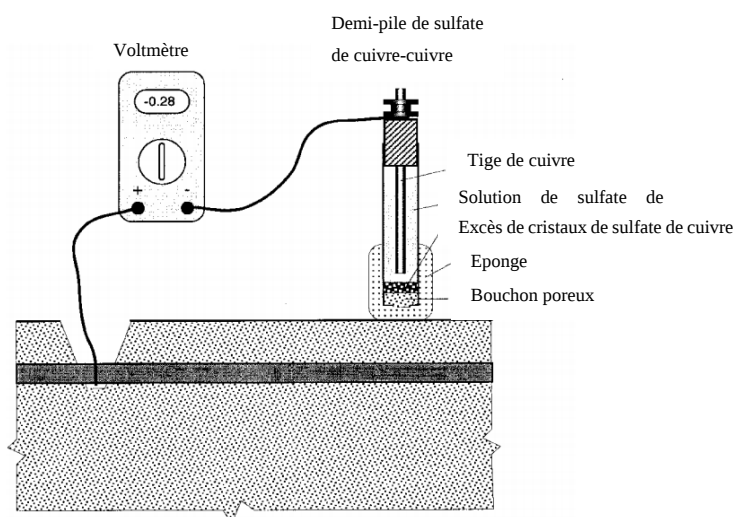


Figure 2. 16 : Technique de mesure du potentiel de corrosion [54].

Dans des conditions de laboratoire idéales, la mesure de la corrosion par demi-cellule est simple ; cependant, effectuer le test sur le terrain peut devenir difficile. Les étapes suivantes nous aideront à effectuer une mesure efficace et fiable sur le terrain :

- (i). **Maillage** : En général, un maillage ou une grille schématique nous aide à prendre les mesures et à bien gérer les résultats des tests. Il n'y a pas de règle générale sur l'espacement de la grille. Un maillage plus fin sera plus précis, mais aussi plus cher. Un espacement large peut réduire la résolution des résultats de test et entraîner des mesures inexactes. Un espacement approprié doit être sélectionné par rapport à la zone à l'étude.

- (ii). Connection de la barre d'acier : L'enrobage de béton doit être enlevé localement pour établir une connexion entre le voltmètre et la barre d'acier.
- (iii). Connection au voltmètre : l'électrode de référence doit être connectée à la borne négative, tandis que l'autre fil conducteur doit être connecté au réseau d'armature à l'emplacement de référence.
- (iv). Humidification de la surface : Si la surface du béton est trop sèche, le pré-mouillage est nécessaire. Le pré-mouillage peut être réalisé soit en pulvérisant de l'eau sur l'endroit à tester, soit en utilisant une éponge humide.

Tableau 2. 6 : Interprétation des valeurs de potentiel de corrosion d'après ASTM C876 [77]

Résistivité (mV)	Probabilité de l'activité de corrosion
Inférieur à – 200	10%
Entre – 200 et – 350	50 %
Supérieur à – 350	90%

Parmi les inconvénients de cette méthode est que le contact avec la barre de renforcement est nécessaire et un petit trou doit être percé dans le béton (figure 2.16). Ainsi cette méthode peut être modifiée par la teneur en eau, la teneur en sel et de l'épaisseur d'enrobage. La norme ASTM C 876 (2009) [77] indique également que, à moins de preuves positives à suggérer leur applicabilité, ces critères numériques ne doivent pas être utilisés dans les conditions suivantes :

- Quand la carbonatation s'étend au niveau de l'armature ;
- Lors de l'évaluation à l'intérieur du béton qui n'a pas été soumis à un mouillage fréquent ;
- Lorsqu'on compare l'activité de la corrosion dans le béton extérieur avec l'humidité très variable ou la teneur en oxygène ;
- Lors de la formulation des conclusions sur les changements dans l'activité de la corrosion due à des réparations qui ont changé la teneur en humidité ou d'oxygène au niveau de l'acier.

2.7.3. La résistivité électrique

La résistivité électrique (ER) (l'inverse de la conductivité) du béton est une méthode pour évaluer la probabilité d'une corrosion importante lorsque le test potentiel de corrosion montre que la corrosion est possible [69]. Le taux probable de corrosion dans la barre d'acier dépend du mouvement des ions de l'anode vers la cathode sur l'acier. Donc la résistivité électrique est le rapport entre la tension appliquée et le courant résultant dans une cellule unitaire [66]. La résistivité électrique est calculée selon la formule suivante L'équation 2.6 :

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{2\pi aV}{I} \quad \text{Équation 2. 6}$$

Où :

R = résistance (Ω) ;

I = courant appliqué (A) ;

ρ = résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{cm}$) ;

L = Longueur (cm) ;

a = séparation entre les électrodes (cm) ;

A = Aire de section transversale (cm^2).

V = la chute de tension (V) ;

Le [tableau 2.7](#) indique les valeurs de résistivité sur la base desquelles les zones présentant un risque de corrosion probable peuvent être identifiées dans les structures en béton ainsi que le taux de corrosion probable selon la valeur de la résistivité électrique.

Tableau 2. 7 : Probabilité de corrosion et interprétation de la résistivité du béton [49,66,69]

Résistivité ($\Omega \cdot \text{cm}$)	Probabilité de corrosion significative (non-saturé en béton lorsque l'acier est activé)
Supérieur à 12000	Corrosion peu probable
Entre 12000 et 5000	Corrosion probable
Inférieur à 5000	Corrosion certaine
Résistivité ($\Omega \cdot \text{cm}$)	Taux de corrosion probable
< 5000	Très élevé
5000 – 10,000	Élevé
10,000 – 20,000	Faible / modérée
> 20,000	Faible (négligeable)

Les essais de résistivité sont normalement utilisés uniquement en combinaison avec la cartographie de potentiel de corrosion détaillée [78]. Dans ce procédé, un minimum de deux électrodes sont utilisées dont l'un est la barre d'acier de renforcement (figure 2.17). Une tension / courant est appliquée entre les électrodes et le courant résultant / tension est mesurée. Le rapport de la tension et du courant donne la résistance tandis que la résistivité est obtenue en multipliant la résistance à un facteur constant connu sous le nom de cellule [66].

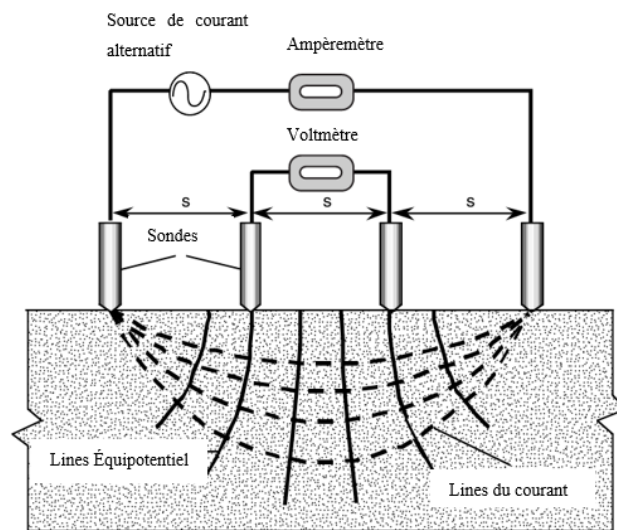


Figure 2. 17 : Schéma illustré sur le test de résistivité [7,79].

Le problème majeur associé à ce procédé est d'obtenir un bon contact électrique entre les électrodes et l'élément en béton et il est généralement nécessaire de percer de petits trous pour assurer un contact efficace. Ainsi que la distribution de la résistivité en béton armé dépend de plusieurs facteurs tels que :

- L'emplacement de l'acier et de la profondeur à la valeur de surface ;
- La couche de surface supérieure est un paramètre important ;
- La qualité du contenu qui est, le rapport E / C dans le mélange de béton, de conditions de la cure et l'utilisation des additifs.
- L'humidité dans l'intérieur poreux du béton : si la surface supérieure est trop séchée, la résistivité sera plus élevée que le béton normal, tandis que si elle est mouillée alors la résistivité sera moins par rapport à un béton normal. Ce problème peut être minimisé en utilisant la méthode à quatre points.

2.8. Comparaison entre les différentes techniques pour l'évaluation du béton

Un résumé et une comparaison entre différentes techniques d'évaluation du béton sont présentés [tableau 2.8](#). Les termes suivants ont été utilisés : **direct** indique que l'équipement donne une valeur directe à la propriété à déterminer ; **indirect** indique que la propriété requise est déterminée indirectement (ex. par étalonnage ou par une relation supposée avec la propriété mesurée) ; **qualitatif** indique que le test ne donnera pas de résultats quantitatifs.

Tableau 2. 8 : Comparaison entre les différentes techniques pour l'évaluation du béton

Propriété sous investigation	Essai	Interprétation des résultats	Coût	Domage
La résistance du béton	Carottage	Direct	Modéré	Oui
	Scléromètre	Indirect	Bas	Non
	Ultrason	Indirect	Modéré	Non
	Résistance à la pénétration	Indirect	N/A	Oui
	Pull-out test	Indirect	Modéré	Oui
	Pull-off test	Indirect	Modéré	Oui
	Break-off test	Indirect	Modéré	Oui
La qualité du béton	Visuel inspection	N/A	Bas	Non
	Ultrason	Indirect	Modéré	Non
	Analyse chimique	Direct	Modéré	N/A
Corrosion des barres d'acier	Profondeur de la carbonatation	Direct	Bas	Oui
	Mesure d'enrobage	Indirect	Bas	Non
	Teneur en chlorure	Direct	Bas	Oui
	Potentiel de corrosion	Indirect	Modéré	Oui
	Résistivité	Indirect	Modéré	Non
Intégrité	Localisation des aciers	Indirect	Bas	Non
	Porosité du béton	Direct	Modéré	Oui
	Perméabilité a l'eau	Direct	Modéré	Oui
	Perméabilité au Gas	Direct	Modéré	Oui
	Radar	Indirect	Elevé	Non
	Impact-echo	Qualitatif	Elevé	Non
	Émission acoustique	Direct	Elevé	Non

2.9. Essai de chargement

Cet essai vise à détecter les défaillances éventuelles de la structure avant qu'elles ne surviennent et permet de déterminer son comportement. Les tests et essais servent également de point de référence pour optimiser le programme de maintenance. Les tests peuvent être aussi utilisés pour déterminer la capacité d'une structure à supporter des charges supplémentaires, pour établir la sécurité des structures, pour valider le renforcement, pour acquérir des connaissances sur le comportement d'une structure et pour compléter, valider ou affiner des modèles de travail analytiques. La première partie a abordé différents aspects des essais de charge in situ, notamment le programme d'essais de charge, les méthodes d'application de la charge et l'instrumentation. Un essai de charge n'est généralement effectué que lorsque la partie de la structure à soumettre à la charge est âgée d'au moins 56 jours. Le test ne peut être effectué à un âge plus avancé que si le propriétaire de la structure, le contracteur et toutes les parties concernées sont d'accord.

2.10. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'établir un état de l'art des différentes méthodologies utilisées au cours des années pour évaluer les caractéristiques du béton armé d'une structure existante à partir de mesures de CND. Il a été décrit l'utilisation de différentes méthodes destructives et de CND pour évaluer les caractéristiques de qualité du béton, sa résistance, la localisation et de détection de la corrosion de l'acier.

Les méthodes de tests de CND les plus répandues et les plus utilisées pour évaluer les performances mécaniques du béton sont RH (le marteau à rebondissement) et l'ultrason (vitesse de pulsation ultrasonique) UPV.

Les techniques de CND sont d'abord sensibles aux propriétés physiques et n'offrent qu'un moyen indirect des performances mécaniques du matériau. À cet effet, l'utilisation des techniques de CND uniquement sans une méthode de conversion est inutile. Le chapitre 4 traite les différentes techniques utilisées pour l'évaluation des propriétés du béton dans les structures existantes.

CHAPITRE III : ÉVALUATION DE LA RESISTANCE DU BÉTON DANS LES STRUCTURES EXISTANTES PAR LE SCLÉROMETRE, L'ULTRASON ET LE CAROTTAGE

3.1. Introduction

L'estimation de la résistance sur site pour l'évaluation structurelle des constructions en béton armé est un élément indispensable d'un projet de réparation / réhabilitation et aussi pour l'acceptation du béton en place et le paiement échangé entre le propriétaire et l'entrepreneur. Bien que le carottage soit la méthode la plus fiable et directe pour la détermination de la résistance du béton sur site. Cependant, ce carottage est coûteux, il est uniquement représentatif d'un faible volume de béton et a un effet destructeur local sur les éléments. A cet effet, les essais CND sont utilisés en combinaison avec le carottage pour atteindre le niveau de confiance élevé. Ainsi, les CND peuvent fortement réduire la quantité totale de carottage nécessaire pour évaluer la résistance du béton dans une structure entière. Cela a également permis de faire plus d'essais pour une augmentation significative de la confiance en la qualité du béton existant.

L'objectif de ce chapitre était d'établir un état de l'art et de décrire les travaux menés sur des différentes méthodologies utilisées au cours des années pour évaluer une structure en béton existante à partir de mesures de CND. Il a été décrit l'utilisation de différentes méthodes (destructives et non destructives et la combinaison des deux) pour l'évaluation de la résistance des structures en béton armé existantes.

3.2. Évaluation de la résistance du béton

La résistance à la compression des cylindres de béton sur 28 jours est le paramètre clé dans la plupart des codes de conception notamment la norme européenne EN 206-1 (2000) [45], Eurocode EN 1998-1 (2004) [80], DTR BC 2.48 (2003) [41], DTR BC 2.41 [81], ACI 318M-08 (2008) [36].

Pour les structures existantes, des essais de compression sont effectués sur des carottes prélevées de la structure en question afin d'évaluer la résistance à la compression du béton. Un nombre d'échantillons de carottes suffisant doivent être prélevés du béton dans

différentes zones afin d'évaluer la résistance à la compression avec une bonne précision. La nature de l'essai de carottage est intrusive pour la structure ; dommages au béton ; il y a aussi le risque d'endommager les barres d'armature. Alors l'évaluation sur site de la résistance du béton est un défi majeur dans l'évaluation de l'état des structures existantes.

Les méthodes CND peuvent être utiles afin d'évaluer la résistance à la compression in situ du béton et pour cartographier les variations de résistance à la compression dans une structure en béton. Cependant, différentes méthodes d'évaluation ont des limites et des utilisations différentes. Celles-ci doivent être parfaitement comprises avant le démarrage du programme de test, afin d'établir une évaluation de la résistance du béton correcte et pour la bonne application.

3.3. Estimation de la résistance par des carottes seul

La norme européenne EN 12504-1 (2000) [82], EN 12390-3(2009) [43] et la norme américaine ASTM C42/C42M-04 (2004) [52], fournissent la méthode d'essai standard pour l'obtention et le test des carottes prélevées. Tout défaut visuel du béton doit être enregistré avant le test de compression et doit être appliqué dans l'interprétation des résultats.

Étant donné qu'il existe plusieurs facteurs qui influencent la résistance apparente des carottes, les facteurs de correction de la résistance doivent être appliqués aux résistances mesurées directement sur les carottes afin de les convertir en une résistance normalisée qui peut être comparée à une résistance de conception spécifiée de 28 jours. Les principaux facteurs sont la taille et la géométrie des carottes, la direction du carottage, la présence de barres d'acier, l'effet des dommages de carottage et l'âge du béton. À cet effet, une relation pour convertir la résistance des carottes mesurée à la résistance de conception spécifiée de 28 jours doit être appliquée.

Pour convertir la résistance des carottes en résistance in situ équivalente :

$$f_{cs} = (F_{l/d} \times F_{dia} \times F_{dam} \times F_{th})f_{carotte} \quad [51] \quad \text{Équation 3. 1}$$

$$f_{cs} = (F_{l/d} \times F_{dia} \times F_{ba} \times F_{dam})f_{carotte} \quad [83] \quad \text{Équation 3. 2}$$

f_{cs} : La résistance équivalente sur site (MPa) ;

$F_{l/d}$: Facteur de correction de la résistance par rapport à l'élancement ;

F_{dia} : Facteur de correction de la résistance par rapport au diamètre de la carotte ;

F_{age} : Facteur de correction de la résistance par rapport à l'âge ;

F_{direc} : Facteur de correction de la résistance par rapport à la direction de coulage ;

F_{ba} : Facteur de correction de la résistance par rapport à la présence des barres d'acier ;

F_D : Facteur de correction de la résistance par rapport à l'endommagement de la carotte lors du prélèvement (1.06) ;

F_{th} : Facteur de correction de la résistance par rapport à la teneur d'humidité ;

$f_{carotte}$: La résistance à la compression mesurée.

- Élancement des carottes l/d

Dans la pratique réelle, dans des éléments minces ou des régions encombrées des barres d'acier de renforcement, il est vraiment difficile d'obtenir des carottes avec des élancements l/d comprises entre 1,9 et 2,1. Les carottes dont leurs élancements est inférieurs à 1,75 il est exigé de corriger la résistance obtenue par un coefficient de correction pour la conversion de la résistance mesurée à la résistance équivalente sur site. Le [tableau 3.1](#) présente les facteurs de correction décrites dans [\[52\]](#) pour la conversion de la résistance mesurée à la résistance équivalente sur site.

Tableau 3. 1 : Correction de la résistance des carottes (élancement ≤ 1.75)

Élancement l/d	Facteur de correction de la résistance selon ACI C42	Facteur de correction de la résistance selon EN 12504
2.00	1.00	1.00
1.75	0.98	0.97
1.50	0.96	0.92
1.25	0.93	-
1.00	0.87	-

Pour la détermination des facteurs de correction pour les valeurs l/d non indiquées dans le tableau, une interpolation doit être utilisée. ([équation 3.3](#))

$$F_{l/d} = 1 - \{0.144 - (4.3 \times 10^{-4})f_{carotte}\} \left(2 - \frac{l}{d}\right)^2 \quad [51] \quad \text{Équation 3. 3}$$

- Diamètre des carottes

Dans l'évaluation de la résistance du béton en utilisant la méthode de carottage, il a été trouvé par Tuncan et al. [84] que lorsque le diamètre des carottes diminue, la résistance de la carotte à la compression diminue progressivement. Bartlett et MacGregor [85] et récemment Khoury et al. [86] ont rapporté que l'effet des dommages des carottes augmente lorsque la taille des carottes diminue, et que la variabilité est beaucoup plus grande dans les carottes de plus petit diamètre. Les surfaces peuvent être endommagées pendant le prélèvement des carottes du béton durci et la possibilité de réduction de la résistance due aux dommages de la coupe augmente. Le diamètre des carottes ne doit pas être inférieur à trois fois la taille maximale nominale de l'agrégat grossier [82].

Le diamètre des carottes utilisées pour la détermination de la résistance à la compression dans les éléments structuraux doit être au moins égal à 94 mm ASTM C42/C42M-04 (2004) [52]. ACI 214.4R (2010) [51] donne des valeurs recommandées pour les facteurs de correction pour les carottes en fonction de leurs diamètres ([tableau 3.2](#))

Tableau 3. 2 : Facteurs de correction de la résistance par rapport au diamètre de la carotte

Diamètre de carotte	Facteur de correction de la résistance
50 mm	1.06
75 mm	1.03
100 mm	1.00
150 mm	0.98

- Direction de carottage par rapport à la direction de coulage

Les carottes peuvent être prélevées sous n'importe quel angle, mais sont le plus souvent parallèles ou perpendiculaires à la direction de coulage dans laquelle le béton a été placé. Parfois il ne peut pas être possible à faire le carottage de la structure comme désiré et cela à cause de la géométrie de la structure et l'accessibilité des éléments à tester. Il existe un certain désaccord dans la littérature sur le point de savoir si la direction du carottage par rapport à la direction du coulage a un impact sur la résistance apparente du carottage.

Certains chercheurs ont trouvé que la direction de carottage a un effet sur la résistance apparente des carottes et ils justifient cette différence entre le carottage parallèle et perpendiculaire à la direction de coulage par attribution au ressuage du béton frais [86]. Mehta et Monteiro [87] ont montré que la purge de l'eau sous les agrégats grossiers crée un plan de faiblesse dans une direction. Suprenant [88] a conclu qu'en raison du plan de faiblesse formé autour du bas de l'agrégat grossier par rapport à la direction de coulage, la direction de carottage est importante (figure 3.1). la norme ACI 214.4R-10 [51] spécifie que les carottes prélevées verticalement par rapport à la direction de coulage peuvent présenter une résistance plus élevée que les carottes prélevées horizontalement. Le rapport entre la résistance des carottes prélevées verticalement et horizontalement par rapport à la direction de coulage varie entre 1.075 et 1.08 [86,89].

Par contre, d'autres chercheurs [85,90] ont conclu que la direction du carottage par rapport à la direction de coulage ne produit pas de différence significative dans les résistances apparentes.

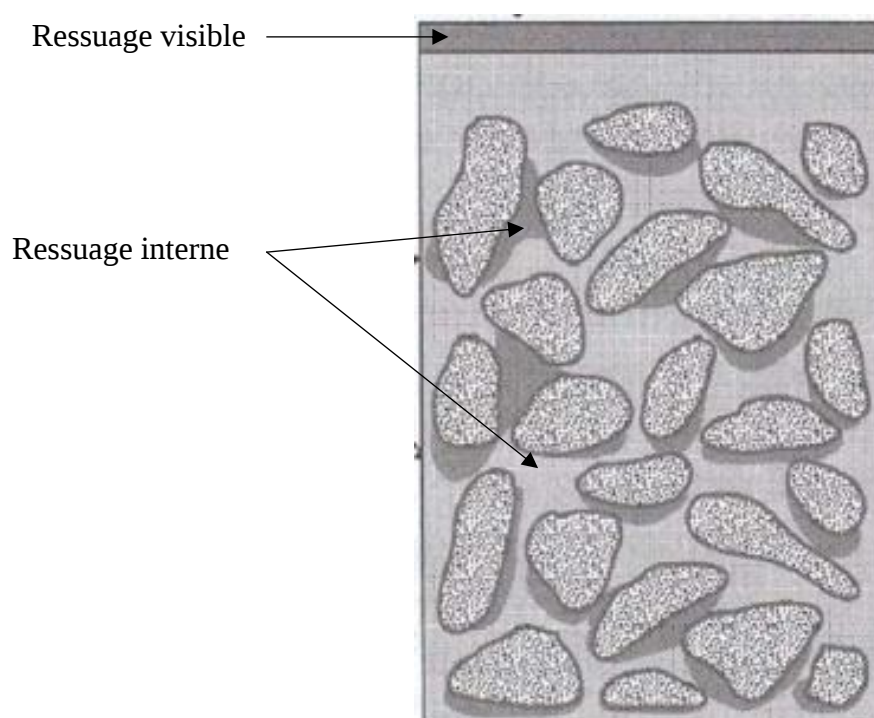


Figure 3. 1 : Ressuage visible et interne [87].

- Taille des granulats

La norme européenne EN 12504-1 (2000) [82] exige que la dimension de la carotte doit être supérieure à 3 fois la taille maximale des granulats. Tandis que la norme américaine ASTM C42/C42M-04 (2004) [52] accepte une dimension de carotte deux fois la taille des agrégats.

- Présence des barres d'aciers

Parfois, dans les éléments avec une structure d'armature en acier encombrée, il est difficile de prélever les carottes sans couper les barres d'acier. Bartlett et MacGregor [91] ont recommandé les facteurs de correction indiqués dans le [tableau 3.3](#) pour corriger la résistance à la compression d'une carotte contenant des armatures en acier. Il convient de noter que ces facteurs de correction s'appliquent aux armatures d'acier perpendiculaires à l'axe de carottage.

Tableau 3. 3 : Facteurs de correction de la résistance par rapport à la présence d'acier

Nombre des barres d'acier présent dans le carotte	Facteur de correction de la résistance
1	1.08
2	1.13

- Nombre des carottes

L'augmentation du nombre de carottes, améliore la précision des résultats. La probabilité de détecter une valeur parasite dans l'ensemble de données augmente également, mais des coûts plus élevés sont encourus et le risque d'affaiblissement de la structure augmente [51].

La norme européenne EN13791 (2007) [23] indique qu'une évaluation de la résistance à la compression sur site pour une zone d'essai particulière doit être exécutée en testant au moins trois carottes de la zone en question. Tandis que la norme ACI 214.4R (2010) [51] détaille dans le sujet de nombre de carottes et fournit une formule pour le calcul du nombre des carottes en fonction de la variabilité de la résistance du béton et une erreur

maximale prédéterminée acceptable entre la résistance moyenne estimée et la résistance moyenne de la population avec un risque de 5 % (équation 3.4).

$$NC = \left(\frac{2 CV}{e} \right)^2 \quad \text{Équation 3. 4}$$

Où :

NC : est le nombre de carotte recommandé ;

e : l'erreur maximale prédéterminée exprimer en pourcentage de la moyenne de population

CV : le coefficient de variation estimé de la population (voir tableau 3.4).

Tableau 3. 4 : Coefficient de variation due à la résistance du béton [51]

Composition de structure		Un seul élément	Plusieurs éléments
Un seul gâché du béton		7 %	8%
Plusieurs gâchés du béton	Coulé sur place	12%	13%
	Préfabriqué	9%	10%

La relation entre le pourcentage d'erreur et le nombre des carottes recommandé est donnée par figure 3.2, ou directement par l'utilisation de la courbe présentée dans ACI 437 [92] :

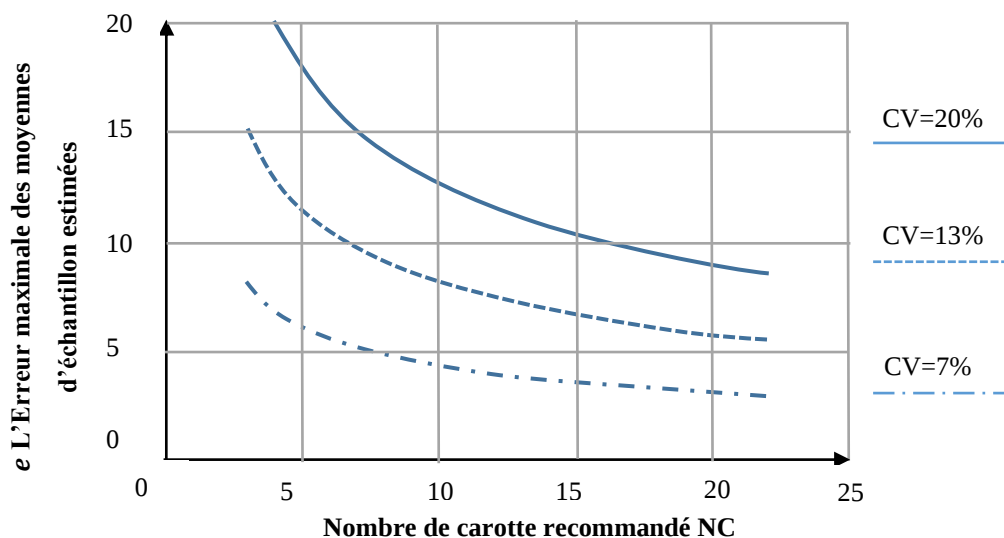


Figure 3. 2 : Nombre de carottes recommandé par rapport erreur maximale.

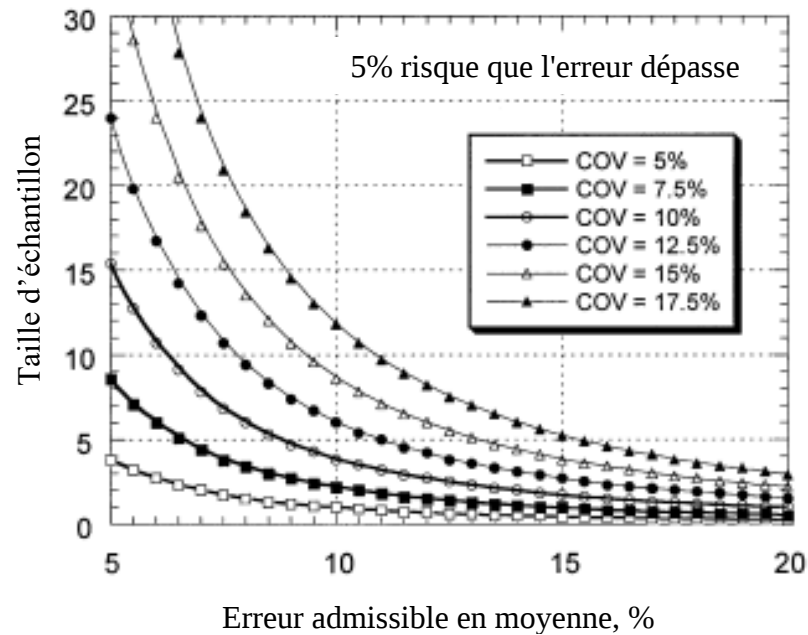


Figure 3. 3 : Nombre de carottes selon ASTM E122 (risque = 5 %).

- Dommages des carottes

Le facteur de correction de la résistance qui tient compte de l'effet des dommages subis au cours du carottage, y compris la microfissuration et les ondulations à la surface du trou foré, ainsi que de la coupe des particules de gros agrégats qui peuvent éventuellement sortir au cours des essais est appelé F_D . La norme américaine ACI 214.4R-10 [51] propose un facteur de (1.06). Tandis que d'autres chercheurs [83] ont proposé que le facteur $F_D = 1.10$ à condition que l'extraction des carottes soit effectuée avec soin par des opérateurs expérimentés. Cependant, étant donné que plus la qualité du béton est faible, plus les dommages causés par le carottage sont importants, il semble plus approprié de mettre $F_D = 1.20$ pour $f_{carotte} < 20 \text{ MPa}$ et $F_D = 1.10$ pour $f_{carotte} > 20 \text{ MPa}$.

- Teneur d'humidité

Le traitement standard actuel pour le conditionnement de l'humidité exige que les carottes soient essuyées et placées dans des sacs scellés ou des récipients non absorbants au plus tard une heure après le prélèvement et restent dans des sacs scellés pendant au moins 5 jours après le dernier mouillage. Parfois, les conditions de stockage changent, à cet effet la norme américaine propose des coefficients de correction et prend en compte l'effet de l'humidité des carottes au moment de l'essai du carottage (tableau 3.5).

Tableau 3. 5 : Facteur de correction par rapport à la teneur en humidité

Facteur	Facteur de correction F_{th}
Traitement standard	1.00
Immergé dans l'eau pendant 48h	1.09
Stocké à l'air sec	0.96

3.3.1. Interprétation des résultats

La résistance à la compression nous donne la résistance d'un seul échantillon, tandis que la résistance caractéristique est basée sur des concepts statistiques nous donnerait la résistance probable basée sur un certain nombre d'échantillons, il est égal à la valeur de la résistance du béton en dessous de laquelle ne dépassera pas plus de 5% de tous les cylindres/cubes testés à partir du mélange de béton choisi ce qui serait une évaluation plus réaliste. Il tient compte des variations dues au mauvais mélange et à la distribution des constituants du béton. La résistance caractéristique d'un échantillon de béton est la résistance à la compression d'un bloc de béton fabriqué à partir de ce béton et un niveau de confiance supérieur que ne devrait pas dépasser 5% (critère 2) autrement dit 95% (critère 1) de tous les échantillons de cubes/cylindre auront une résistance supérieure à la résistance caractéristique de la conception.

La résistance de conception = Résistance moyenne ciblée

La résistance de conception = la résistance caractéristique + marge

La définition de la résistance caractéristique peut s'illustrer la courbe de GAUSS ci-dessous (figure 3.4) :

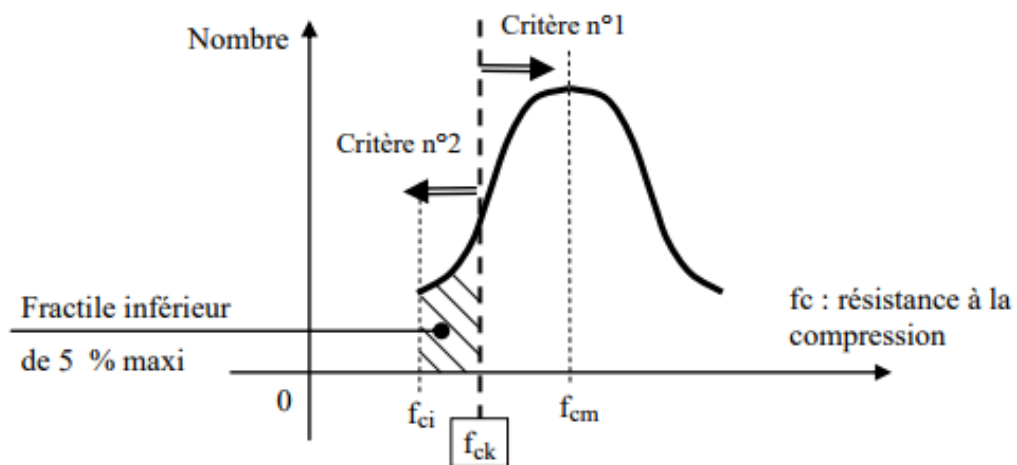


Figure 3. 4 : La résistance caractéristique du béton.

Comme indiqué par la norme américaine ACI 318M-08 [36], le béton dans une zone représentée par des essais de carottage doit être considéré comme structurellement adéquat et acceptable si la moyenne d'écrasement de trois carottes est égale à au moins 85 pour cent de f_{ck} ($0,85 f_{ck}$) et aucune carotte individuelle n'est inférieure à 75 pour cent de f_{ck} ($0,75 f_{ck}$). Lorsque les résultats du test ne répondent pas aux exigences, le béton en question peut être rejeté ou encore être vérifié par un essai de chargement.

La norme EN 13791 (2007) [23] présente deux approches pour l'évaluation de la résistance caractéristique sur site qui dépend du nombre des carottes disponibles. La première approche A s'applique lorsqu'il s'agit de moins 15 carottes. La deuxième approche B s'applique lorsque le nombre de carottes disponibles est compris entre 3 et 14. Un résumé de la norme européenne EN 13791 (2007) [23] et américaine ACI 318M-08 (2008) [36] en ce qui concerne l'évaluation de la résistance caractéristique à la compression du béton en utilisant des carottes uniquement est illustrée dans la figure 3.5.

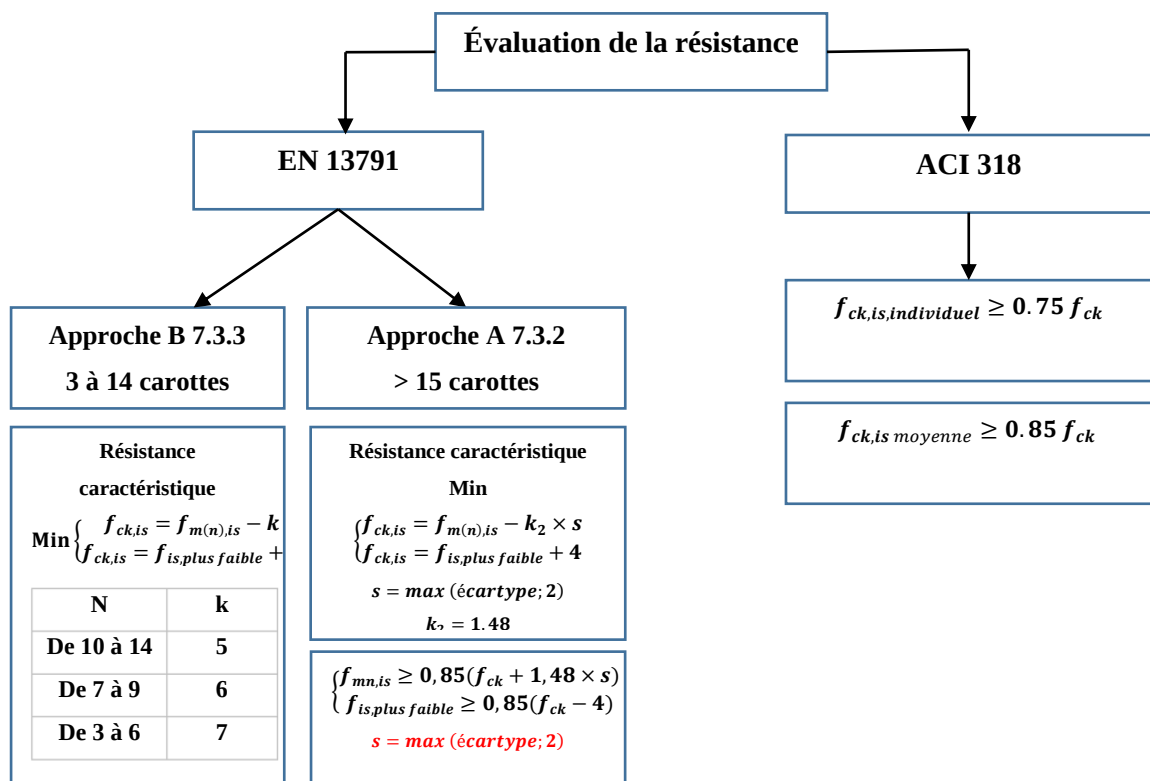


Figure 3. 5: Évaluation de la résistance du béton par carottes uniquement.

L'utilisation des carottes uniquement a de nombreux inconvénients. Cette méthode est coûteuse et nécessite beaucoup de travail et parfois difficile à appliquer par difficulté d'accès. Alors seul un nombre limité peut être réalisé dans la pratique ; cela se traduit par des estimations qui ne peuvent être représentatives de la variation de la propriété dans la structure, car chaque test est seulement représentatif d'une petite surface.

3.3.2. Utilisation des essais CND seuls

L'interprétation des essais de CND pour la détermination de la résistance à la compression du béton est généralement basée essentiellement sur des abaques de corrélations des fabricants du matériel (figure 3.8) et d'autres corrélations disponibles dans la littérature figure 3.6.

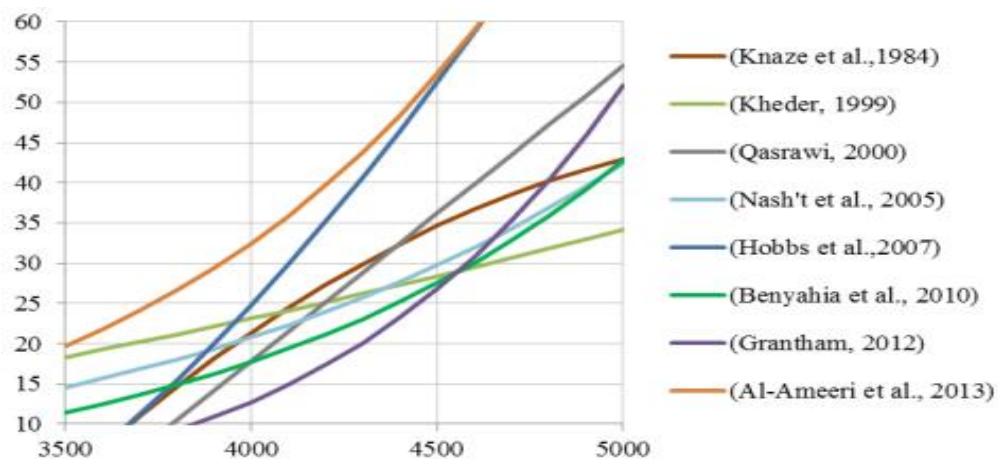


Figure 3. 6 : Quelques modèles de corrélation entre la vitesse ultrasonique et résistance [25]

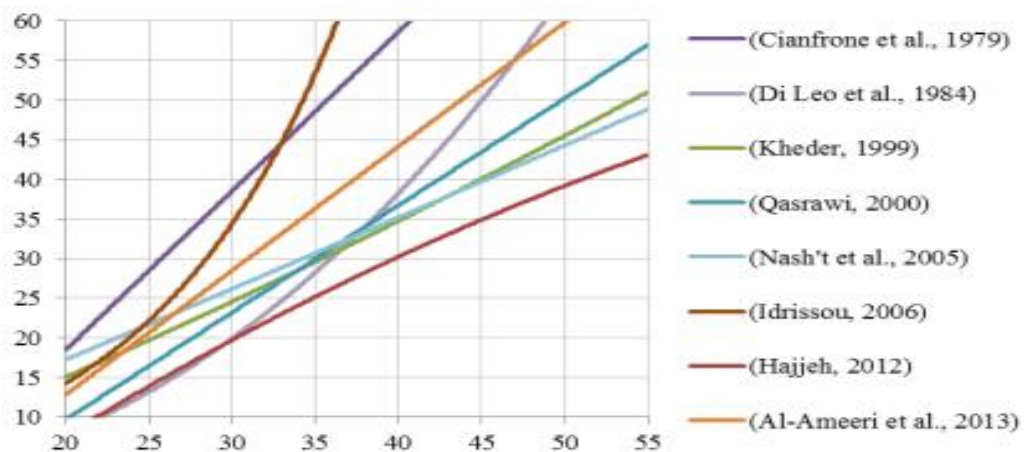


Figure 3. 7 : Quelques modèles de corrélation entre l'indice de rebondissement et résistance [25].

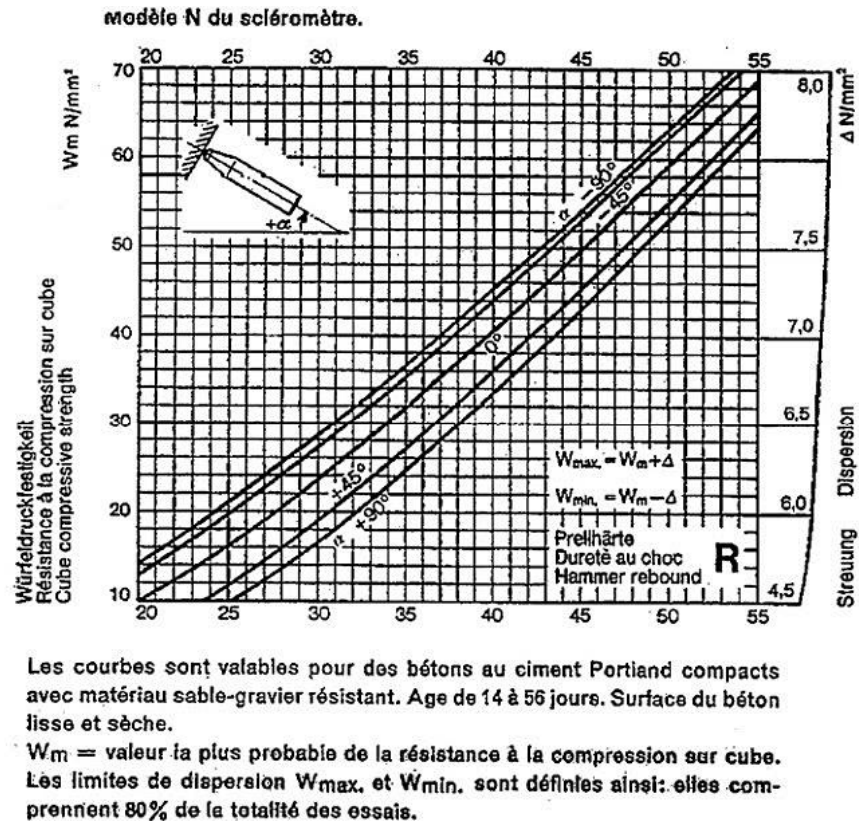


Figure 3. 8 : Exemple d'un abaque de corrélations des fabricants du matériel.

Ces corrélations donnent lieu souvent à des confusions quant à la validité et la précision de ces essais. Chaque modèle est valable dans son propre domaine d'application et la loi universelle n'existe pas [8].

3.3.3. Limites d'utilisation des CND seuls

Les mesures de CND ne mesurent pas les propriétés du béton appelées « les indicateurs X ». Mais ils sont liés à des autres paramètres physiques appelés « les observables Y ». Les relations physiques réelles entre observables et indicateurs sont inconnues. Passer des uns aux autres requiert de connaître les lois $Y = f(X)$. Un étalonnage est nécessaire pour établir une relation entre ces indicateurs obtenus à partir des mesures CND et la résistance à la compression du béton (observable). A cet égard, la norme européenne EN 13791 (2007) [46] a exigé l'utilisation des carottes afin de calibrer les mesures CND et propose particulièrement une procédure pour évaluer la résistance à la compression dans les structures et les éléments préfabriqués. Cette procédure repose sur un nombre limité de prélèvements et une courbe de corrélation de référence.

3.3.4. Utilisation des essais CND séparés avec les carottes

3.3.4.1. Approche de régression

La régression est un processus statistique pour estimer les relations entre les variables (une seule variable prédictive X a été utilisée pour modéliser la variable de réponse Y). Elle fournit un autre moyen de décrire la dépendance entre les deux variables x et y . Cette technique de régression fréquemment utilisée pour développer des modèles permettant de prédire des valeurs y (résistance à la compression) arbitraires pour toute valeur donnée de x (mesures CND) dans une plage de donnée (figure 3.9).

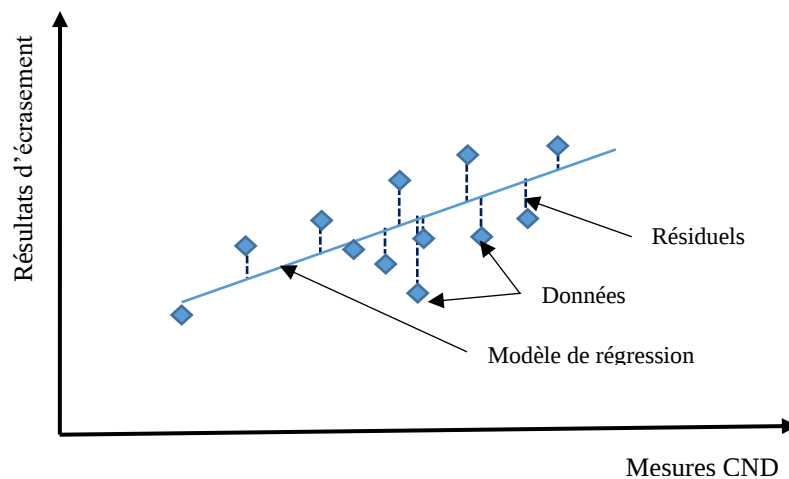


Figure 3. 9 : Modèle régression linéaire entre la résistance et la mesure CND.

3.3.4.2. Approche d'étalonnage

Cette méthode a été utilisée par plusieurs chercheurs [15,19,23,24,57,93]. Elle consiste à corriger la courbe de base en décalant (courbe déjà établie) afin de couvrir la base de données et d'établir la relation entre les mesures CND et la résistance à la compression (figure 3.10).

Afin d'établir cette relation, une zone de test doit être sélectionnée dans une telle population et au moins neuf paires de résultats de test (écrasement des carottes et résultats des mesures CND dans les zones correspondantes) sont utilisées pour obtenir la valeur du décalage Δf , avec laquelle la courbe de base doit être corrigée.

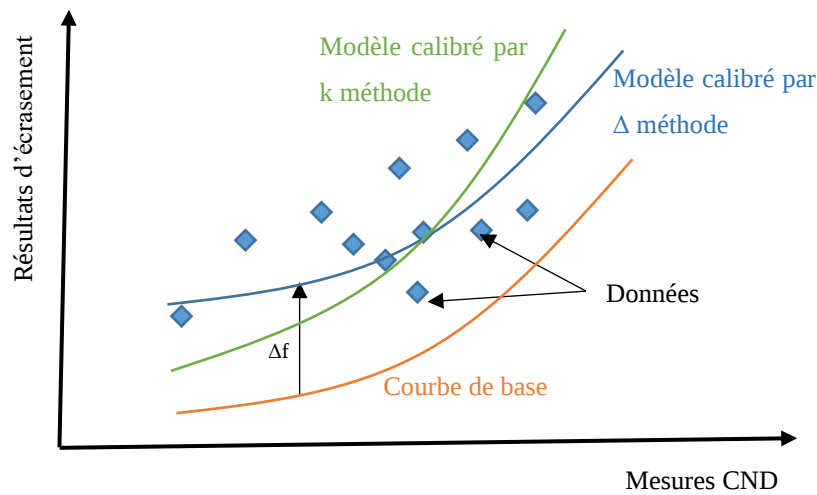


Figure 3. 10: Principe d'étalonnage des mesures à partir de courbe de base.

Pour cette méthode et afin de calculer la résistance du béton estimée ($f_{c\ est}$) on peut utiliser la méthode du facteur multipliant (k-méthode) qui consiste à calculer un coefficient k pour corriger la courbe de base afin d'établir la relation entre les mesures indirectes et la résistance à la compression sur site, donc la résistance sera calculée par la relation suivante :

$$f_{c\ est}(I) = k \cdot f_{c\ uncal} \quad \text{Équation 3. 5}$$

Le coefficient k est calculé selon les étapes suivantes :

- Calculer la valeur moyenne des résistances des carottes $\bar{f}_{c\ carrote}$
- Utiliser le modèle avant étalonnage pour calculer la résistance estimée dans l'emplacement des carottes puis prendre la moyenne de ces valeurs, $\bar{f}_{c\ uncal}$
- Calculer le facteur d'étalonnage $k = \bar{f}_{c\ carrote} / \bar{f}_{c\ uncal}$

On peut aussi utiliser la méthode du facteur de décalage (Δ -méthode) qui consiste à calculer un coefficient Δ pour corriger la courbe de base afin d'établir la relation entre les mesures indirectes et la résistance à la compression sur site, donc la résistance sera calculée par la relation suivante :

$$f_{est}(I) = f_{c\ uncal}(I) + \Delta \quad \text{Équation 3. 6}$$

Le coefficient Δ est calculé selon les étapes suivantes :

- (a) Utiliser le modèle avant étalonnage pour calculer la résistance estimée à emplacement de carotte $f_{c\ uncal.i}$ ensuite :
- (b) Calculer le facteur de décalage $\Delta = \sum_{i=1}^{NC} (f_{c\ carotte\ i} - f_{c\ uncal}) / NC$

Où $f_{c\ carotte\ i}$ est la résistance à la compression de la carotte i .

3.1. Utilisation des essais CND combinés avec les carottes

3.1.1. Méthode SonReb

Afin de réduire les erreurs commises et accroître la précision de l'estimation de la résistance par les méthodes CND séparées on combine ces essais. L'association des essais de CND consiste à l'utilisation de deux méthodes ou plus à la fois, cette association peut conduire à une évaluation plus précise et fiable. L'avantage d'association des méthodes est que certaines propriétés du béton produisent des effets opposés sur le résultat de chaque essai et leur association peut conduire à un effet d'équilibrage qui permet d'améliorer la précision de la résistance estimée.

Parmi les méthodes combinées, la méthode la plus fréquemment utilisée est une combinaison de l'essai du RH et le test UPV, qui est également connue comme **SonReb** (**Sonic** + **Rebond** = ultrason + scléromètre). Cette technique de combinaison est avantageuse parce que l'indice de rebondissement obtenu par le test de RH fournit des informations sur la résistance du béton près de la surface, alors que les résultats obtenus à partir du test ultrasonique reflètent les propriétés du béton intérieur.

Cette méthode a été développée d'abord par RILEM (Comités techniques 7 et 43) [94]. Plusieurs chercheurs ont trouvé que la méthode combinée présente une amélioration importante dans l'estimation de résistance à la compression [8,18,19,95], elle peut descendre jusqu'à 10% 15% [96] tandis que d'autres ont rapporté un effet négligeable sur l'amélioration de l'évaluation de la qualité du béton [15,21,97].

L'avantage de la méthode combinée est que la variation de certaines propriétés du béton produit des effets opposés sur le résultat de chaque test composant (R, V) donc leur utilisation combinée peut se traduire par un effet d'équilibrage qui permet d'améliorer la précision de la résistance estimée. Par exemple, une augmentation de la teneur en humidité

augmente la vitesse de l'impulsion ultrasonique, mais diminue la valeur de l'indice de rebondissement. Ensuite, l'utilisation de la méthode de SonReb réduit les effets de la taille des agrégats, le type de ciment et de contenu, le rapport eau/ciment et la teneur en humidité [98].

L'estimation de la résistance $f_{c\ est}$ peut également être effectuée en utilisant les graphiques contenant une série de courbes de résistance dans le plan (vitesse ultrasonique – indice de rebondissement) obtenu à partir des expressions. L'application nécessite l'évaluation des valeurs locales de la vitesse des ultrasons V et de l'indice de rebondissement I à partir de laquelle on peut obtenir la résistance $f_{c\ est}$ du béton en utilisant des expressions telles que (équation 3.7) :

$$f_{c\ est} = a \cdot I^b \cdot V^c \quad \text{Équation 3. 7}$$

Dans laquelle $f_{c\ est}$ est la résistance à la compression estimée en $[N/mm^2]$, I est l'indice de rebondissement et V est la vitesse des ultrasoniques en $[m / s]$. Et les coefficients a , b et c sont déterminés expérimentalement pour le béton spécifique à l'essai.

Ou de les entrer directement dans le graphique comme présenté dans la figure 3.11 cette figure présente aussi un exemple dans lequel les courbes sont utilisées en fonction de l'expression prévue par les normes RILEM (1993) [99]. Il existe trois techniques qui sont couramment utilisées pour prédire $f_{c\ est}$ sur la base des mesures de SonReb : la modélisation informatique, l'intelligence artificielle et des modèles de régression multivariées paramétriques [100,101].

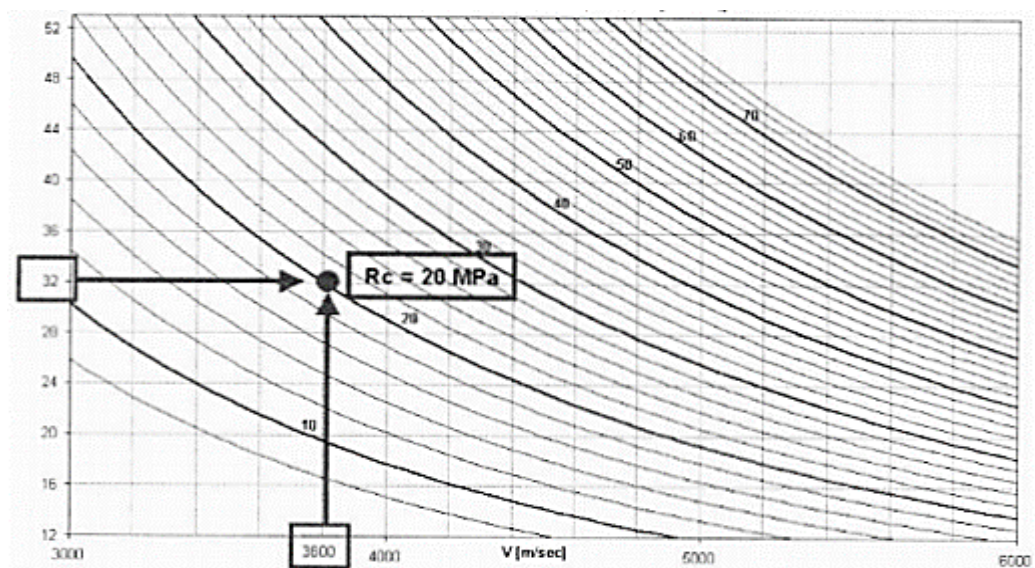


Figure 3. 11 : SonReb méthode : l'utilisation du graphique [99].

3.2. Régressions multiples

De nombreuses applications de l'analyse de régression impliquent des situations comportant plusieurs variables de régression ou de prédiction. Un modèle de régression contenant plusieurs variables de régression est appelé modèle de régression multiple. La régression multiple est un processus statistique pour estimer les relations entre les variables. Elle fournit un autre moyen de décrire la dépendance entre les variables de régression ou de prédiction. Cette technique de régression fréquemment utilisée pour développer des modèles permettant de prédire les valeurs z (résistance à la compression) arbitraires pour toute valeur donnée de x et y (mesures CND) dans la plage de données.

3.2.1. Corrélation dans la littérature

De nombreux travaux de recherche ont été consacrés à la construction de modèles empiriques entre la résistance à la compression du béton et l'indice de rebondissement (tableau 3.6) et entre la compression du béton et vitesse ultrasonique (tableau 3.7) ainsi que la compression du béton en fonction de l'indice de rebondissement et la vitesse ultrasonique à la fois (tableau 3.8). Ces modèles présentent différents types des formes mathématiques (linéaire, polynomiale, puissance, exponentielle, et divers).

Tableau 3. 6 : Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec RH

Équations	r^2	SD	Situation	Référence
$f_{c\ est} = 0.4030xI^{1.2083}$	0.805	4.30	Laboratoire	[19]
$f_{c\ est} = 1.353xI - 17.393$	0.88	-	Laboratoire	[20]
$f_{c\ est} = 2.168xI - 27.747$	0.9252	2.3334	Laboratoire	[18]
$f_{c\ est} = 0.00724xI^{2.012}$	0.24	2.35	Site	[15]
$f_{c\ est} = 0.788 \times I^{1.03}$	0.77	-	Laboratoire	[102]
$f_{c\ est} = 1.87 \times I - 54.72$	0.82	-	Laboratoire	[103]
$f_{c\ est} = 1.623 \times I - 20.547$	0.965	4.117	Site	[104]
$f_{c\ est} = 0.9294 \times I - 1.1219$	0.2483	-	Site	[105]
$f_{c\ est} = 0.026 \times I^{2.044}$	0.899	-	Laboratoire	[106]
$f_{c\ est} = 1.7206 \times I - 26.595$	0.9364	2.1024	Site	[107]
$f_{c\ est} = 0.3218 \times I + 5.3290$	0.0864	-	Site	[95]
$f_{c\ est} = 0.7708 \times I + 54.6389$	0.3983	-	Laboratoire	[95]
$f_{c\ est} = 1.5896 \times I - 10.66$	0.9732	-	Laboratoire	[108]
$f_{c\ est} = 0.0238 \times I^{1.8781}$	0.78	-	Site	[13]
$f_{c\ est} = 1.5803 \times I - 2.8576$	0.5372	-	Laboratoire	[109]

Tableau 3. 7: Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec UPV

Equations	r ²	SD	Situation	Référence
$f_{c\ est} = 1.2 \times 10^{-5} x V^{1.7447}$	0.409	8.54	Laboratoire	[19]
$f_{c\ est} = 36.72xV - 129.077$	0.9562	-	Laboratoire	[20]
$f_{c\ est} = 12.289 V^2 - 49.024V + 24.271$	0.9031	2.716	Laboratoire	[18]
$f_{c\ est} = 0.184 x e^{0.0011.V}$	0.82	3.74	Site	[15]
$f_{c\ est} = 1.19 \exp (0.715 \times V)$	0.59	-	Laboratoire	[102]
$f_{c\ est} = 1.67 \times V^{0.62} - 224.27$	0.46	-	Laboratoire	[103]
$f_{c\ est} = 0.043 \exp (1.498V)$	0.900	6.431	Site	[104]
$f_{c\ est} = 0.0189 \times V - 42.04$	0.6141	-	Site	[105]
$f_{c\ est} = 0.036 \times V^{4.696}$	0.640	-	Laboratoire	[106]
$f_{c\ est} = 15.533 \times V - 34.358$	0.9164	3.374	Site	[107]
$f_{c\ est} = 0.0088 \times V - 20.2771$	0.0901	-	Site	[95]
$f_{c\ est} = -0.0162 \times V + 97.54095$	0.5213	-	Laboratoire	[95]
$f_{c\ est} = 0.4736 \exp (1.10351 \times V)$	0.9753	-	Laboratoire	[108]
$f_{c\ est} = 1.2288 \exp (0.726V)$	0.72	-	Site	[13]
$f_{c\ est} = 6.1193 \times V + 34.404$	0.0079	-	Laboratoire	[109]

Tableau 3. 8: Différents modèles mathématiques développés par des chercheurs avec SonReb

Equations	r ²	SD	Situation	Référence
$f_{c\ est} = 0.0158xV^{0.4254} xI^{1.1171}$	0.907	3.48	Laboratoire	[19]
$f_{c\ est} = -173.033 - 4.0469 V^2 + 57.693 V + 1.307 I$	0.940	1.849	Laboratoire	[18]
$f_{c\ est} = 9.61.E - 14 I^{3.55} x V^{0.90}$	0.89	3.53	Site	[15]
$f_{c\ est} = 0.356 \times I^{0.866} \exp (0.302 \times V)$	0.80	-	Laboratoire	[102]
$f_{c\ est} = 0.17 \times I^{0.7} \times V^{0.46} - 76.30$	0.86	-	Laboratoire	[103]
$f_{c\ est} = 1.416 \times I + 8.630 \times V - 51.381$	0.967	3.898	Site	[104]
$f_{c\ est} = 0.5285 \times I + 0.0148 \times V - 43.32$	0.67	-	Site	[105]
$f_{c\ est} = \exp (0.048 \times I + 0.446 \times V)$	0.999	-	Laboratoire	[106]
$f_{c\ est} = 1.31 \times I + 4.07 \times V^2 + 57.96 \times V - 173.04$	0.95	1.849	Site	[107]
$f_{c\ est} = 14.5356 \times I + 0.0993 \times V - 0.0037 \times I \times V - 371.4$	0.1251	-	Site	[95]
$f_{c\ est} = 0.0261 \times I + 0.5752 \times V + 121.2976$	0.5452	-	Laboratoire	[95]
$f_{c\ est} = 0.25 \times I^{0.45} \exp (0.85 \times V)$	0.9954	-	Laboratoire	[108]
$f_{c\ est} = 0.0543 \times I^{1.171} \times V^{1.286}$	0.84	-	Site	[13]
$f_{c\ est} = 1.6678 \times I - 9.5194 \times V + 38.7055$	-	-	Laboratoire	[109]

3.3. L'intelligence artificielle

Les techniques d'intelligence artificielle, y compris les réseaux de neurones, les algorithmes génétiques et la logique floue, sont des outils non paramétriques sans connaître les relations logiques et théoriques entre les entrées du problème abordé et les sorties recherchées [110]. Dans ces techniques, un programme (modèle) de calcul ou d'analyse est entraîné pour évaluer les valeurs d'entrées.

Les neurones artificiels reliés entre eux forment un réseau. La structure des réseaux de neurones est, en règle générale, en couches. Trois groupes fonctionnels peuvent être distingués dans le réseau neuronal artificiel, à savoir la couche d'entrée en provenance de l'extérieur du réseau et de les introduire dans son intérieur, les neurones qui traitent l'information et les neurones qui produisent des résultats.

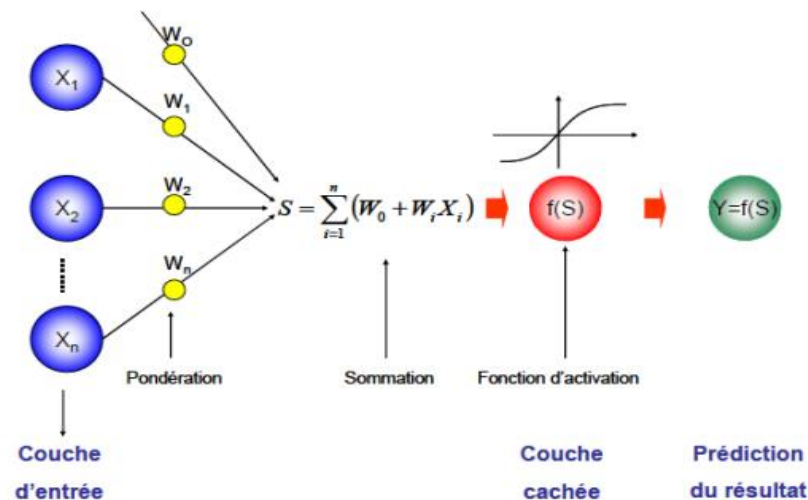


Figure 3. 12 : Model de réseau de neurones artificiel.

Un modèle de réseau neuronal artificiel avec des entrées, des informations de traitement des neurones et les neurones de sortie est indiqué dans la figure 3.12. Plusieurs chercheurs [110–112] ont utilisé cette méthode pour l'évaluation de la résistance à la compression.

3.4. Quantification de la dispersion des résultats

3.4.1. Écart-type

La dispersion trouvée sur les essais de CND est pratiquement inévitable. Il faille s'efforcer la réduire le plus possible par un contrôle efficace. L'importance de la dispersion se caractérise par l'écart-type SD :

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n - 1}}$$
Équation 3. 8

f_{ci} = Les valeurs de résistance individuelle (MPa) ;

$\bar{f}_c$ = La résistance moyenne du béton (MPa).

Les valeurs usuelles de l'écart type sont en général les suivants (tableau 3.9) :

Tableau 3. 9 : Écart type et la qualité de contrôle [43]

Fabrication	Écarts types en MPa	
	Par lot	Global
Très régulière et très bien contrôlé	< 3	< 5
Régulière et bien contrôlé	3 à 4	5 à 6
Irrégulier contrôle inexistant ou inefficace	5 à 6	≥ 7

3.4.2. Coefficient de variation

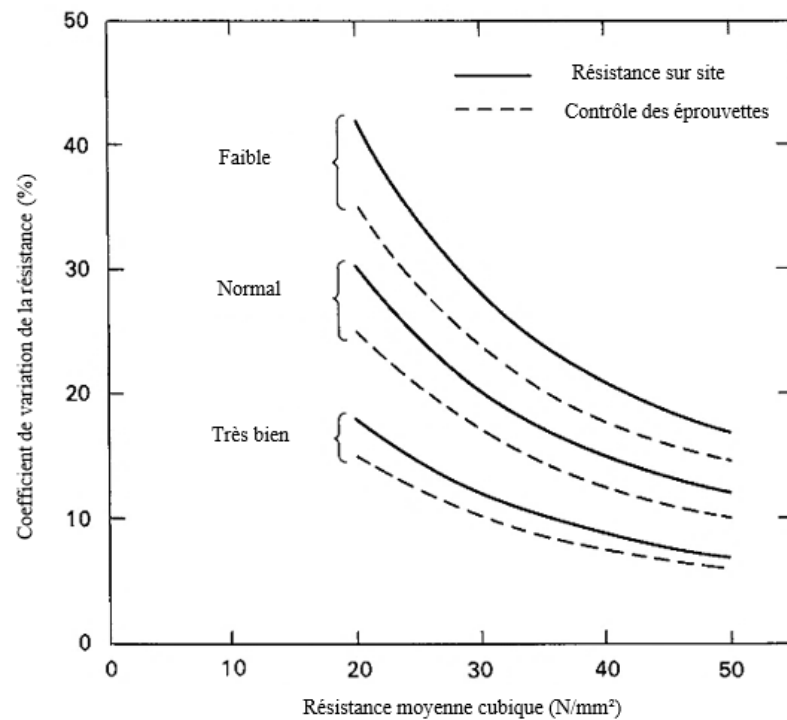
Le coefficient de variation (CV) est une mesure statistique relative de la dispersion des points de données dans une série de données autour de la moyenne. Le coefficient de variation représente le rapport entre l'écart type et la moyenne. Il s'agit d'une statistique utile pour comparer le degré de variation d'une série de données à une autre, même si les moyennes diffèrent radicalement les unes des autres. Ce coefficient a une relation directe avec la qualité de béton figure 3.13, pour cela la quantification de ce coefficient est importante dans l'évaluation du dispersion du béton et pour le contrôle de la qualité. Des résultats de la variabilité de la résistance des carottes sur site sont présentés par la norme ACI 214 dans le tableau 3.10 et un résumé de variabilité sur essais CND et carottes extraites de la littérature présenté tableau 3.11.

Tableau 3. 10 : Coefficient de variation due à la variation des résistances du béton sur site [51]

Composition de la structure		Un élément	Plusieurs éléments
Une gâché du béton		7 %	8 %
Plusieurs gâchés du béton	Coulé sur place	12 %	13 %
	Pré-coulé	9 %	10 %

Tableau 3. 11 : Coefficient de variation des mesures CND et carottes

Échelle	Locale	Globale	Endroit	Référence
RH	6.7 à 8.4 %	7.2 à 8.6 %	Laboratoire (Dalles)	[113]
UPV	2.5 à 4.3 %	2.8 à 5.1 %		
RH		7.2 %	Site (Voile)	[113]
UPV		3.7 %		
RH	4 à 12 %	15 %	Site (Poutre)	[114]
UPV	3 à 5 %	7 %		
RH		17 %	Site (Structure)	[115]
UPV		17 %		
Carottes		46 %		
Carottes		13 %		[54]
Carottes		15 à 35 %		[115]
Carottes		21 %		[114]
Carottes		35 %		[116]

Figure 3. 13 : Relation entre le coefficient de variation et la qualité du béton [\[69\]](#).

La qualité du béton livré sur site dépend de la composition, de la qualité des constituants et le contrôle exercé pendant le dosage, le mélange et la manipulation. La qualité finale du béton mise en place dépend de la mise en œuvre, compactage et les conditions de cure [51] .

3.5. Quantification d'erreur (évaluation de la qualité d'estimation)

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. L'erreur due à la distribution des mesures locales autour de leur moyenne est décrite par la précision. Les erreurs de mesure induisent des incertitudes supplémentaires sur l'évaluation des indicateurs des erreurs liées à la précision de la mesure et la variabilité du matériau. Pour calculer ces erreurs deux indicateurs sont fréquemment utilisés : le coefficient de détermination r^2 et l'erreur quadratique moyenne RMSE.

3.5.1. Coefficient de détermination (r^2) :

C'est une quantité utilisée dans les modèles de régression pour mesurer la proportion de la variabilité totale dans la réponse représentée par le modèle, r^2 est aussi appelé le coefficient de détermination (ou le coefficient de détermination multiple à régression multiple). Les grandes valeurs de r^2 (proche de l'unité) sont considérées comme bonnes. Cependant, il est possible d'avoir de grandes valeurs de r^2 et de constater que le modèle est peu satisfaisant. Le coefficient est souvent utilisé pour juger de l'adéquation d'un modèle de régression.

$$r^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{c\ est} - \bar{f}_c)^2}{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_c)^2} \quad \text{Équation 3. 9}$$

f_{ci} = valeur mesurée ; $f_{c\ est}$ = valeur calculée ; $\bar{f}_c$ = valeur de la moyenne arithmétique.

3.5.2. Erreur quadratique moyenne (Root mean squar error : RMSE) :

L'erreur quadratique moyenne est l'écart type des résidus c'est-à-dire la racine carrée de la moyenne des différences au carré entre les valeurs estimées et mesurées (mesure également la magnitude erreur de prédiction). Les résidus sont une mesure de la distance qui sépare les points de données et de la ligne de régression. Le RMSE est une mesure de l'étendue de ces résidus. En d'autres termes, il indique la concentration des données autour de la droite du meilleur ajustement. La formule est la suivante :

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{c\ est})^2 / n} \quad \text{Équation 3. 10}$$

f_{ci} = valeur mesurée ; $f_{c\ est}$ = valeur calculée ; $\bar{f}_c$ = valeur de la moyenne arithmétique.

La quantification de la dispersion et l'erreur de l'évaluation sont cruciales afin de juger la qualité de l'estimation. Pour améliorer cette qualité l'erreur doit être réduite. Plusieurs travaux de recherche récents ont apporté de nouvelles contributions intéressantes dans le domaine des essais non destructifs du béton notamment la technique du carottage conditionnel et l'approche « bi-objective ».

3.6. Approche de carottage conditionnel

Des chercheurs dans [117] ont proposé une méthode d'investigation pour l'évaluation de la résistance avec RH et UPV et basée sur l'évaluation de la variabilité et des zones homogènes de béton (sélection des populations) et l'identification des zones homogènes. Afin d'améliorer la qualité de l'évaluation, de suggérer les zones de carottage et de minimiser le nombre de carottes nécessaires pour établir des modèles d'évaluation fiable. Les démarches de cette méthode sont résumées dans le [tableau 3.12](#).

D'autres chercheurs [118] ont proposé une méthode de sélection des zones de carottage en utilisant la méthode UPV pour améliorer la qualité de l'évaluation. L'analyse est basée principalement sur la méthode ANOVA (ANalysis Of VAriance) permettant de sélectionner les zones de carottage.

Tableau 3. 12 : Résumé de la méthode d'investigation de la résistance du béton [117]

A	PLANIFICATION	Analyse de la documentation technique disponible, étude de site préliminaire, identification des éléments structuraux, sélection des points de test et analyse des coûts.
B	CONTRÔLE NON DESTRUCTIF CND	Exécution d'essais ultrasoniques et de scléromètre pour chaque échantillon d'éléments primaires de chaque étage.
C	ANALYSES STATISTIQUES	C.1 Contrôle préliminaire de la valeur CV de chaque échantillon ($\leq 15\%$) ; C.2 Comparaison de l'intervalle de confiance entre les échantillons ; C.3 Test t de Student entre deux échantillons ; C.4 Analyse de variance (ANOVA) entre tous les échantillons.
D	ESSAIS DESTRUCTIFS	D.1 Exécution du test de carottage on NC points aléatoirement pour chaque zone homogène ; D.2 Conversion de la résistance des carottes $f_{carotte}$ à la résistante équivalente sur site f_{CS} ; D.1 Exécution de carottage sur des points sélectionnés au hasard dans chaque zone homogène ; D.2 Conversion des résistances de carotte $f_{carotte}$ en la valeur in situ équivalente f_c.
E	ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE DU BÉTON IN SITU	E.1 Evaluation des coefficients SonReb (a, b, c) par régression multivariable pour chaque zone homogène ; E.2 Évaluation de la résistance du béton en points de CND de chaque zone homogène ; E.3 Analyse, interprétation et rapport.

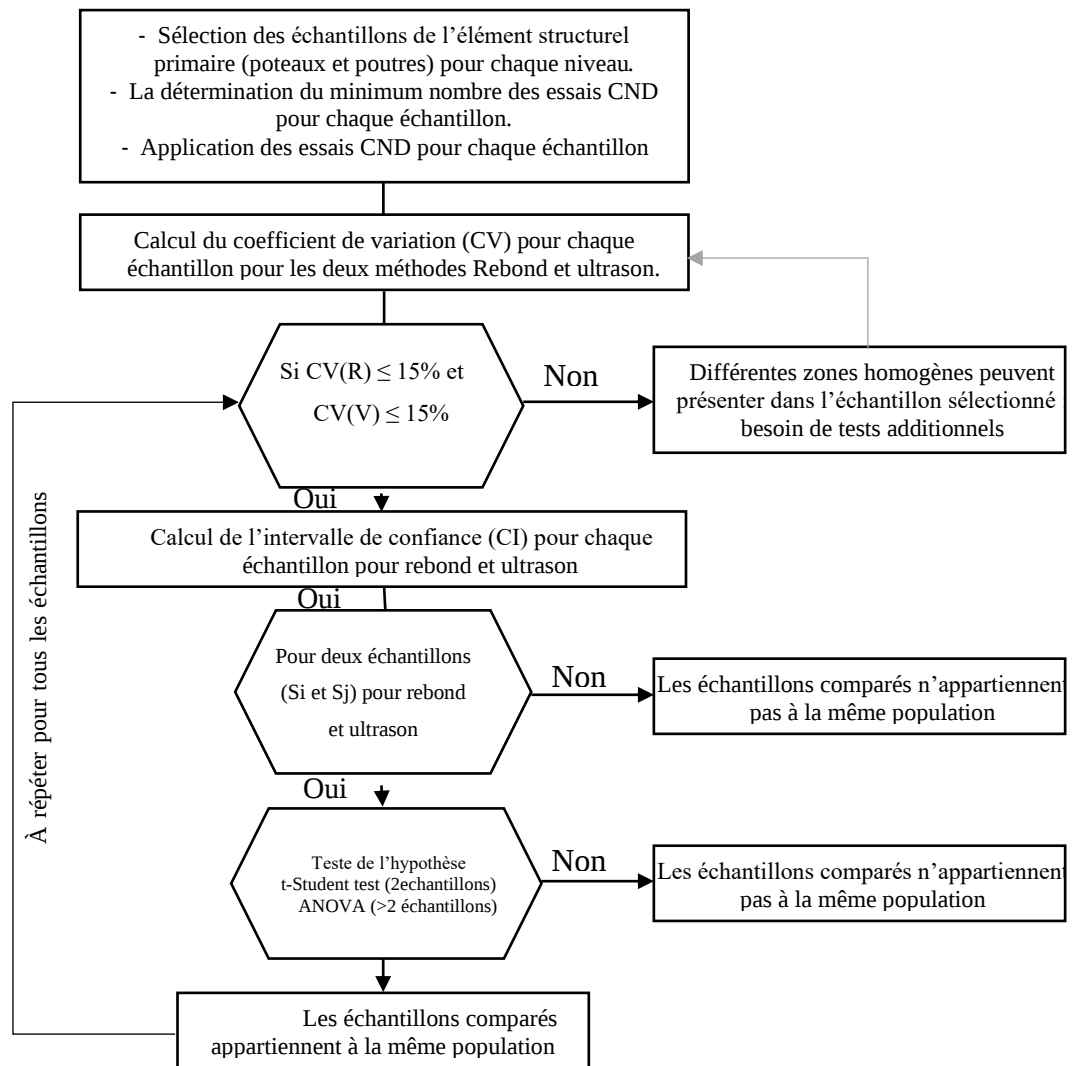


Figure 3. 14: Organigramme de la méthode d'investigation de la résistance.

3.7. Approche bi-objective :

L'approche à deux objectifs est une méthode proposée par Alwash et al. [24,25]. L'idée de cette l'approche bi-objectif est de traiter simultanément deux objectifs en identifiant à la fois la résistance moyenne expérimentale $\overline{f_{c\ est}}$, la moyenne et l'écart type de résistance $SD(f_{c\ est})$ (capturer la variabilité de la résistance du béton en plus de la résistance moyenne). Par conséquent, cette méthode fournit une estimation alternative des paramètres du modèle de conversion basé sur des données agrégées au lieu d'utiliser l'approche classique basée sur les résultats de tests individuels. Pour l'approche bi-objectifs, nous considérons nos deux objectifs comme les conditions permettant d'obtenir les paramètres inconnus, c'est-

à-dire en veillant à ce que la résistance moyenne et l'écart type de résistance soient identiques pour les valeurs de référence mesurées et estimées. Pour les modèles de conversion univariés, cela conduit à résoudre un problème avec deux équations et deux inconnues, dont la solution est simple. Le processus de calibration des paramètres du modèle dépend de la forme mathématique du modèle. Pour un modèle de conversion linéaire, les deux conditions peuvent être écrites comme suit :

$$\overline{f_{c\ est}} = a + b \overline{M_{CND}} = \overline{f_c} \quad \text{Équation 3. 11}$$

Et

$$SD(f_{c\ est}) = b SD(M_{CND}) = SD(f_c) \quad \text{Équation 3. 12}$$

Où $\overline{f_{c\ est}}$ et $\overline{M_{CND}}$ sont respectivement les valeurs moyennes de la résistance mesurée sur les carottes et des résultats des mesures de CND, et où $SD(f_{c\ est})$ et $SD(M_{CND})$ sont respectivement les écarts-types de la résistance des carottes mesurée et des résultats des mesures CND. Par conséquent, les valeurs des deux paramètres du modèle deviennent :

$$b = SD(f_{c\ est}) / SD(M_{CND}) \quad \text{Équation 3. 13}$$

Et

$$a = \overline{f_{c\ est}} - b \overline{M_{CND}} \quad \text{Équation 3. 14}$$

Pour un modèle de conversion puissance, les conditions peuvent être écrites comme suit :

$$\overline{f_{c\ est}} = a \overline{M_{CND}}^b = \overline{f_c} \quad \text{Équation 3. 15}$$

En prenant les logarithmes des deux côtés

$$\ln(\overline{f_{c\ est}}) = \ln a + b \ln(\overline{M_{CND}}) \quad \text{Équation 3. 16}$$

Par conséquent, les équations (3.14) et (3.15) peuvent être appliquées après avoir remplacé $\overline{f_{c\ est}}$ et $\overline{M_{CND}}$ avec $\ln(\overline{f_{c\ est}})$ et $\ln(\overline{M_{CND}})$, respectivement en conséquence, les valeurs de a et b peut être calculées comme suit :

$$b = SD \ln(\overline{f_{c\ est}}) / SD \ln(\overline{M_{CND}}) \quad \text{Équation 3. 17}$$

$$\ln a = \overline{\ln(f_{c\ est})} - b \overline{\ln(M_{CND})} \quad \text{Équation 3. 18}$$

$$a = e^{\ln b} \quad \text{Équation 3. 19}$$

Où $SD \ln(\overline{f_{c\ est}})$ et $SD \ln(\overline{M_{CND}})$ sont le standard déviation de $\overline{f_{c\ est}}$ et $\overline{M_{CND}}$ respectivement. Tandis que $\overline{\ln(\overline{f_{c\ est}})}$ et $\overline{\ln(\overline{M_{CND}})}$ sont les moyennes de $\ln(\overline{f_{c\ est}})$ et $\ln(\overline{M_{CND}})$ respectivement.

3.8. Approche de niveau de la qualité de l'estimation (NQE)

Approche NQE est un niveau de précision ciblé pour l'estimation de la résistance du béton. Trois différents NQE sont définis, correspondant à des exigences plus ou moins sévères (NQE1, NQE2 et NQE3). Étant donné que NQE3 (resp. NQE2) est plus ambitieux que NQE2 (resp. NQE1) il nécessite donc une plus grande quantité de ressources: un plus grand nombre de carottes et des résultats de tests CND, des données de meilleure qualité, des modèles plus fiables, une analyse des données plus robustes, etc [14]. Les niveaux NQE et les tolérances ciblées sont résumés dans le [tableau 3.13](#).

Tableau 3. 13 : Relation entre le NQE et la tolérance ciblée pour l'évaluation de la résistance

Propriété estimé		NQE1	NQE2	NQE3
La moyenne de la résistance locale		±15%	±15%	±10±
Ecart type de la résistance locale	Relative	Non	50%	±30%
	Absolu	adressé	4MPa	2MPa
Erreur de la résistance locale	Relative	Non	20%	±15%
	Absolu	adressé	6MPa	4.5MPa

Récemment, Breyse [22] a résumé ces approches dans la récente publication de la RILEM, et il a recommandé des démarches pour processus d'évaluation à suivre afin d'aboutir à une estimation fiable, ces démarches sont illustrées dans la [figure 3.15](#).

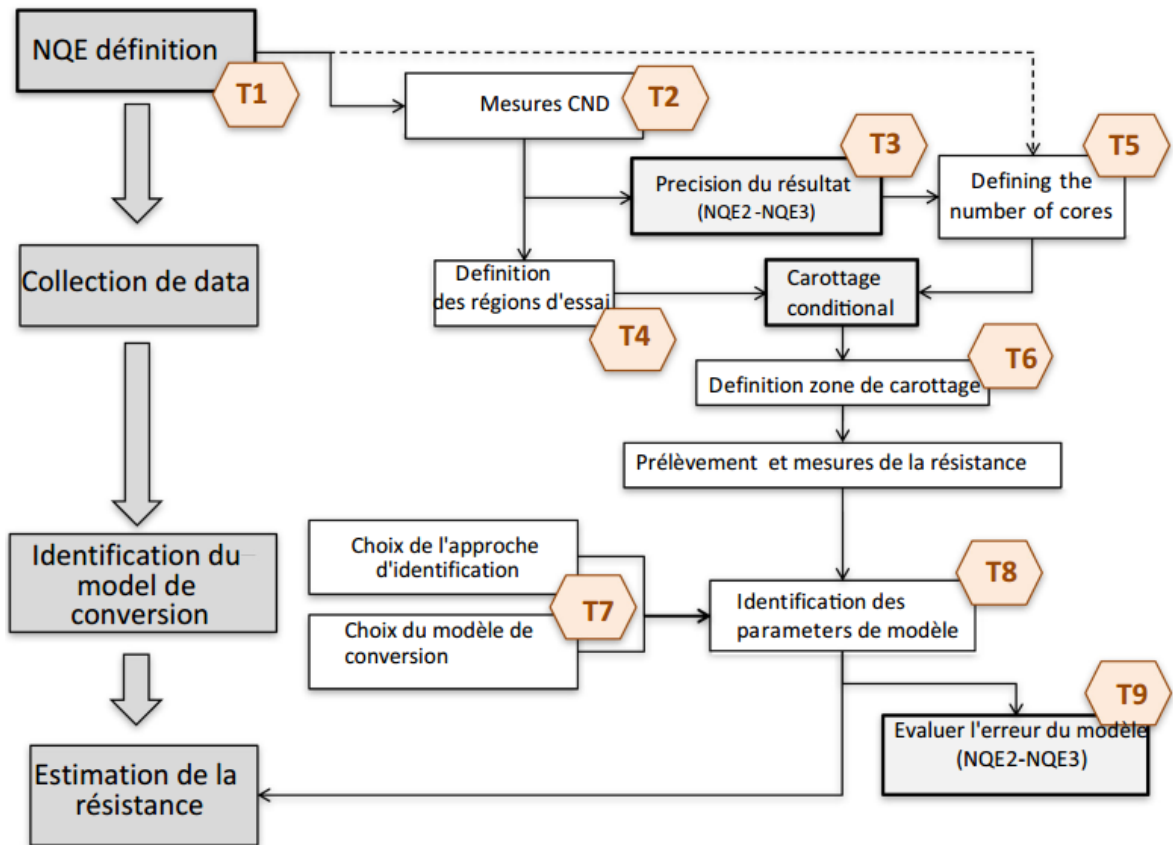


Figure 3. 15 : Démarches recommandées pour le processus de l'évaluation.

3.9. Conclusion

L'objectif de ce chapitre est d'établir un état de l'art sur les différentes techniques et méthodologies utilisées pour l'évaluation de la résistance du béton dans les structures existantes à partir des mesures CND (RH et UPV) et l'essai de carottage. Cette synthèse a montré que le véritable défi consiste à réduire le nombre de carottes tout en garantissant une estimation suffisamment fiable de la résistance du béton dans les structures. Des méthodologies ont été proposées pour réduire les erreurs de l'estimation de la résistance par la combinaison des essais CND, utilisation de r^2 et RMSE et le carottage conditionnel.

Des cas d'étude basés sur des simulations synthétiques, essais en laboratoire et cas des structures réelles ont été étudiés. Cependant, aucune étude n'a été réalisée sur des structures anciennes et endommagées. Le chapitre 4 traite un cas d'étude réel endommagé ainsi que les essais effectués sur site.

CHAPITRE IV : CAS D'ÉTUDE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1. Introduction

Ce chapitre présente le cas d'étude sujet de cette thèse, les dégradations observées et aussi l'ensemble de la campagne expérimentale des essais réalisés. L'étude expérimentale comporte deux parties : la première partie a été effectuée sur site ; il s'agit d'une inspection visuelle, mesure de carbonatation, application des essais de CND et prélèvement de carottes. La deuxième partie a été accomplie au laboratoire ; il s'agit de préparation des carottes, mesure de la porosité accessible à l'eau et la teneur en chlorure et finalement l'écrasement de ces carottes.

4.2. Présentation du cas d'étude

Le cas d'étude faisant l'objet de la présente étude est un ensemble de constructions en béton armé à usage industriel construit dans les années 1970, situé au nord-est de l'Algérie dans un environnement méditerranéen caractérisé par des précipitations abondantes. Il est constitué de 17 blocs de niveaux différents (2 à 5 niveaux), chacun composé d'un système de poteaux-poutres contreventé par des voiles. Ainsi que de 9 silos de 27 à 39 m de hauteur et de 17 à 26 m de diamètre. Les structures ont été construites avec du béton armé sans enduit ou peinture. Au fil des années, ces structures ont subi des dégradations importantes et la plus grande anomalie observée est la corrosion de l'acier. Ces structures ont été conçues avec une résistance à la compression du béton de 25 MPa et un enrobage spécifié de 25 mm. Une vue générale du cas d'étude est donnée par la [figure 4.1](#).

4.3. Anomalies observées

L'inspection visuelle est l'une des premières étapes pour évaluer la qualité du béton dans les structures. Il s'agit de la méthode de CND la plus ancienne et la moins coûteuse pour identifier tous les types de dommages visibles à la structure, tels que la fissuration ou l'éclatement du béton, et pour observer la qualité de la construction. Les détériorations communément identifiées dans cette étude de cas sont l'écaillage et le délaminage du béton, des fissures parallèles à la direction des barres d'acier et des barres d'acier exposées ([figure 4.2](#)).



Figure 4. 1 : Vu générale du cas d'étude.



(a) éclatement du béton

(b) perte d'enrobage

(c) enrobage insuffisant

Figure 4. 2 : Différentes anomalies observées dans les structures.

Un plan de masse pour le repérage des ouvrages concernés par la présente étude sont illustré dans la [figure 4.3](#), aussi l'identification de ces ouvrages, nombre d'étage et système de construction sont résumés dans le [tableau 4.1](#).

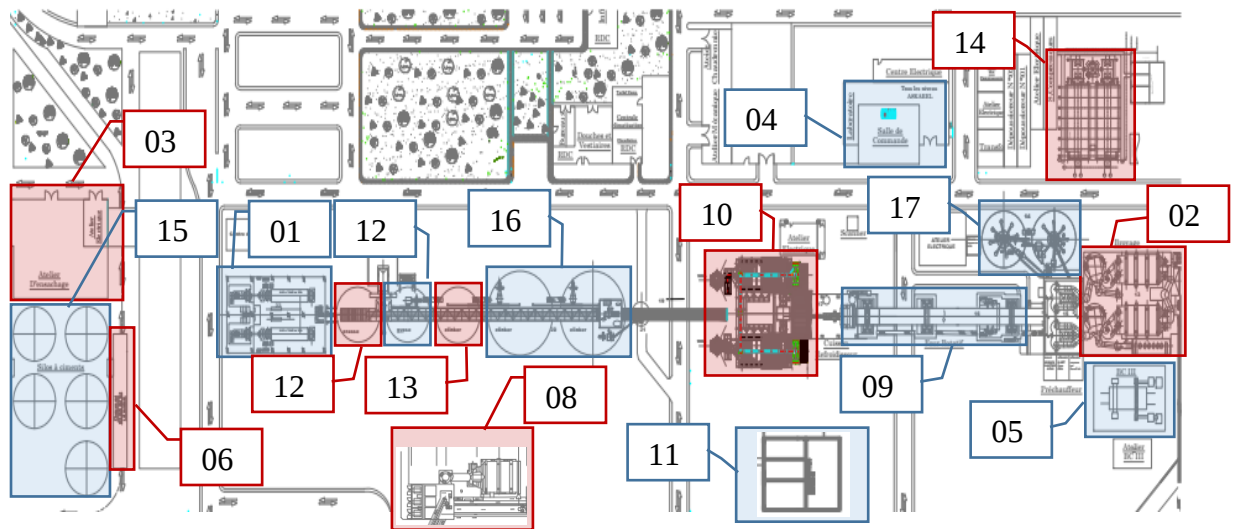


Figure 4. 3 : Plan de masse et repérage des ouvrages sous investigation.

Tableau 4. 1 : Récupératifs des ouvrages nombre de niveau et système de construction

Identification de l'ouvrage	Nombre de niveau	Système de construction
1	3	Poteaux -poutres et voiles
2	4	Poteaux -poutres et voiles
3	5	Poteaux -poutres et voiles
4	2	Poteaux -poutres et voiles
5	1	Massif
6	2	Poteaux -poutres
7	2	Poteaux -poutres et voiles
8	1	Massif
9	1	Voile et dalle
10	2	Poteaux -poutres et voiles
11	2	Poteaux -poutres et voiles
12	2	Silo et voiles
13	2	Silo et voiles
14	3	Poteaux -poutres et voiles
15	2	Silo et voiles
16	1	Silo
17	1	Silo

4.3.1. Essais au scléromètre et à l'ultrason

Pour examiner la qualité du béton sur le site et mieux comprendre les causes les plus probables de la détérioration du béton, une campagne de tests de CND a été réalisée sur différentes structures supposées appartenir à la même population (silos et bâtiments) conformément aux normes européennes EN 13791 (2007) [23] et au standard américain ACI 228.1R-03 (2003) [10] (figure 4.4). Des tests au RH (type N34) ont été effectués sur plus de 199 éléments sur 4 zones de test, avec au moins 9 lectures sur chaque zone de test. L'UPV a été mesurée dans 86 éléments par la méthode directe après préparation de la surface. Dans chaque élément, les mesures UPV ont été effectuées en trois endroits de test.

4.3.2. Prélèvement et essais sur carottes

Trente-six (36) carottes de 65 mm de diamètre ont été extraites des mêmes endroits où les mesures de CND ont été effectuées, puis écrasées en compression selon la procédure ACI 214.4R-10 (2010) [51]. Certains résultats d'écrasement ont été ignorés, car ils présentaient un mode d'écrasement incorrect. Seuls 26 résultats ont été conservés pour identifier la corrélation avec les résultats du test de carottage.

Les zones de carottage ont été choisies de manière à contenir le même type de béton, du même âge et curé de la même manière que la région suspecte. Le nombre de carottes prélevées a été choisi tout en respectant, d'une part, du coût et du danger que présente l'extraction de carottes sur les parties critiques de la structure et, d'autre part, de la précision souhaitée de l'estimation d'une résistance comme stipulé dans les normes.

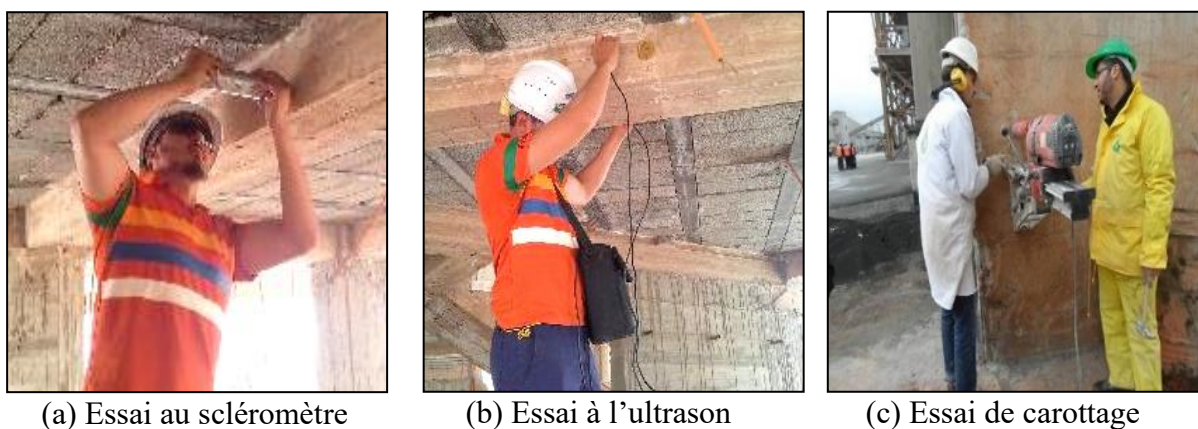


Figure 4. 4 : Quelques essais effectués pour l'évaluation de la résistance.

4.3.3. Préparation des carottes au laboratoire et mesure de la résistance

Après prélèvement des carottes, ces dernières ont été transportées correctement au laboratoire de façon à éviter toutes vibrations qu'ils puissent endommager ou causer la fissuration de ces carottes. Ensuite, les différentes phases de préparation des carottes : découpage, mesure des dimensions, surfaçage et écrasement ont été effectués. Après le découpage des carottes tout en respectant les critères stipulés dans les normes et nettoyages de toute partie friable et poussières, les mesures de dimensions et marquage ont été effectuées pour toutes les carottes.



Figure 4. 5 : Découpage et mesure des dimensions des carottes.

Les parties des carottes restantes après le découpage des carottes et qui ne répondent pas aux exigences d'écrasement ont été utilisées pour le test d'absorption de l'eau afin de mesurer la porosité accessible à l'eau du béton. Les carottes respectant les critères d'écrasement ont été préparées par le surfaçage au soufre selon la norme NF EN 12390-3 (2009) [43]. Les extrémités des carottes ont été séchées et nettoyées. Le surfaçage a été réalisé de manière que son épaisseur soit aussi mince que possible et il convient que leur épaisseur ne dépasse pas 5 mm. Le soufre a été chauffé et mélangé avec agitation continue afin de garantir son homogénéité et d'éviter la formation de dépôts au fond du récipient (figure 4.6). La préparation des extrémités des carottes est effectuée conformément à la norme EN 12390-3 (2009) [43] et les tolérances de planéité et de perpendicularité des extrémités des éprouvettes sont également préparées comme décrit dans le document NA 5071 (2005) [119] et représentée à la figure 4.7. À la fin, ces carottes ont été écrasées

conformément à la norme NF EN 12504-1 (2000) [82] comme représenté dans la [figure 4.8](#) et la résistance déterminée a été marquée ($f_{carotte}$).

Afin de corriger l'influence du rapport l / d (longueur sur diamètre) des carottes, l'effet de présence d'acier, le diamètre et d'autres facteurs sur la résistance à la compression et de convertir le résultat de la résistance des carottes en résistance du cylindre, les résultats d'écrasement ont été multipliés par des coefficients de correction présentés dans le chapitre 3 et les résistances équivalentes ont été marquées (f_{cs}).

Les carottes ont été testées après plus de 48 heures après le carottage et moins de 7 jours après le carottage, et cela pour permettre aux gradients d'humidité dans les carottes de se dissiper et réduire le gradient de stress dans la carotte.



Figure 4. 6 : Surfaçage et préparation des carottes.



Figure 4. 7 : Vérification de l'alignement et la verticalité.



Figure 4. 8 : Essai d'écrasement sur les carottes.

4.4. Mesure de la porosité accessible à l'eau

Les échantillons prélevés des carottes ont été étuvés à une température de 100 °C pendant plus de 24 heures. Après l'enlèvement des échantillons de l'étuve, ils sont posés à l'air libre sèche à une température comprise entre 20 à 25 °C. Ensuite ces échantillons ont été pesés directement et jusqu'à la masse de l'échantillon sec soit constante et elle a été marqués (g1).

Pour calculer la masse de ces échantillons saturés, une immersion dans l'eau à 21 °C pendant plus de 48 heures comme illustré dans la [figure 4.9](#). Après l'enlèvement de ces échantillons du bac d'eau, l'humidité de surface a été enlevée par un chiffon et pesée jusqu'à une masse constante et la masse finale a été marquée (g2).

L'absorption d'eau par immersion ε a été déterminée selon [équation 4.1](#) décrite dans la norme ASTM C 642-08 (2008) [\[120\]](#).

$$\varepsilon (\%) = \frac{g_2 - g_1}{g_2} \times 100 \% \quad \text{Équation 4. 1}$$

Où :

g1 : masse de l'échantillon sec ;

g2 : masse de l'échantillon après immersion dans l'eau.



Figure 4. 9 : Mesures de l'absorption d'eau du béton (masse de l'échantillon avant et après immersion dans l'eau).

4.5. Profondeur de la carbonatation

La profondeur de carbonatation a été déterminée en pulvérisant un indicateur à la phénolphthaléine (solution de phénolphthaléine à 1% dans de l'alcool éthylique à 70% comme prescrit par le RILEM (1988) [121]) sur des carottes fraîchement prélevées et également sur les surfaces fraîchement sondées, comme le montre la [figure 4.10](#). La zone non carbonatée prend une couleur pourpre, la couleur n'étant pas modifiée dans la zone carbonatée. La profondeur de carbonatation est la moyenne d'au moins trois mesures sur des carottes différentes.

La profondeur a été mesurée par une règle graduée (ou pied à coulisse) en au moins trois endroits et la profondeur donnée est la moyenne ([figure 4.10](#)).

4.6. Ions de chlorure

Afin de s'assurer que les ions de chlore ne sont pas à l'origine de la corrosion observée, des échantillons ont été prélevés par une mouleuse électrique et le taux des ions de chlore mesuré au laboratoire.



(a) Surfaces fraîchement sondées



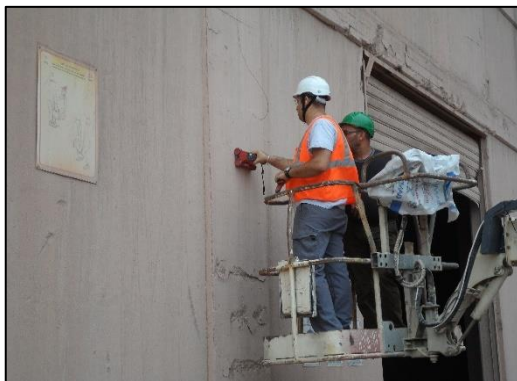
(b) Carottes fraîchement prélevées

Figure 4. 10 : Mesure de la profondeur de la carbonatation.

4.7. Mesure de l'enrobage

La mesure de l'épaisseur d'enrobage de béton est utile pour évaluer le moment où les barres d'acier commencent à se corroder à la suite de la carbonatation, afin de déterminer le moment où des mesures de protection doivent être prises. Ainsi, les tests Ferro-scan et Pachomètre ont été utilisés pour localiser et vérifier le recouvrement des barres de renforcement (figure 4.11).

La combinaison des résultats des mesures de carbonatation et d'enrobage permet la détermination du risque de développement de la corrosion. Le risque de corrosion existe si la profondeur de carbonatation est équivalente ou dépasse l'enrobage des aciers, car ceux-ci ne sont plus protégés par la fonction alcaline du béton.



(a) Mesure de l'enrobage



(b) Ferroscan

Figure 4. 11 : Mesure de l'enrobage des aciers.

4.7.1. Mesure de potentiel de corrosion

La méthode utilisée pour évaluer la corrosion des barres d'armature est le système de potentiel de demi-pile. Le potentiel de la barre d'armature en acier ancrée dans le béton est mesuré par rapport à une référence de demi-pile placée sur la surface du béton [76] (figure 4.12). Cette méthode consiste à mesurer / tracer une cartographie en termes de probabilité de corrosion selon les critères d'évaluation de la probabilité d'activité de la corrosion dans le béton armé donné dans le tableau 2.6. Cette méthode permet la détection de la corrosion avant qu'elle soit visible en surface. Le potentiel de corrosion est particulièrement applicable pour évaluer les besoins d'entretien et de réparation.



Figure 4. 12 : Mesure du potentiel de corrosion.

Le principe de la méthode consiste à la mise à nu d'une armature et la connecter à la borne positive d'un millivolt-mètre, l'autre borne (négative) étant reliée à une électrode de référence Cuivre / Sulfate de cuivre placée directement sur le parement [79]. Ce type d'électrode est économique, mais elle n'est pas très stable (la solution doit être remplacée en moins d'une heure). La surface du béton étudié est généralement divisée en un système de quadrillage après humidification de la surface du béton avec de l'eau, comme illustré dans la figure 4.12. La demi-pile est en contact électrique avec le béton au moyen d'un bouchon poreux et une éponge qui est imprégnée d'une solution de mouillage. Si la barre est corrodée, l'excès des électrons dans la barre aurait tendance à couler de la barre à la demi-pile. La valeur du potentiel mesurée est utilisée pour estimer la probabilité de corrosion, mais ne peut pas indiquer le taux de corrosion [7].

Parmi les inconvénients de cette méthode est que le contact avec la barre de renforcement est nécessaire et un petit trou doit être percé dans le béton. Ainsi cette méthode peut être modifiée par la teneur en eau, la teneur en sel et de l'épaisseur d'enrobage.

La manifestation de la corrosion par des fissures ou des épaufrures visibles : ce que permet aux eaux de pluie et des agents agressifs de pénétrer à travers les fissures et les parties éclatées, montre que la corrosion est à un stade avancé. À partir de ce point, la dégradation devient plus rapide. Causant par conséquent une perte de capacité portante de l'ouvrage en raison de la perte de sections des aciers et risque d'effondrement la perte d'adhérence acier-béton. En plus, les mesures de profondeur de carbonatation ont montré un risque élevé de corrosion dans la majorité des zones exposées des ouvrages. Par conséquent, la méthode de potentiel de corrosion est indispensable dans ce type de situations.

La [figure 4.13](#) présente la cartographie du potentiel de corrosion. L'état probable de l'activité de corrosion des armatures montre que la face nord comporte une activité de corrosion avancée comparativement à la face ouest qui semble non affectée. Les résultats du potentiel de corrosion ont servi dans le choix des zones de réparation et aussi pour le choix de matériaux de réparation.

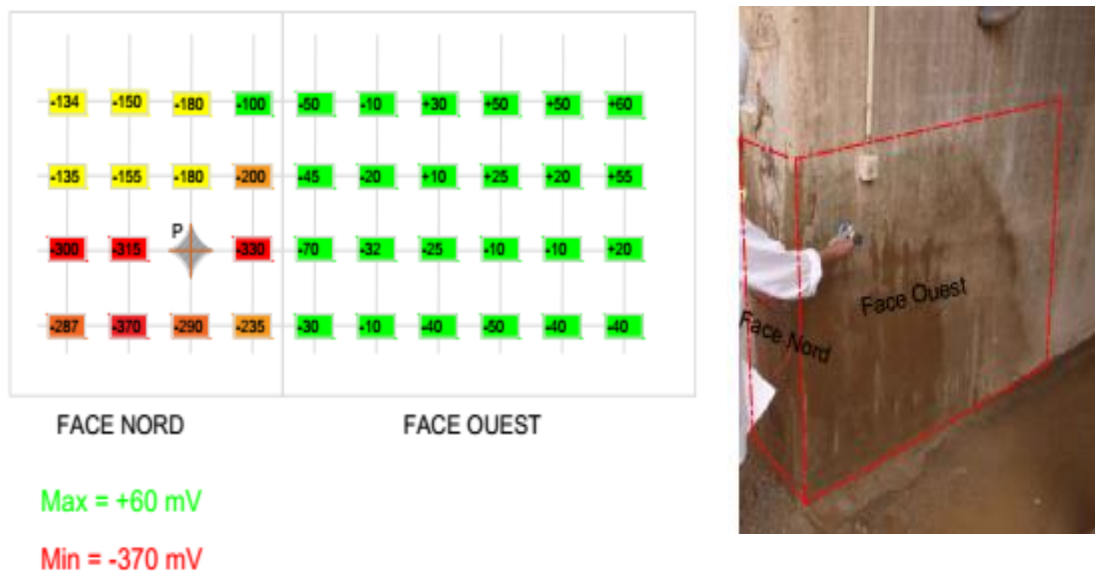


Figure 4. 13 : Exemple des résultats de mesure du potentiel de corrosion.

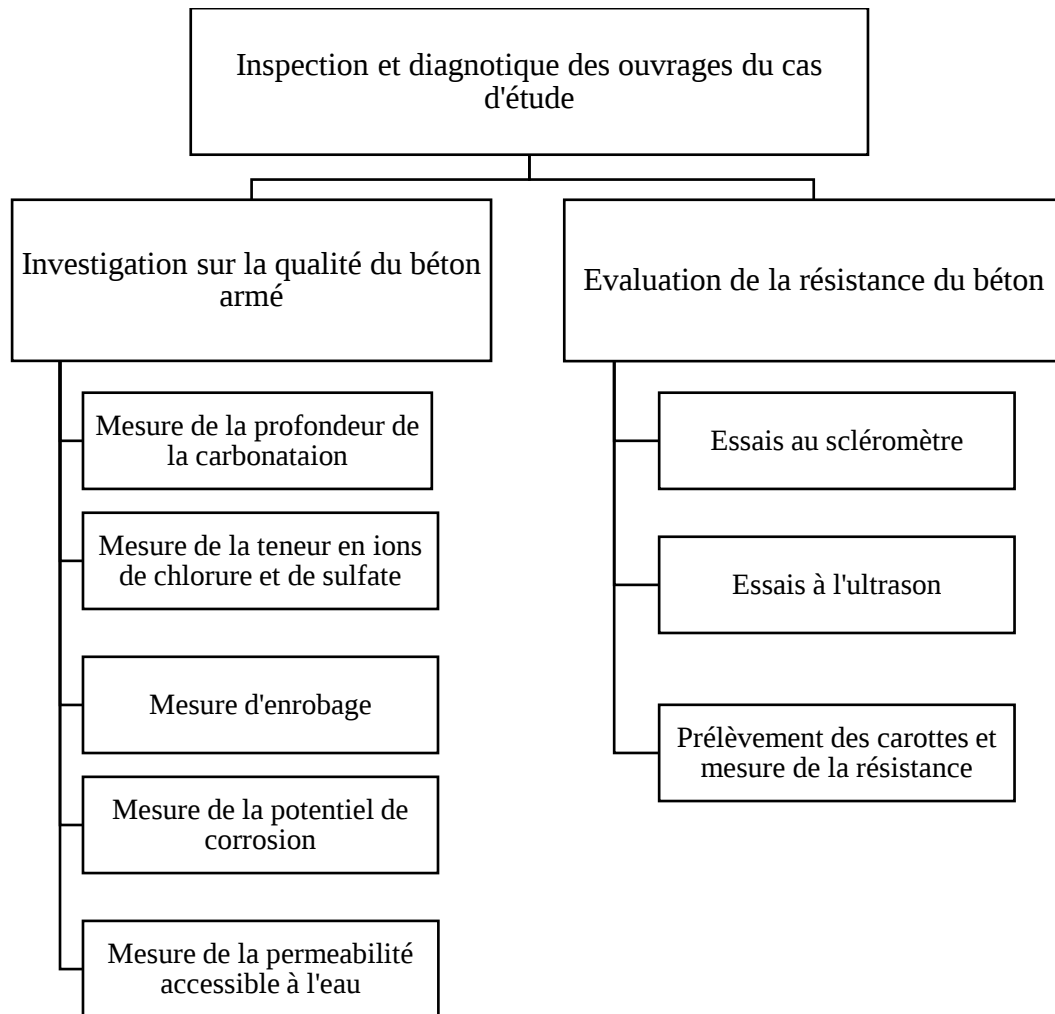


Figure 4. 14 : Organigramme résumant les essais effectués.

L'organigramme de la [figure 4.14](#) résume les essais non destructifs et destructifs réalisés sur site ainsi que les essais réalisés dans le laboratoire afin d'inspecter et de diagnostiquer les structures du cas d'étude.

4.8. Conclusion

Ce chapitre détaille le programme expérimental effectué dans le cadre de cette thèse sur un cas d'étude dégradé construit dans les années 70, l'objectif est l'investigation sur la qualité du béton sur site, prélèvement des échantillons et des carottes et analyse au laboratoire.

CHAPITRE V : ANALYSE DE LA FIABILITÉ DES ESSAIS CND POUR L'ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE DU BÉTON DANS LE CAS D'ETUDE

5.1. Introduction

Dans les chapitres précédents, les techniques et les méthodologies d'évaluation de la résistance du béton ont été décrites, ainsi que des exemples pour illustrer certaines procédures et comparer les performances, les avantages, les inconvénients et les limitations de différentes approches. Ce chapitre est consacré à l'analyse de la fiabilité d'application des essais de CND et les méthodologies d'évaluation fréquemment utilisées dans la littérature sur le cas d'étude présenté dans le chapitre précédent.

Il comprend deux parties principales. La première partie porte sur l'investigation de la dégradation du béton armé et faire apparaître les causes et l'effet néfaste de ces désordres. La deuxième partie porte sur l'analyse et la comparaison plusieurs des techniques utilisées par les ingénieurs et les chercheurs dans l'évaluation de la résistance du béton et montrer incertitude de ces méthodes.

5.2. Investigation de la dégradation

Les défiances et les anomalies montrées dans la [Figure 4. 2](#) suscitent des doutes et soulèvent des questions sur la capacité structurelle des ouvrages. Un éventuel problème non détecté peut endommager l'intégrité des structures et entraîner une défaillance. A cet effet, l'évaluation détaillée de l'état et de la capacité structurelle des ouvrages est cruciale pour prendre une mesure corrective appropriée et assurer la sécurité des bâtiments.

Deux sérieux problèmes affectent la durée de vie des structures en béton armé :

- Détérioration du béton lui-même, où la résistance à la compression est le paramètre essentiel pour évaluer la qualité du béton.
- La corrosion de l'acier du béton armé est due à deux facteurs : le processus de carbonatation et la présence d'ions chlorures. La carbonatation est un phénomène naturel de vieillissement qui affecte tout le béton. La corrosion due à la présence

d'ions chlorures est souvent introduite sur le béton par des additifs, des agrégats, dans l'eau du mélange du béton ou par l'extérieur (sites maritimes, sels de déverglaçage, eaux souterraines) [35].

5.2.1. Présence des ions de chlorure et de sulfate

Afin d'identifier la qualité du béton armé sur l'ensemble du site et investiguer les causes probables de la corrosion de l'acier, la teneur en chlorure a été mesurée sur un nombre limité d'échantillons. Le [tableau 5.1](#) résume les résultats des essais au laboratoire des teneurs en chlorures et sulfates.

Tableau 5. 1 : Résultats de la teneur en chlorures et en sulfates

Échantillon.	Profondeur (mm)	Teneur en ions chlorures libres (% poids béton)	Teneur en ions chlorures totaux (% poids béton)	Teneur en ions sulfates totaux (% poids béton)
P1	5 - 20	-	0,060	0,633
	20 - 40	< 0,005	0,091	0,525
P2	5 - 15	-	0,057	0,699
	30 - 40	< 0,005	0,052	0,621
P3	5 - 20	-	0,075	0,804
	20 - 40	< 0,005	0,044	0,598
P4	5 - 15	-	0,034	1,184
	40 - 50	< 0,005	0,034	0,915
P5	5 - 15	-	0,045	0,772
	20 - 30	< 0,005	0,048	0,730

Comme les bâtiments sont loin de la mer et de toute contamination par le sel de déverglaçage, aucune attaque de chlorure n'a été constatée. L'analyse chimique a montré que les teneurs en ions chlorure libres mesurées sur tous les échantillons sont faibles et inférieures au seuil critique de passivation de la couche d'enrobage ([tableau 5.1](#)) (<0,100% en poids par rapport à un béton "standard", mélangé à 350 kg de ciment par m^3) [36].

5.2.2. Enrobage et profondeur de carbonatation

Une comparaison entre la profondeur de carbonatation et l'enrobage des armatures a été effectuée dans les 17 différents blocs. Pour chaque bloc, la moyenne des mesures a été prise. La [figure 5.1](#) montre que la profondeur de carbonatation est supérieure à la profondeur d'enrobage des aciers dans la plupart des structures. Cependant, dans les autres blocs et lors du contrôle des barres d'armature, la corrosion de l'acier d'armature a été observée même lorsque la profondeur de carbonatation ne dépassait pas l'enrobage du béton. La question posée est la suivante : pourquoi la corrosion de l'acier est-elle apparue alors que la couche de carbonatation n'atteignait pas les barres d'acier ?

En fait, il a été confirmé que les barres de renforcement pourraient se corroder sans le front incolore obtenu en utilisant un indicateur à la phénolphthaléine permettant le passage de l'enrobage des barres [\[122\]](#). Comme indiqué dans [\[123\]](#), la profondeur de carbonatation réelle peut être environ deux fois supérieure à la région non colorée obtenue à l'aide de l'indicateur à la phénolphthaléine.

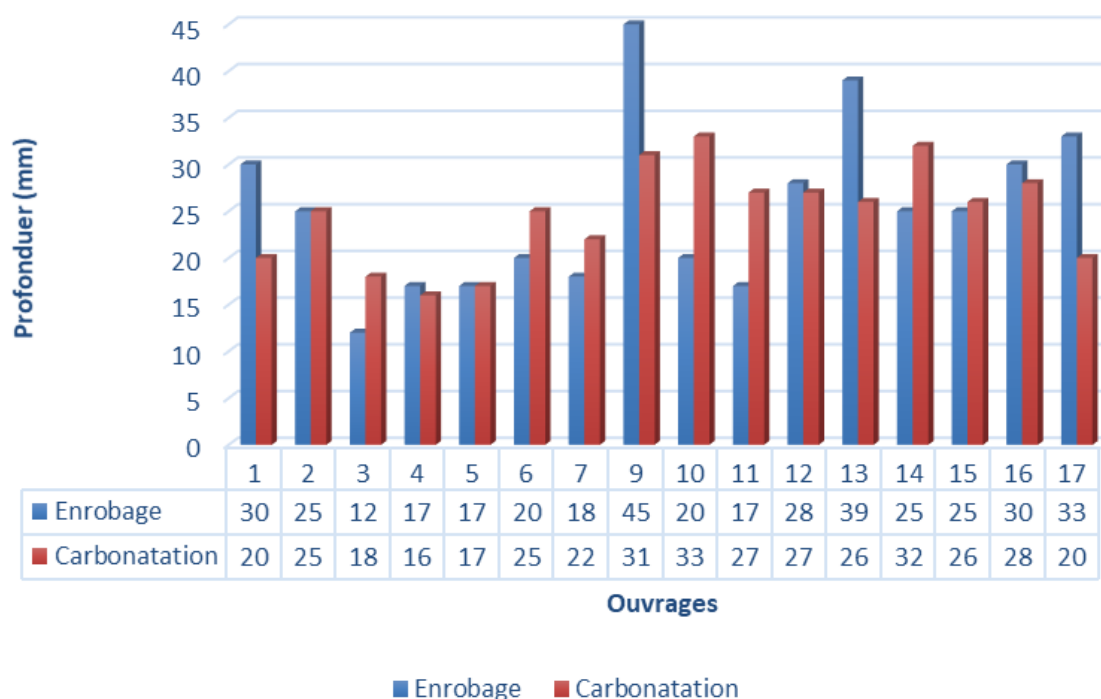


Figure 5. 1 : Comparaison entre les profondeurs de la carbonatation et les enrobages du béton.

L'environnement agressif et la mauvaise qualité du béton contribuent à accélérer la carbonatation. Une porosité élevée est également un indicateur de la mauvaise qualité du béton. La corrélation entre la porosité accessible à l'eau et la profondeur de carbonatation a été réalisée à partir des carottes prélevées. Comme illustré sur la [figure 5.2](#), la relation entre la porosité et la profondeur de carbonatation montre un coefficient de détermination acceptable ($r^2 = 0,62$). Cela indique que la porosité est un facteur déterminant de la dégradation du béton par carbonatation. La porosité facilite la pénétration d'agents agressifs dans le béton, ce qui favorise la corrosion des barres de renforcement.

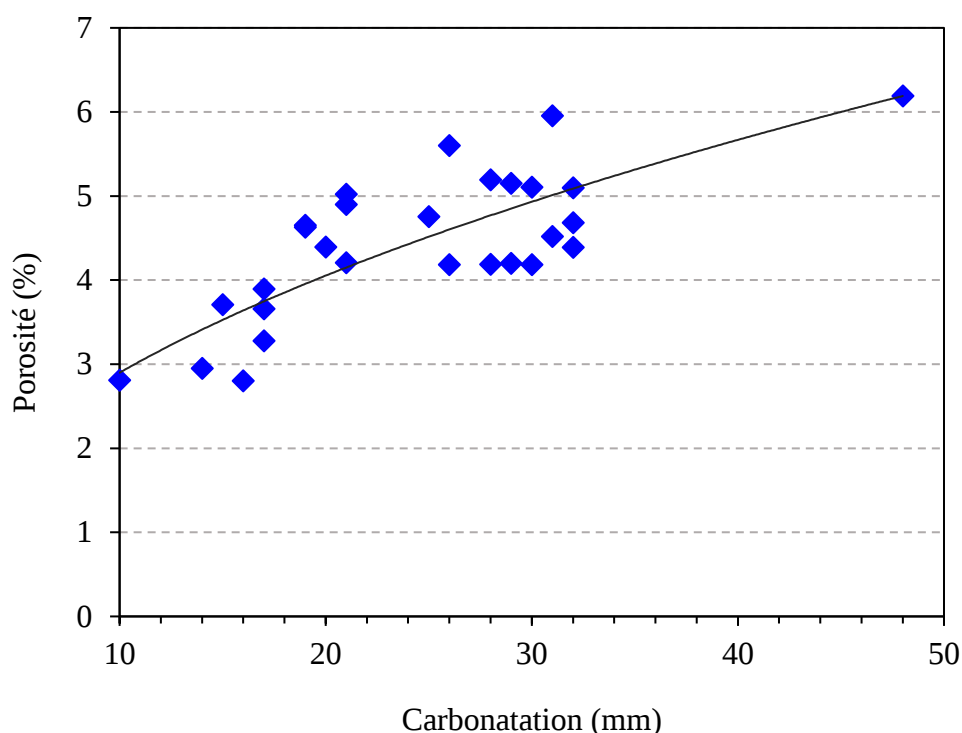


Figure 5. 2 : Corrélation entre la profondeur de la carbonatation et mesure de porosité.

5.3. Évaluation de la résistance à la compression du béton sur site

Le [tableau 5.2](#) résume les résultats obtenus à partir des mesures de CND et des carottes prélevées aux mêmes endroits ainsi que ceux où les mesures de CND ont été effectuées seules.

Tableau 5. 2 : Résistance de carottes et mesures de CND aux zones correspondantes

Carotte	f_{cs} (MPa)	RH Correspondant	UPV correspondant (m/s)
C1	23.04	36	3 360
C2	26.21	36	3 290
C3	22.97	37	3 410
C6	16.96	42	1 630
C7	25.58	36	3.640
C8	23.70	35	2 630
C9	17.42	32	1 630
C10	28.20	36	3 690
C11	34.17	43	3.420
C12	22.98	35	3.160
C13	44.60	44	3.710
C16	28.17	34	3 690
C17	23.17	32	3 380
C18	17.64	34	2 640
C19	21.41	43	3 260
C21	21.72	42	3 240
C22	39.23	37	3 420
C23	26.98	32	3 830
C24	30.49	41	3 650
C25	30.48	38	3 820
C26	32.75	41	3 610
C27	20.37	36	3 160
C28	29.56	34	3 660
C32	39.91	43	3 610
C34	15.97	32	1 980
C35	17.56	37	1 940

5.3.1. Distributions des résultats

La distribution des résultats et l'erreur des essais sclérométrique et ultrasonique est tracée dans les figures 5.3 et 5.4 respectivement, et la distribution des résistances dans les ouvrages est tracée dans la figure 5.5.

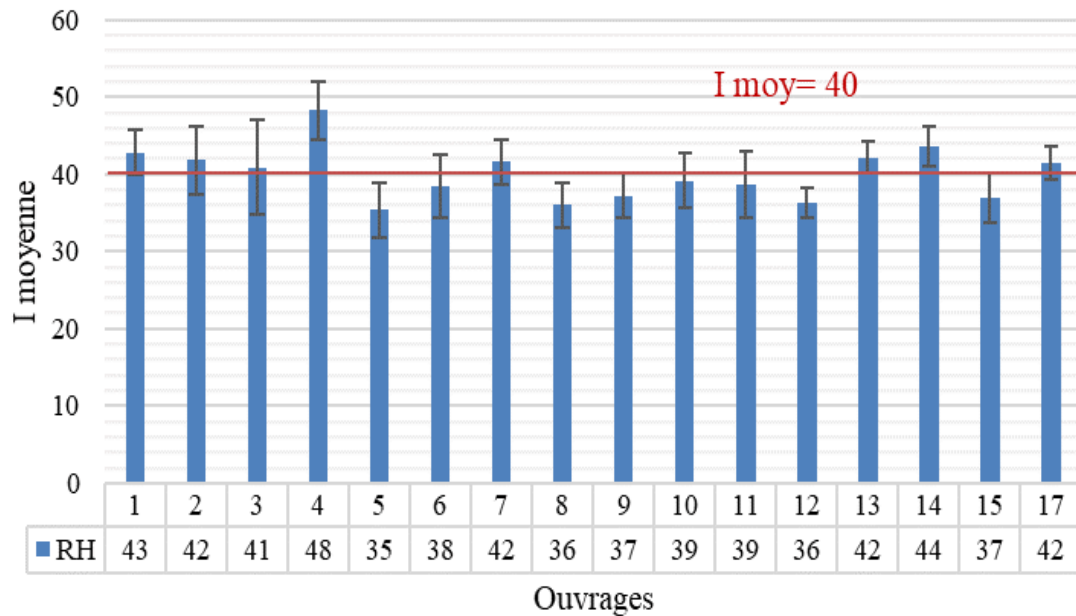


Figure 5. 3 : Distribution de la moyenne des indices de rebondissement dans les ouvrages.

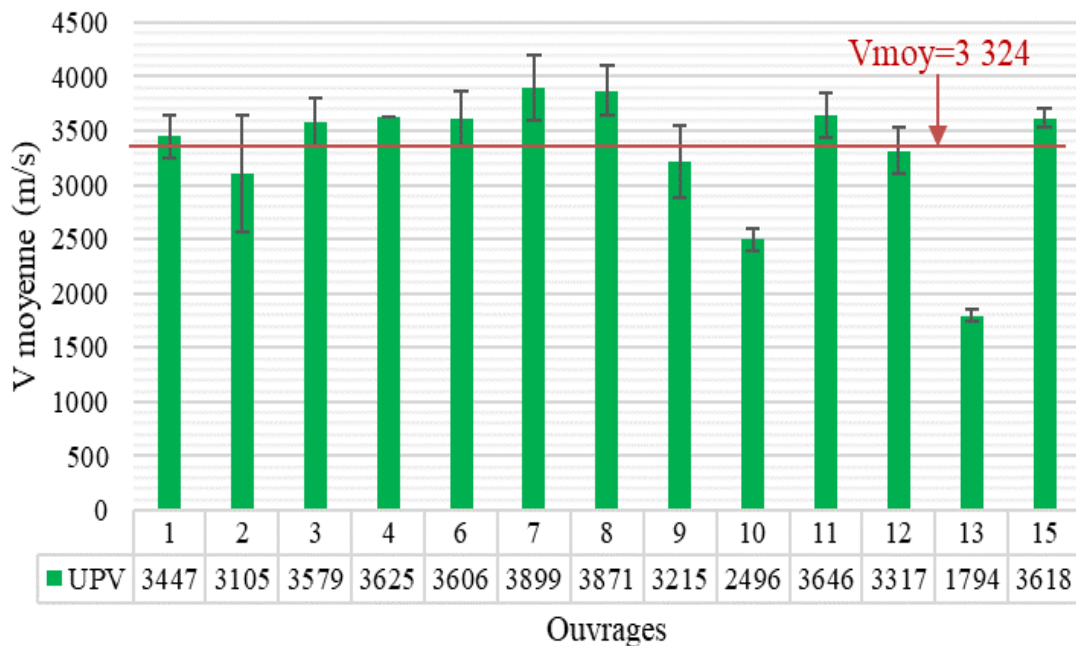


Figure 5. 4 : Distribution de la moyenne des vitesses ultrasonique dans les ouvrages.

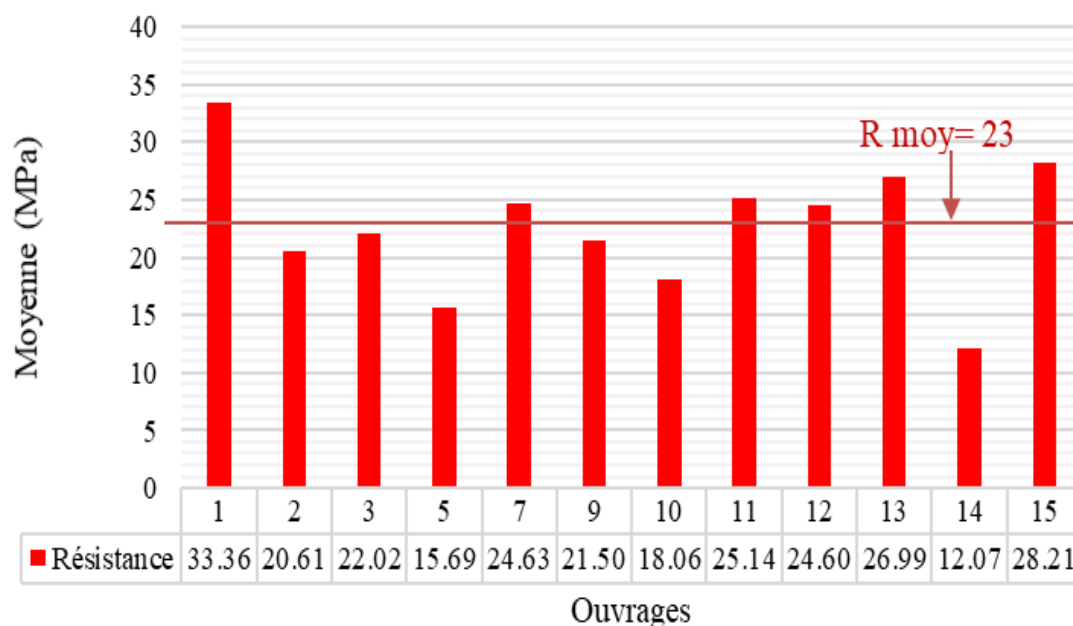


Figure 5. 5 : Distribution de la moyenne des résistances à la compression dans les ouvrages.

Pour montrer l'étendue de dispersion des résultats obtenus par scléromètre dans les différents ouvrages. Le nombre d'éléments testés est de 230 donnant un indice moyen de 40, un écart type 5. Ce coefficient est relativement élevé en raison principalement de la variabilité des profondeurs de la carbonatation, et l'état des surfaces du béton. Pour l'ultrason, le nombre d'éléments testés est de 86 donnant une vitesse moyenne de 3324 m/s un écart type max qu'est égale à 529,24 m/s. Ce coefficient est relativement élevé aussi en raison principalement hétérogénéité du béton et l'état des surfaces du béton.

Les résultats d'écrasement des carottes donnent des résultats dispersés avec une moyenne de 23 MPa et une résistance maximale 33.36 MPa dans l'ouvrage 1 et minimale 12.07 MPa dans l'ouvrage 14. En outre, des résultats contradictoires entre les essais CND et écrasement des carottes, par exemple dans l'ouvrage 13 où il a indiqué des faibles vitesses ultrasoniques tandis qu'il a montré une résistance acceptable 27 MPa.

5.3.2. Effet d'utilisation des CND seuls sur la qualité d'évaluation

Les expériences montrent que certains laboratoires et de nombreux ingénieurs basent leurs interprétations sur la résistance obtenue à partir d'abaques ou de modèles déjà établis obtenus de la littérature sans étalonnage ni connaissance de l'ampleur d'erreurs de cette évaluation. Afin de vérifier la capacité des modèles de corrélation déjà établis à évaluer la

résistance à la compression du béton dans les structures existantes, plusieurs équations de corrélation disponibles dans la littérature avec différentes formes mathématiques et différentes propriétés du béton ont été analysées. Les données du [tableau 5.3](#) fournissent les différentes équations mathématiques proposées par différents chercheurs en littérature utilisant la méthode séparée ou la combinée.

Tableau 5. 3 : Différentes corrélations utilisées

Références	Équation de corrélation en utilisant les mesures CND		
	RH	UPV	SONREB
Kheder [19] *	$0.4030 \times I^{1.2083}$	$1.2 \text{ E-}5 \times V^{1.7447}$	$0.0158 \times I^{1.1171} \times V^{0.4254}$
Nash't et al. [102]	$0.788 \times I^{1.03}$	$1.19 \exp (0.715 \times V)$	$0.356 \times I^{0.866} \exp (0.302 \times V)$
Proverbio & Venturi [103] *	$1.87 \times I - 54.72$	$1.6 \times V^{0.62} - 224.27$	$0.17 \times I^{0.7} \times V^{0.46} - 76.30$
Soshiroda et al. [104]	$1.623 \times I - 20.547$	$0.043 \exp (1.498V)$	$1.416 \times I + 8.630 \times V - 51.381$
Hobbs & Kebir [18]	$2.168 \times I - 27.747$	$12.289 \times V^2 - 49.024 \times V + 24.271$	$1.307 \times I - 4.469 \times V^2 + 57.693 \times V - 173.033$
Mahmoudipour [105] *	$0.9291 \times I - 1.1219$	$0.0189 \times V - 42.04$	$0.5285 \times I + 0.0148 \times V - 43.32$
Machado et al. [106]	$0.026 \times I^{2.044}$	$0.036 \times V^{4.696}$	$\exp (0.048 \times I + 0.446 \times V)$
Shariati et al. [107]	$1.7206 \times I - 26.595$	$15.533 \times V - 34.358$	$1.31 \times I + 4.07 \times V^2 + 57.96 \times V - 173.04$
Hannachi et al. [95] *	$0.3218 \times I + 5.3290$	$0.0088 \times V - 20.2771$	$14.5356 \times I + 0.0993 \times V - 0.0037 \times I \times V - 371.4$
Al-ameeri et al. [108]	$1.5896 \times I - 10.66$	$0.4736 \exp (1.10351 \times V)$	$0.25 \times I^{0.45} \exp (0.85 \times V)$
Pucinotti [15] *	$0.00724 \times I^{2.012}$	$0.188 \exp (0.0011V)$	$9.61 \text{ E-}14 \times I^{3.55} \times V^{0.90}$
Khoudja et al. [13]	$0.0238 \times I^{1.8781}$	$1.2288 \exp (0.726V)$	$0.0543 \times I^{1.171} \times V^{1.286}$
Ju el al. [109]	$1.5803 \times I - 2.8576$	$6.1193 \times V + 34.404$	$1.6678 \times I - 9.5194 \times V + 38.7055$
(*) unité de UPV en m/s, pour les autres équations l'unité utilisée est km/s.			

L'analyse montre que la dépendance à des modèles de corrélation prédéfinis peut conduire à des résultats inexacts pouvant affecter la décision des ingénieurs, même lorsque ces corrélations sont établies à partir de matériaux locaux [\[13,95\]](#), l'erreur peut atteindre **30 MPa**, comme montré dans les [figures 5.6 et 5.7](#) pour les tests RH et UPV respectivement. Par conséquent, ce résultat indique clairement que chaque modèle de corrélation n'est valide que pour ses propres paramètres et ne peut pas être adopté directement pour estimer la résistance du béton sans calibrations. Une conclusion similaire a été trouvée par Pucinotti [\[15\]](#).

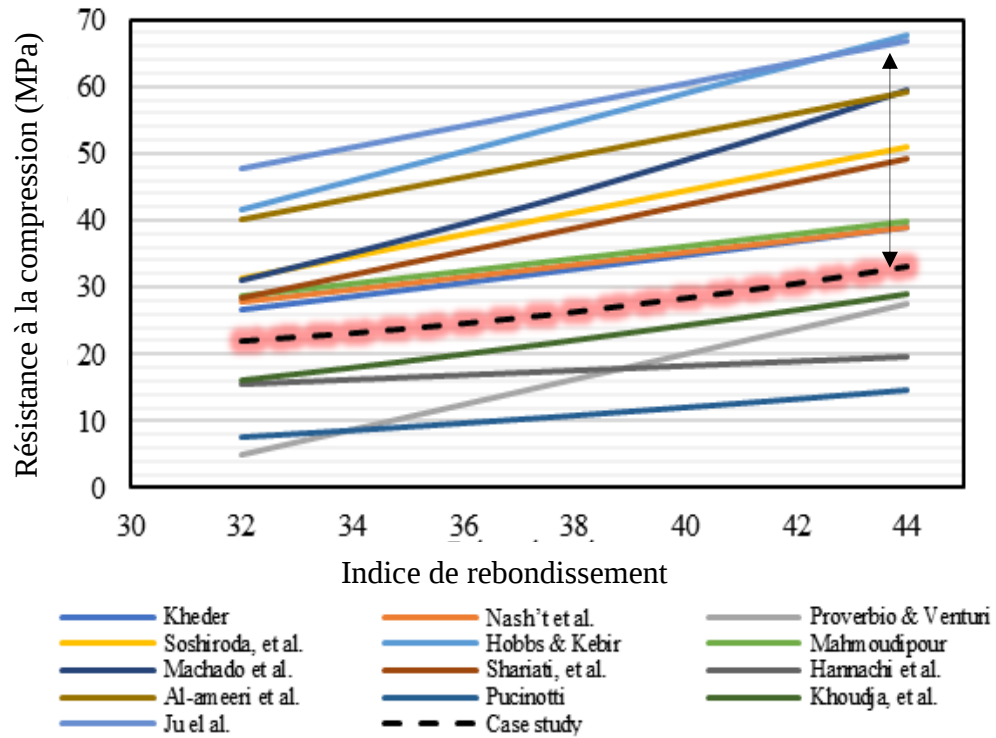


Figure 5. 6 : Corrélations entre RH et la résistance à la compression.

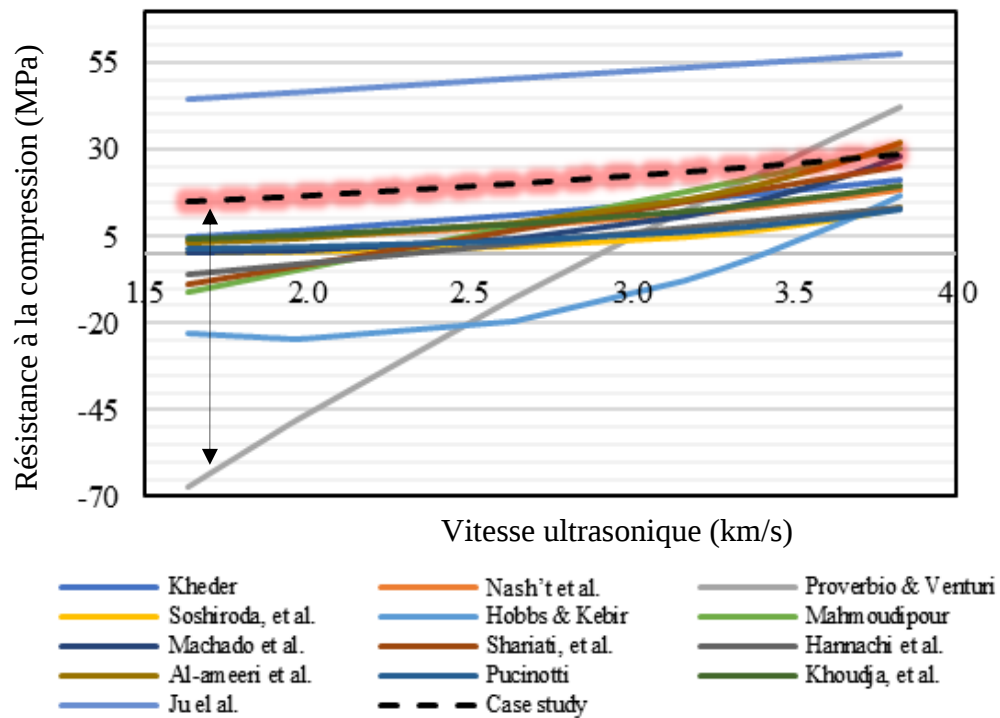


Figure 5. 7 : Corrélacion entre UPV et la résistance à la compression.

Ces modèles de corrélation montrent un degré de précision différent. Certains d'entre eux se sont avérés plus précis pour ce cas d'étude adoptée par rapport au reste, en particulier pour les corrélations utilisant UPV. Cependant, même dans ces modèles, des adaptations et des calibrations appropriées sont nécessaires pour couvrir la plage des données et atteindre à une évaluation acceptable.

On peut également noter que, pour les corrélations utilisant RH, les courbes sont légèrement espacées et la courbe du présent cas d'étude est située au centre. Au contraire, pour les corrélations utilisant UPV, les courbes sont légèrement groupées en dessous de la courbe de du cas d'étude. De plus, les corrélations RH sont plus sensibles à la dégradation du béton que les corrélations UPV, ce qui peut être dû à l'inexactitude de la méthode RH pouvant être facilement affectée par la carbonatation du béton.

Les mesures CND effectuées sur du vieux béton peuvent être tellement déformées si le béton est carbonaté sur tout pour l'essai de scléromètre. En effet, un béton carbonaté en surface augmente la compacité superficielle et donc la résistance à la compression déterminée par l'essai sclérométrique [15,124,125].

5.3.3. Effet du choix de la courbe de corrélation sur la qualité d'évaluation

La méthode de décalage est présentée dans la norme européenne EN 13791 [23] et a été réalisée dans plusieurs études [15,24,57,93]. En outre, la méthode de multiplication est présentée par Breyse [8] et décrite en détail par Alwash et al. [24]. Dans cette section, les courbes présentées dans le [tableau 5.3](#) sont calibrées à l'aide de méthodes de décalage et de multiplication et comparées afin d'illustrer l'effet de la sélection d'un modèle de corrélation sur la qualité de la prédiction. De plus, deux indicateurs statistiques sont utilisés r^2 et RMSE pour mesurer la capacité et la qualité de l'évaluation des modèles afin d'évaluer la résistance à la compression du béton. Les [figures 5.8 et 5.9](#) présentent une comparaison entre différentes courbes calibrées par des facteurs de décalage et de multiplication respectivement en utilisant un indicateur RMSE ; De plus, les [figures 5.10 et 5.11](#) présentent une comparaison entre différentes courbes calibrées par des facteurs de décalage et de multiplication respectivement en utilisant l'indicateur r^2 .

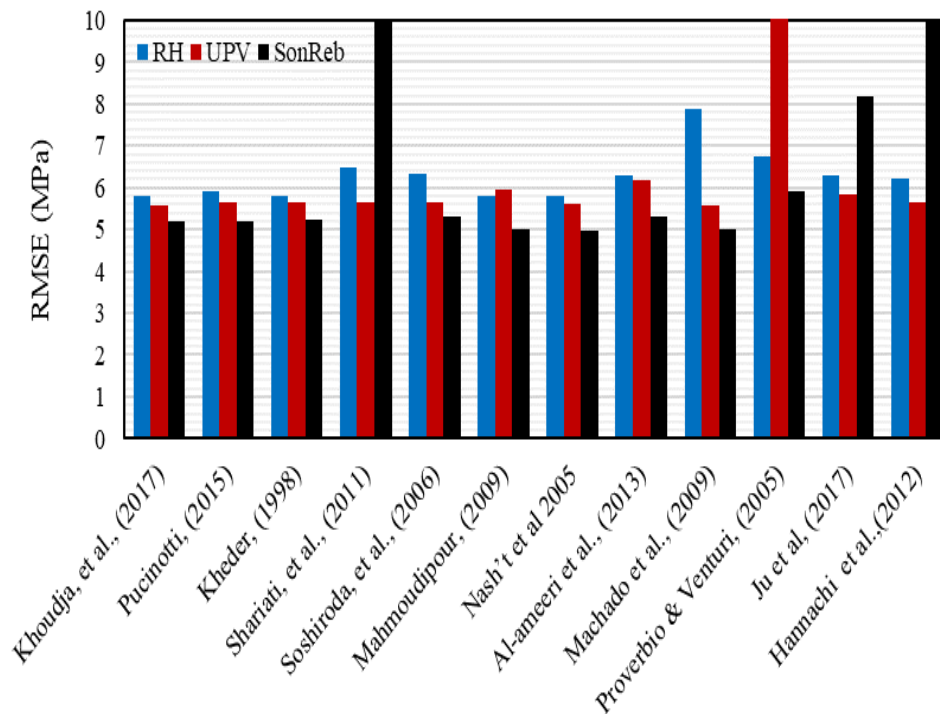


Figure 5. 8 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur de décalage (avec RMSE).

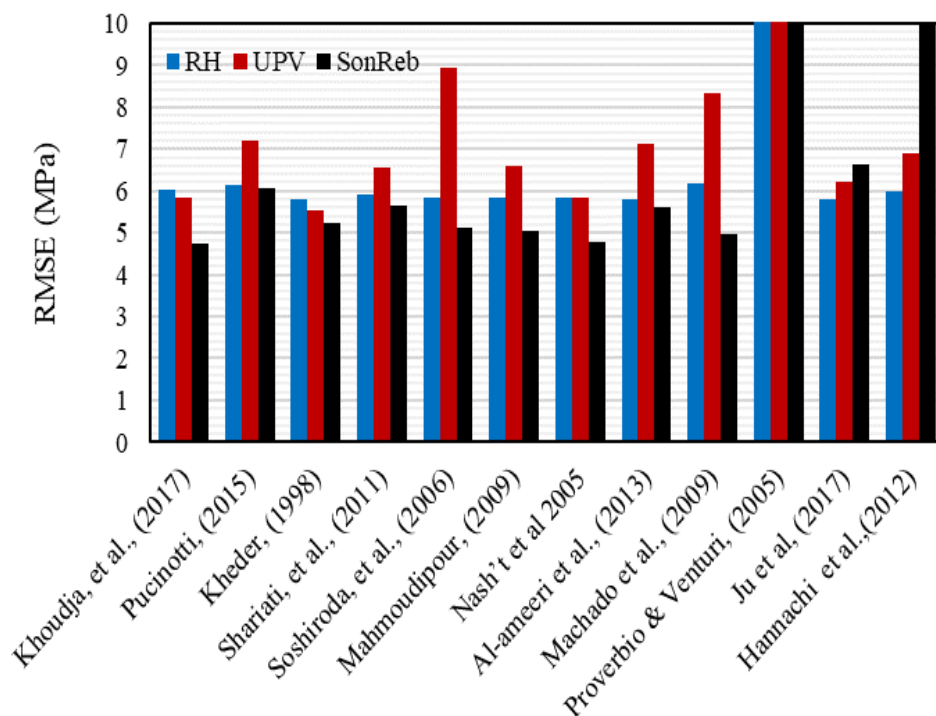


Figure 5. 9 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur multipliant (avec RMSE).

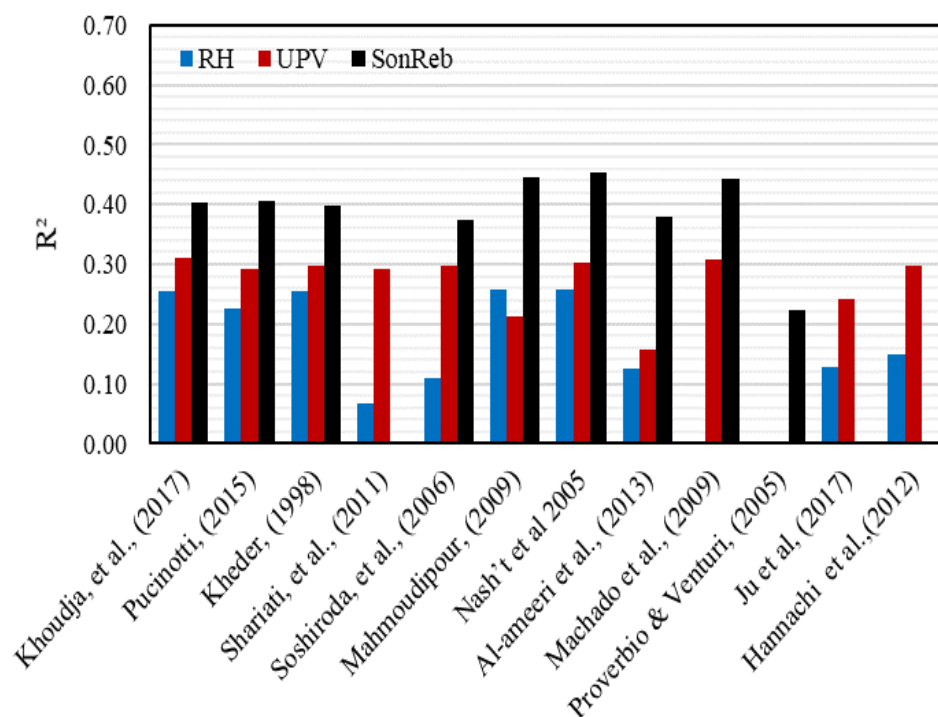


Figure 5. 10 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur de décalage (avec r^2).

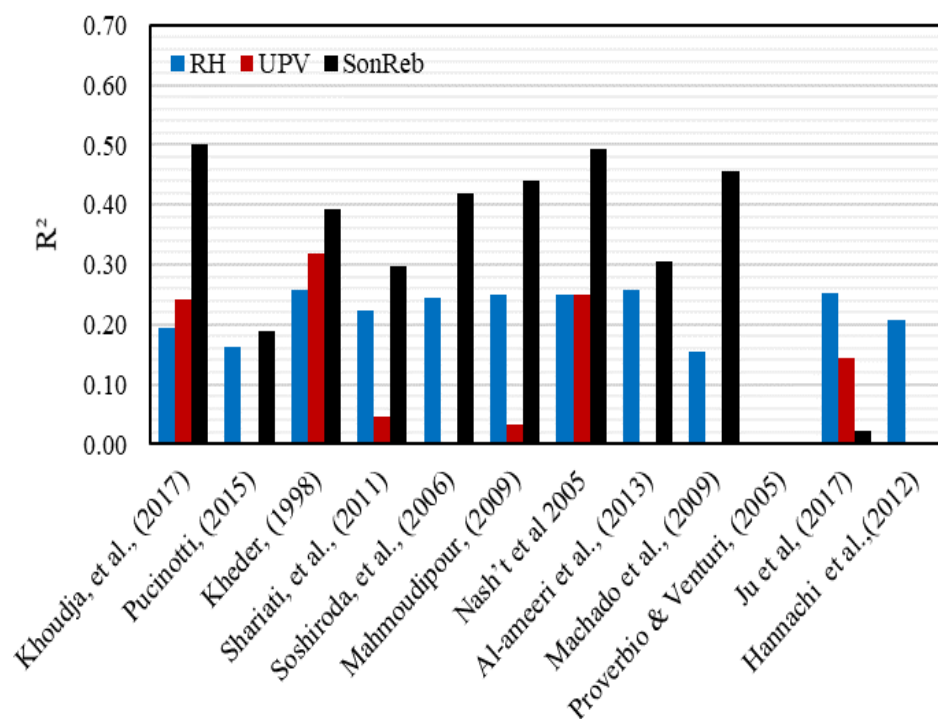


Figure 5. 11 : Qualité d'évaluation en utilisant le facteur multipliant (avec r^2).

Les résultats montrent que les modèles analysés dans cette étude ne présentent pas une grande précision pour les modèles à la fois de multiplication et de décalage pour l'étude de cas adopté ; presque tous les modèles présentent un manque de précision significatif pour les indicateurs r^2 et RMSE. Il a également noté que ce manque d'estimation est similaire pour tous les modèles analysés. De plus, la méthode SonReb présente une meilleure corrélation selon l'indicateur r^2 dans tous les modèles adoptés ; cela prouve l'exactitude bien connue de l'approche SonReb. Ces résultats indiquent qu'il est recommandé de ne pas adopter directement les modèles adoptés dans différentes études de cas où un manque évident de corrélation est observé et, par conséquent, une adaptation et des calibrations sont nécessaires pour maintenir un niveau de précision pratique. Ces résultats indiquent que le choix des modèles précédents a une incidence sur la qualité de l'évaluation de résistance du béton et que le choix des modèles les plus appropriés doit être réalisé après l'analyse de divers modèles. L'erreur dans ce cas peut atteindre **20 MPa**.

5.3.4. Effet de la forme mathématique sur la qualité d'évaluation

Les chercheurs ont largement recouru à la corrélation directe pour établir des relations et des corrélations entre les mesures de CND et la résistance à la compression du béton. Cette méthode est présentée dans la norme européenne EN 13791 (2007) [23] ainsi que dans la norme américaine ACI 228.1R (2003) [10]. Afin de vérifier l'effet des formes mathématiques d'équations sur la qualité de la prédiction, différentes formes mathématiques sont examinées.

Comme le montrent les figures 5.12 et 5.13, les résultats indiquent clairement que, même lorsque différentes formes mathématiques sont adoptées, une corrélation fiable « utilisant l'indicateur r^2 » ne peut pas être obtenue avec une grande précision entre les mesures de CND et la résistance à la compression du béton. Les difficultés pourraient être dues au fait que le béton dégradé peut affecter la qualité de ces corrélations. Sans compter que ces formes mathématiques montrent différents degrés de précision sur la qualité de la résistance de la prédiction du béton. En conséquence, le choix de la forme mathématique a un effet sur la précision de la prédiction. Par conséquent, l'erreur entre les courbes peut atteindre **13,5 MPa** en RH et environ **2 MPa** en utilisant UPV.

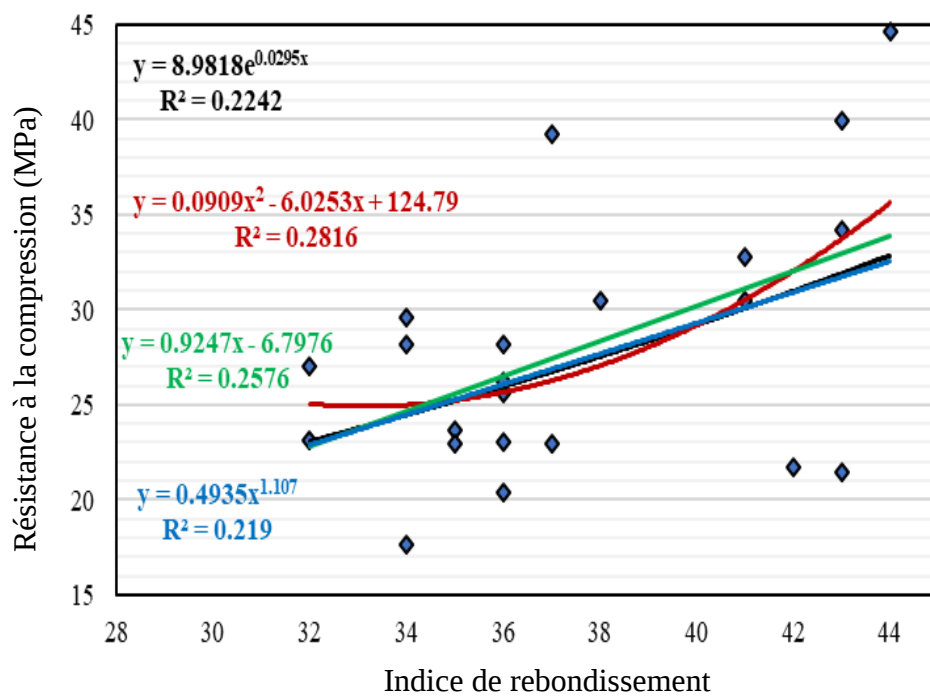


Figure 5. 12 : Correlations entre la résistance à la compression et RH.

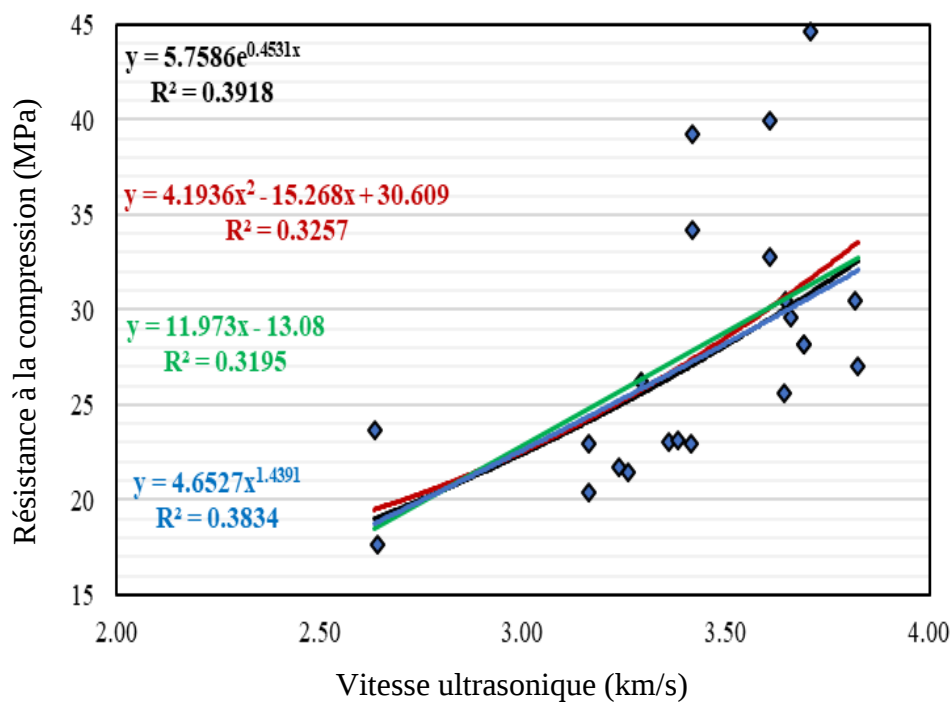


Figure 5. 13 : Correlations entre la résistance à la compression et UPV.

5.4. Corrélation entre la résistance à la compression et la carbonatation

Afin d'analyser l'effet de la carbonatation et la porosité sur la résistance du béton sur site des corrélations entre ces paramètres et la résistance du béton ont été établies.

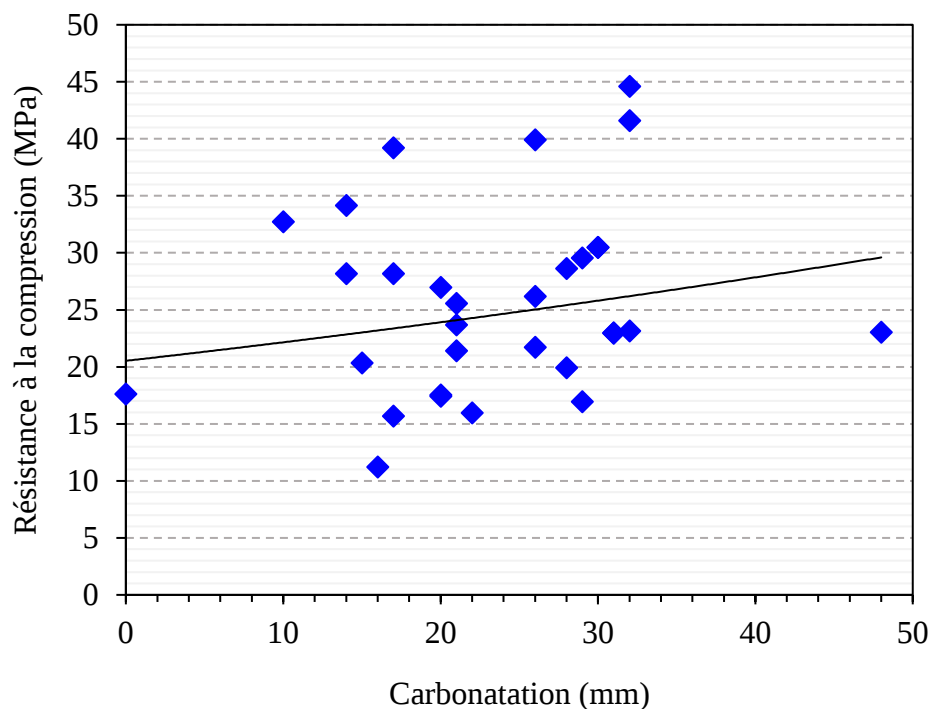


Figure 5. 14 : Corrélation entre la résistance à la compression et la profondeur de la carbonatation.

La relation de corrélation entre la résistance à la compression-profondeur de la carbonatation est illustrée dans la [figure 5.14](#). Les résultats sont dispersés et la relation indique une qualité de corrélation très faible (le coefficient de détermination est inférieur à 0,05), cela indique une absence de corrélation donc la carbonatation n'a pas un effet direct sur la résistance du béton.

5.5. Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité

La relation de corrélation entre la résistance à la compression et la porosité est illustrée dans la [figure 5.15](#). Les résultats sont dispersés aussi et la relation indique une qualité de corrélation très faible (le coefficient de détermination est inférieur à 0,05), cela indique une absence de corrélation, donc la porosité n'ont pas un effet direct sur la résistance du béton.

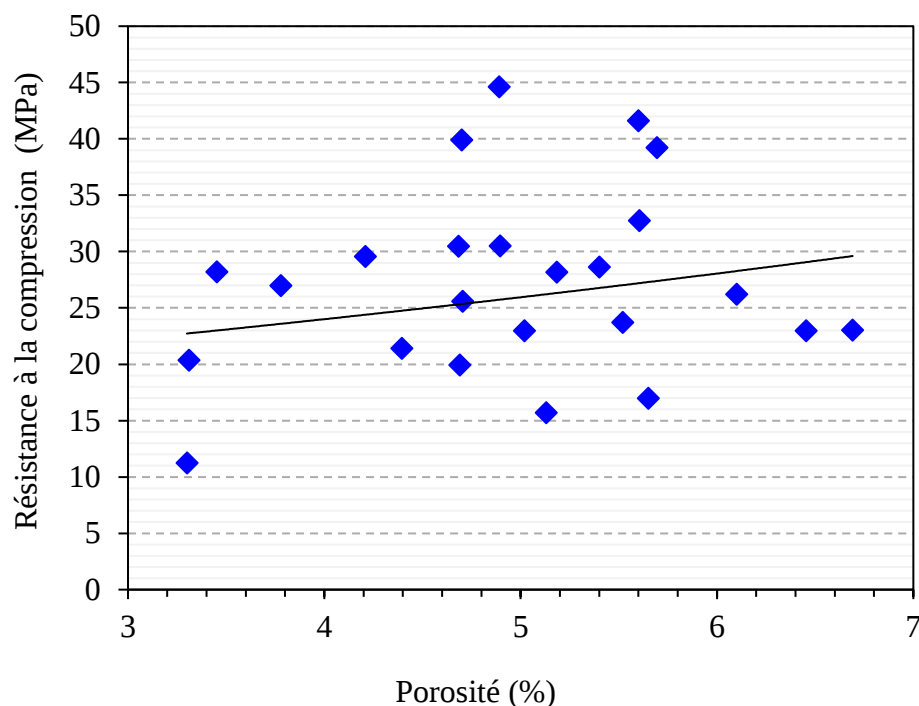


Figure 5. 15 : Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité du béton.

5.6. Corrélation entre UPV et RH

Une corrélation entre les indices de rebondissement et les vitesses ultrasoniques a été établie. Comme montré dans la [figure 5.16](#) les résultats montrent un faible coefficient de corrélation indiquant une absence de corrélation entre ces deux paramètres dans un vieux béton (r^2 inférieur à 0,05).

Comme montré dans la section précédente, l'utilisation de RH ou de UPV sans test de carottage ne fournit pas des évaluations fiables de la résistance du béton. Il est donc nécessaire de calibrer le modèle de conversion entre les résultats de CND et de résistance des carottes. Dans cette partie, deux approches sont analysées pour l'évaluation de la résistance, soit en adaptant un modèle spécifique à l'aide d'une analyse de régression, soit un étalonnage qui utilise un modèle déjà établi et l'adapte à la plage de donnée. Cet étalonnage peut être effectué selon deux méthodes : la méthode du facteur de décalage (méthode Δ) et la méthode des facteurs de multiplication (méthode k).

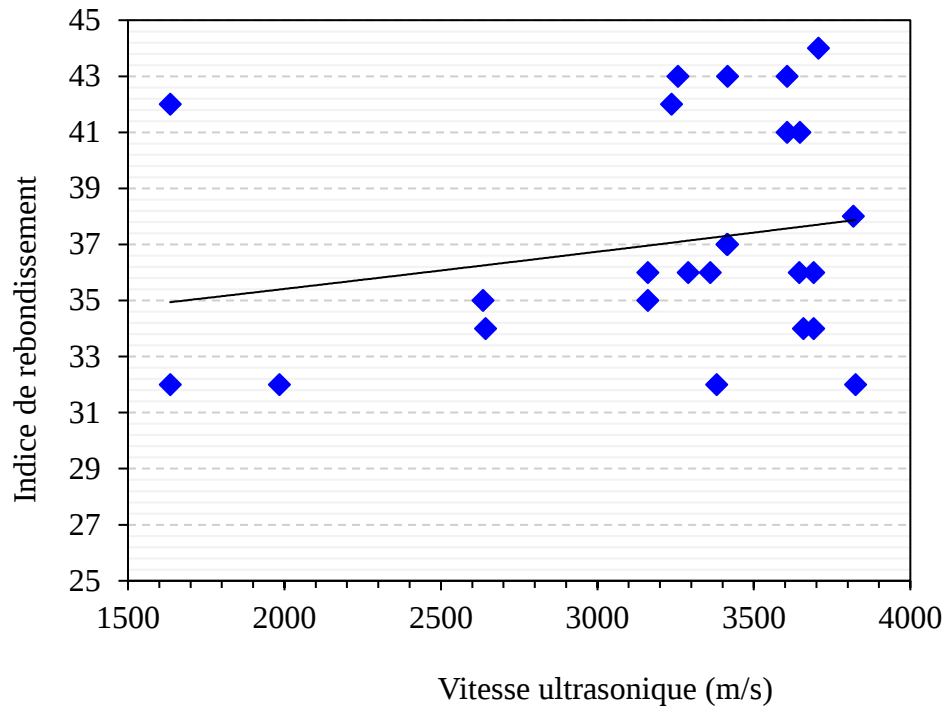


Figure 5. 16 : Corrélation entre RH et UPV.

5.7. Approche 1 : analyse de régression (corrélation directe avec les résistances des carottes)

La corrélation est basée sur 26 paires de résultats (CND et résistance des carottes), couvrant la plage appropriée, conformément à la norme européenne EN 13791 (2007) [23] et à la norme algérienne NA 17004 (2007) [47] (variante 1). Les relations entre les mesures de CND et la résistance des carottes sont présentées aux figures 5.17 et 5.18. Afin de vérifier la qualité de la calibration, deux indicateurs statistiques (coefficient r^2 et RMSE) sont utilisés. Plusieurs modèles mathématiques sont analysés et les modèles adoptés sont ceux présentés avec la meilleure qualité de calibration.

Tableau 5. 4 : Différentes équations mathématiques de modèles

Équation des courbes de corrélation	r^2	RMSE (MPa)	Numéro d'équation
$f(R) = 0.0332 I^2 - 1.6094 I + 39.577$	0.2270	6.4467	Équation 5. 1
$f(V) = 9.0892 \text{Exp}(0.0003 V)$	0.4947	5.7626	Équation 5. 2
$f(R, V) = 0.213 I^{1.047} V^{0.886}$	0.6148	4.5584	Équation 5. 3

Comme indiqué par de nombreux auteurs [18,20,126], l'évaluation de la résistance d'un béton relativement nouveau en utilisant des méthodes de CND montre souvent une bonne corrélation entre les résultats de CND et la résistance. Au contraire, le diagnostic d'un béton dégradé d'anciennes structures existantes conduit à établir de mauvaises corrélations entre les résultats de CND (RH, UPV) et de résistance à la compression [15] (figures 5.17 et 5.18).

Outre l'effet de l'incertitude sur les résultats des tests de CND, cette faible corrélation peut s'expliquer par la variabilité de la profondeur de carbonatation, la présence de fissures et l'effet du vieillissement du béton sur la structure. La libération de grandes quantités de carbonate de calcium (CaCO_3) et d'eau (H_2O) par le ciment améliore la compacité et réduit les vides. La rigidité et la résistance des couches carbonatées sont augmentées, ce qui entraîne une augmentation de la dureté superficielle. Inversement, le béton interne ne subit aucune transformation. Comme on le sait déjà, le degré de rebond, qui est une mesure de la dureté de la surface, est affecté par les propriétés proches de la surface (c'est-à-dire les premiers 30 mm de béton [8]).

Au contraire, la méthode UPV permet d'étudier les propriétés du béton à une plus grande profondeur. Par conséquent, il fournit de meilleures informations sur le béton étudié [62]. Cependant, cette méthode est également affectée par des défauts internes, notamment la présence de vides et de fissures causées par la corrosion des aciers.

Les figures 5.17 et 5.18 montrent qu'au stade de calibration, l'évaluation de la résistance à l'aide de la méthode UPV offre plus de possibilités de couverture des données que l'évaluation de la résistance à l'aide de la méthode RH.

L'analyse indique que, pour les constructions anciennes, l'RH peut entraîner des interprétations erronées. De plus, la relation entre les mesures RH et UPV (figure 5.16 et tableau 5.4) montre une faible corrélation (r^2 inférieur à 0,05), ce qui indique l'absence de relation entre ces mesures. Cette absence de corrélation peut être due à des incertitudes de mesure très importantes et l'augmentation de la dureté des couches superficielles carbonatées. Il est à noter que le coefficient de détermination r^2 dans le test UPV est égal à 0,49, soit environ deux fois plus lorsque celui-ci est comparé à celui de la méthode RH (0,23). En outre, la méthode SonReb (figure 5.19) montre une légère amélioration de l'évaluation de la résistance à l'étape d'étalonnage ($r^2 = 0,61$), par rapport à la méthode simple CND.

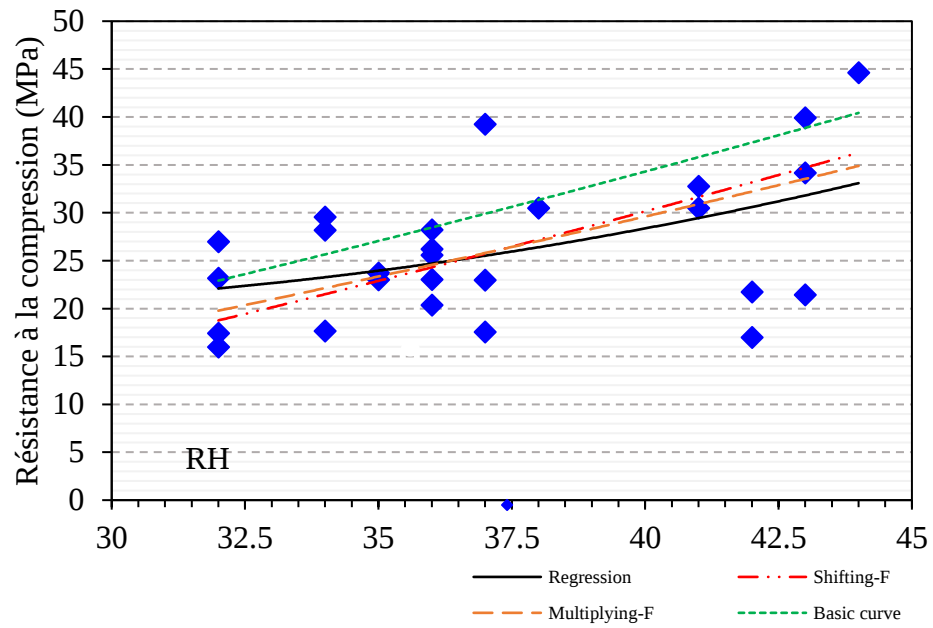


Figure 5. 17 : Corrélation entre RH et la résistance à la compression.

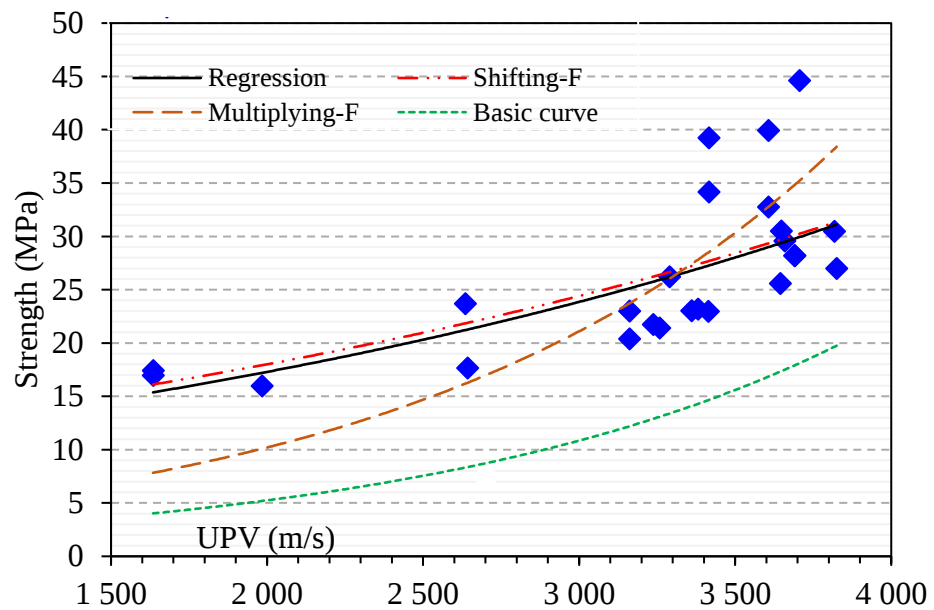


Figure 5. 18 : Corrélation entre UPV et la résistance à la compression.

Tableau 5. 5 : Équation mathématique du modèle

Équation des courbes de corrélation	r ²	RMSE (MPa)	Numéro d'équation
$I(V) = 32.901 * Exp(0.00004 V)$	0.0489	34.2644	Équation 5. 4

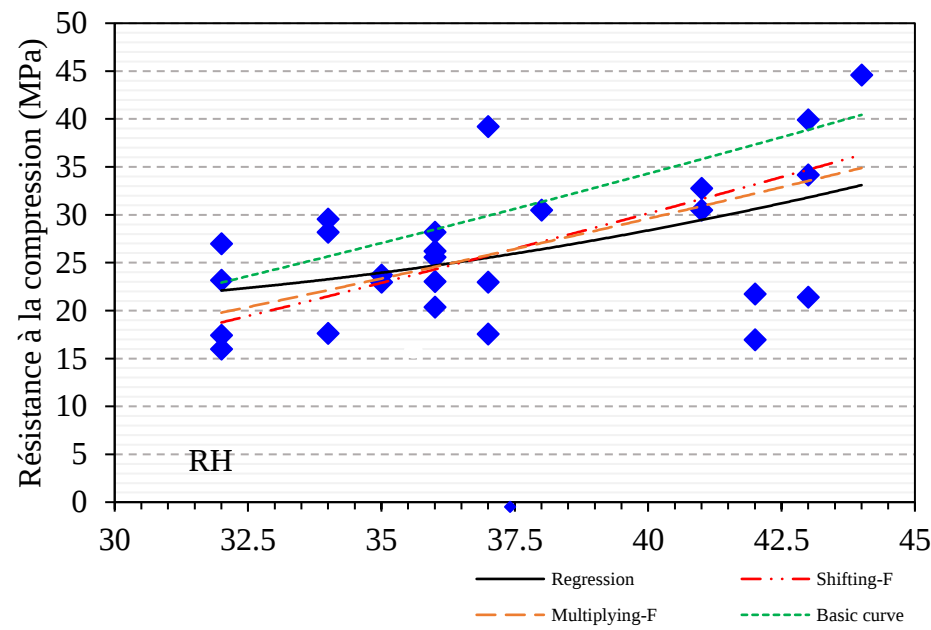


Figure 5. 17 : Corrélation entre RH et la résistance à la compression.

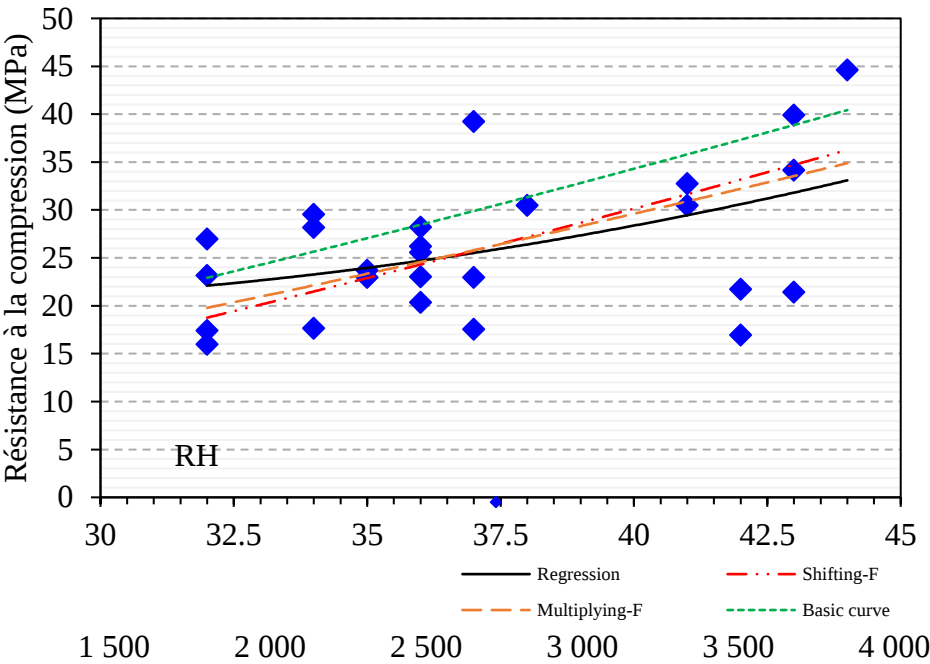


Figure 5. 18 : Corrélation entre UPV et la résistance à la compression.

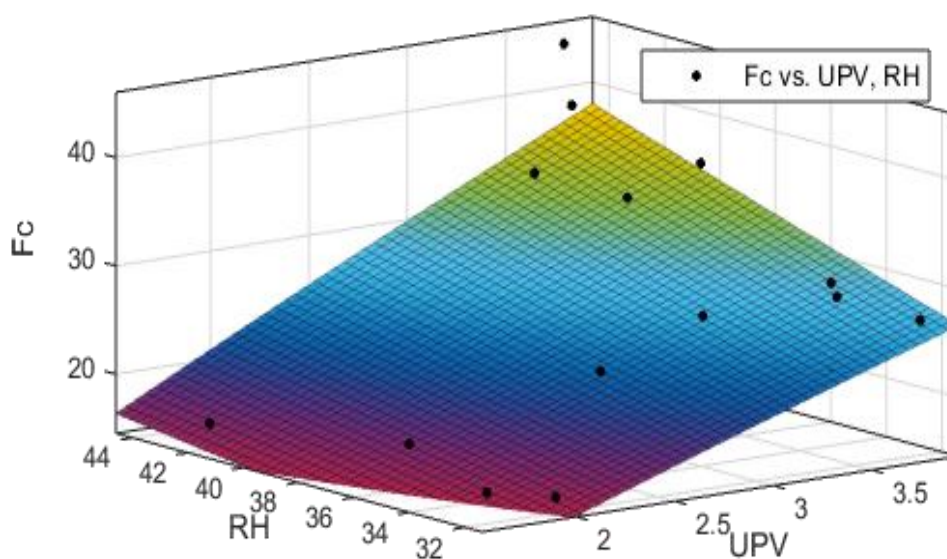


Figure 5. 19: La méthode SonReb.

5.8. Approche 2 : méthode de calage

Cette méthode a été utilisée par de nombreux chercheurs [15,19,23,24,57,93]. Toutes les données (résultats de carottage et résultats d'essais de CND du même site d'essai) ont été utilisées pour calibrer la courbe de base proposée par différents chercheurs (tableau 5. 4). La courbe de base doit être corrigée à l'aide de la valeur du décalage Δf (équation 5.5) afin d'établir la relation entre les mesures de CND et la résistance à la compression in situ (équation 5.6), comme indiqué en détail dans [23] et [47] (variante 2) (voir figure 5.16 et tableau 5.2).

$$\Delta f = \bar{f}_{c \text{ carrote}} - \bar{f}_{c \text{ uncal}} \quad \text{Équation 5. 5}$$

$$f_{c \text{ est}} = f_{c \text{ uncal}} + \Delta f \quad \text{Équation 5. 6}$$

Où :

Δf : moyenne des valeurs du différence de résistance in situ (valeur mesurée sur carotte) et la valeur donnée par la courbe de base ;

$f_{c \text{ uncal}}$: résistance estimée par la courbe de base (tableau 5.6)

Tableau 5. 6 : Courbes de base utilisées pour la calibration

Méthodes	Equations	Références
RH méthode	$fc(R) = 0.0238 I^{1.878}$	[13]
UPV méthode	$fc(V) = 1.2288 \text{Exp}(0.726 V)$	[13]
SonReb méthode	$fc(R, V) = 0.0543 I^{1.171} V^{1.286}$	[13]

5.9. Approche 2 : méthode de facteur multipliant

Des travaux de recherche récents [8,24] ont utilisé une méthode du facteur de multiplication (méthode k). Cette méthode est basée sur une correction de la courbe de base afin d'établir la relation appropriée entre les mesures indirectes et la résistance à la compression sur site comme suit :

$$k = \bar{f}_{c \text{ carrote}} / \bar{f}_{c \text{ uncal}} \quad \text{Équation 5. 7}$$

$$f_{c \text{ est}} = f_{c \text{ uncal}} \times k \quad \text{Équation 5. 8}$$

Où :

k : moyenne des valeurs du rapport de résistance in situ (valeur mesurée sur carotte) et la valeur donnée par la courbe de base ;

$f_{c \text{ uncal}}$: résistance estimée par la courbe de base (tableau 5.6)

La figure 5.20 présente une comparaison entre différentes courbes étalonnées par des facteurs de décalage et de multiplication, respectivement, à l'aide de l'indicateur RMSE. De plus, la figure 5.21 présente une comparaison entre différentes courbes étalonnées par des facteurs de décalage et de multiplication, à l'aide de l'indicateur r^2 .

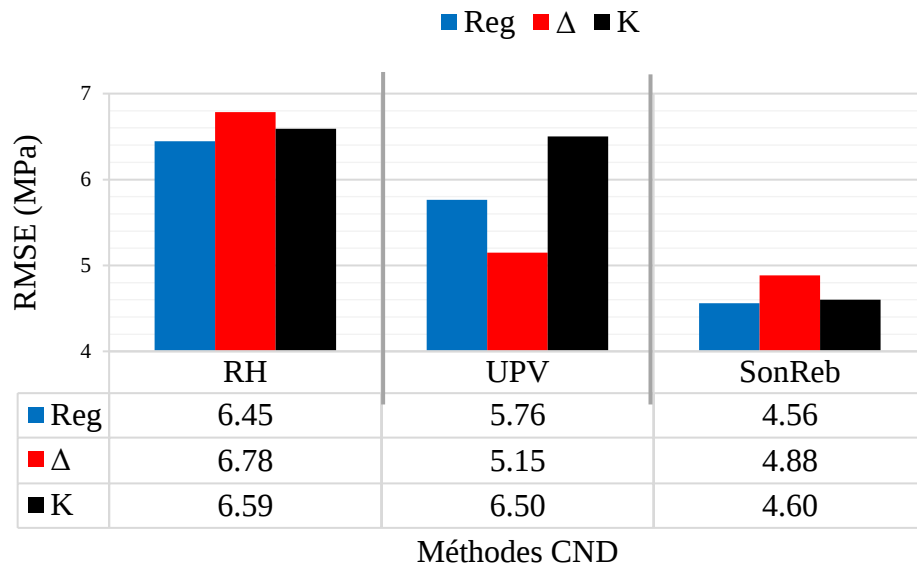


Figure 5. 20 : Comparaison de la valeur $RMSE_{fit}$ entre les différentes approches.

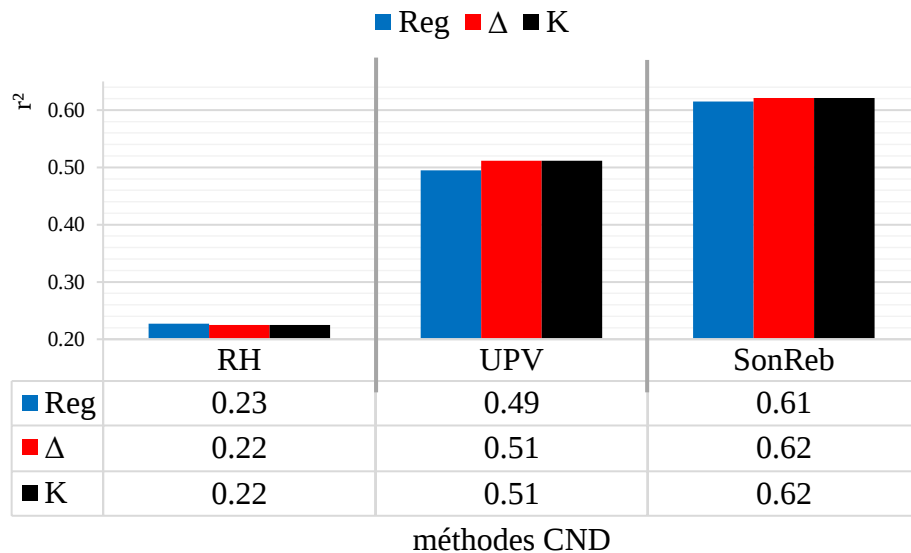


Figure 5. 21 : Comparaison de la valeur r^2 entre les différentes approches.

On peut constater que les deux indicateurs montrent des degrés différents de niveau de calibration. Avec l'indicateur r^2 , les trois méthodes de calibration (régression, décalage et multiplication) sont identiques. Cependant, l'indicateur RMSE montre différents degrés dans la couverture des données d'étalonnage. Par conséquent, ce résultat indique que l'indicateur RMSE est beaucoup plus sensible et plus robuste que l'indicateur r^2 pour le niveau de calibration des données analysées.

5.10.Conclusion

Dans ce chapitre, une méthodologie de l'estimation de la résistance à la compression du béton dans les anciennes structures est discutée ainsi que l'analyse de la fiabilité des essais CND pour cette estimation. Les conclusions tirées de ce chapitre sont :

- L'étude de cas nous a permis de mieux comprendre l'importance des différentes erreurs d'interprétation des CND observées dans les structures en béton armé ainsi que les causes de ces erreurs afin de prendre des mesures préventives dans les futurs projets ;
- La fiabilité des méthodes de contrôle de CND pour l'évaluation de la résistance est affectée par de nombreux facteurs qui faussent l'interprétation des résultats, en particulier lorsqu'il s'agit de vieilles structures de béton armé dégradé.
- En utilisant RH et UPV, il est difficile d'attendre une estimation fiable dans les anciennes structures existantes. Se fier à ces résultats peut conduire à une mauvaise interprétation, entraînant des décisions inappropriées.
- Il est clairement illustré que la dépendance sur des modèles déjà établis par des autres auteurs pour l'estimation de la résistance du béton conduit à des résultats erronés pouvant atteindre 20 à 30 MPa dans les méthodes RH et UPV ;
- L'utilisation de la méthode d'étalonnage d'un modèle déjà établi par autres chercheurs peut conduire à une erreur atteignant 20 à 30 MPa ;
- Le coefficient de détermination r^2 pour le test UPV est environ deux fois supérieur au test RH. Par conséquent, la qualité de l'évaluation de la résistance du béton est davantage affectée par la dégradation du béton en utilisant de la méthode RH que par la méthode UPV.
- Le choix des formes mathématiques pour les modèles de conversion est important et l'erreur entre les formes mathématiques dans cette étude de cas atteint 13,5 MPa en RH et environ 2 MPa en utilisant l'UPV.

En conclusion, il est évident qu'en utilisant des mesures de CND, il est difficile d'obtenir des résultats efficaces lors de l'inspection et du diagnostic des structures existantes en béton armé dégradé.

CHAPITRE VI : EFFET DE NOMBRE DES CAROTTES SUR LA CAPACITÉ PRÉDICTIVE DE L'ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE A LA COMPRESSION

6.1. Introduction

L'estimation de la résistance à la compression dans les structures existantes est difficile à réaliser sur la base des essais CND seuls. Un prélèvement d'un nombre adéquat de carotte combiné avec une analyse statistique des résultats est nécessaire pour améliorer la prédiction et de réduire les erreurs.

Ce chapitre propose une méthodologie de l'estimation de la résistance du béton sur site ainsi que l'analyse du nombre de carottes nécessaire pour une évaluation fiable sur la base d'un cas d'étude réel.

6.2. Qualité d'évaluation et stages de calibration et de prédiction

Les méthodes de régression sont sans aucun doute les méthodes les plus utilisées pour développer des modèles d'évaluation la dispersion et prédiction des données. Lors de l'évaluation de la qualité d'un modèle, il est essentiel de pouvoir mesurer avec précision son erreur. Cependant, on utilise souvent des techniques de mesure de l'erreur qui donnent des résultats grossièrement trompeurs. Cela peut conduire au phénomène de sur-adaptation où un modèle peut très bien correspondre aux données utilisées pour la calibration (fitting, identification, ajustement) du modèle, mais ne permet pas de prédire les résultats avec exactitude pour de nouvelles données non utilisées dans la calibration de modèle.

Lors de la création de modèles, l'objectif principal est d'utiliser un modèle qui prédit avec plus de précision la valeur cible souhaitée pour des nouvelles données. La mesure de l'erreur de modèle utilisée doit être celle qui permet d'atteindre cet objectif. Cependant, dans la pratique, de nombreux chercheurs et ingénieurs jugent la qualité de leurs modèles sur la base de l'erreur de mêmes données que celles utilisées pour la création du modèle et non pas sur l'erreur de nouvelles données. L'utilisation de cette mesure d'erreur incorrecte peut conduire à la sélection d'un modèle inférieur et imprécis.

L'estimation de la qualité de précision du modèle de conversion, ses propriétés statistiques au cours de la phase de calibration et de la phase de prédiction (lorsque le modèle est utilisé sur de nouvelles données) sont généralement confondues. Cependant, la précision du modèle en phase de prédiction peut être considérablement inférieure à celle du modèle au cours de la première phase. La différence entre les erreurs de calibration et de prédiction (validation) est principalement due à l'erreur impliquée dans l'extrapolation du modèle (généralisation). Le véritable défi consiste à tester la capacité d'estimation de la précision du modèle de conversion au cours de la phase de prédiction.

Un autre paramètre est essentiel c'est le choix de l'indicateur de la qualité du modèle. Comme indiqué dans [127], le fait de dépendre que de r^2 peut donner des indications erronées bien que RMSE fournisse une estimation directe entre la résistance mesurée et estimée. Contrairement aux travaux précédents où la qualité de l'estimation repose uniquement sur les résultats de r^2 à l'étape de calibration, la RMSE doit également être calculée sur l'étape de prédiction ($RMSE_{pred}$) et dépend uniquement de $RMSE_{fit}$ qui n'est pas précis [22].

On peut résumer les deux étapes comme suit :

- Étape de calibration : le modèle de conversion est calibré à l'aide d'un ensemble de données (avec un nombre de carottes défini NC), où $RMSE_{fit}$ indique le niveau de calibration obtenu, le modèle de conversion devant couvrir le maximum de données possible (c'est-à-dire la résistance mesurée et estimée).
- Phase de prédiction : le modèle de conversion est testé en utilisant le reste des données non utilisées dans la phase d'étalonnage (N-NC), où $RMSE_{pred}$ indique la capacité prédictive réelle du modèle de conversion (c'est-à-dire la qualité de l'estimation).

6.3. Analyse statistique effectuée

L'analyse de l'effet du nombre des carottes sur la qualité de l'évaluation a pour objectif de quantifier la façon dont la capacité d'évaluation des modèles de conversion varie avec ce nombre de carottes et de suggérer un nombre minimal des carottes nécessaires pour obtenir une précision ciblée sur la résistance évaluée.

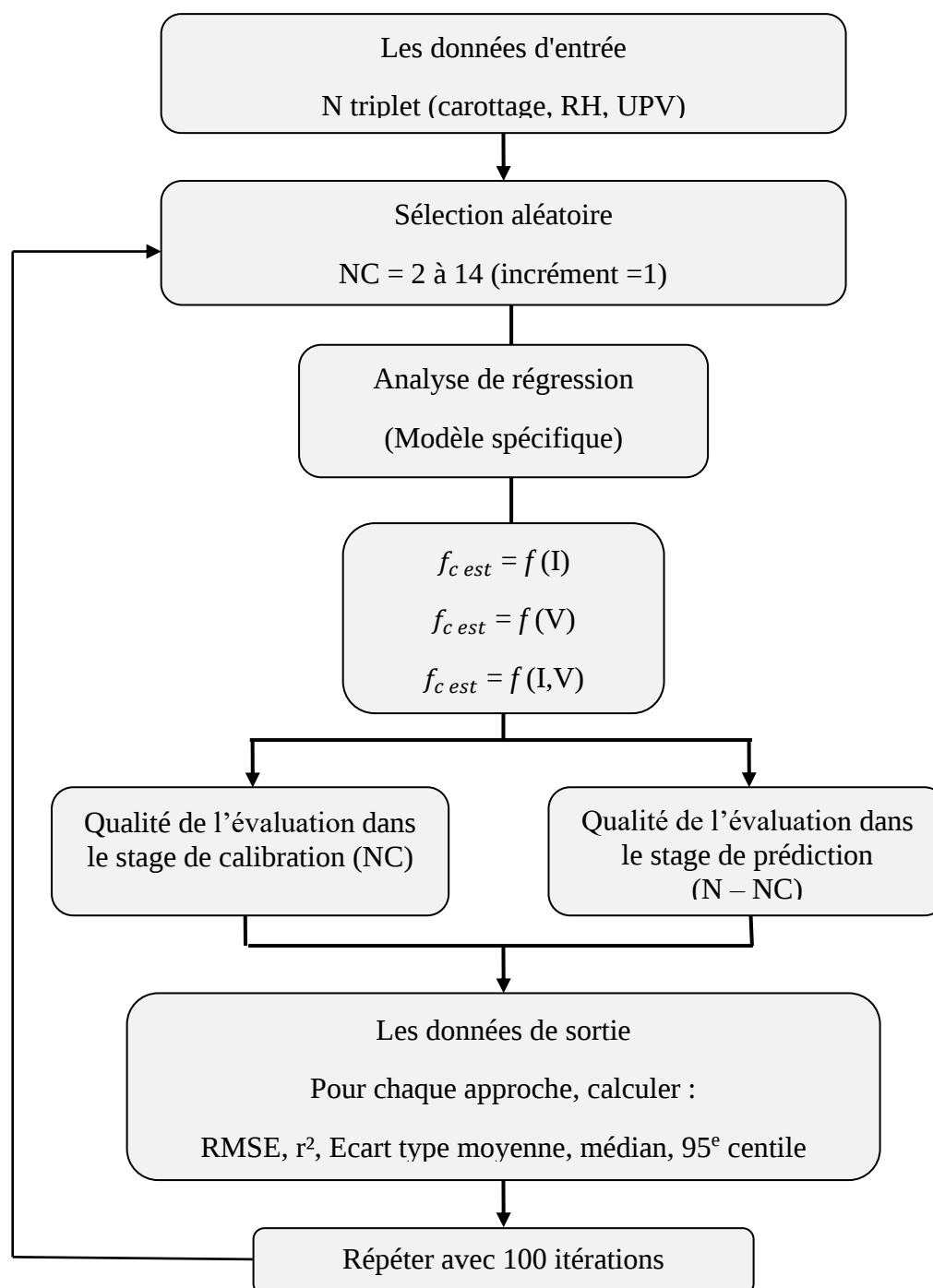


Figure 6. 1 : Organigramme de l'analyse statistique effectuée.

Une méthodologie (figure 6.1) est adoptée qui est basée sur des simulations numériques et sur les données expérimentales de 26 triplets (26 résultats d'écrasement et 26 résultats de tests de CND (RH, UPV)). Les carottes ont été prélevées aux mêmes endroits où les mesures de CND ont été effectuées.

La base de données utilisée dans cette analyse est divisée en deux sous-ensembles, l'un de calibration (étalonnage), de taille NC, l'autre de validation / prédiction, de taille (26 - NC). Les carottes NC du sous-ensemble d'étalonnage sont sélectionnées de manière aléatoire dans la population totale (N = 26). Ce nombre varie de 2 à 14. Pour chaque nombre de carottes, un modèle d'étalonnage est établi à l'aide de régressions statistiques simples et multiples pour les méthodes simples et combinées respectivement.

Pour chaque modèle de conversion, la résistance estimée est comparée à la résistance mesurée sur toutes les carottes restantes (c'est-à-dire 26 valeurs NC). Les valeurs RMSE (équation 6.1) et r^2 (équation 6.2) sont calculées à la fois sur le sous-ensemble d'étalonnage et sur le sous-ensemble de prédiction. Cette procédure est itérée 100 fois pour chaque valeur CN. La valeur moyenne, la valeur médiane, $RMSE_{pred-95\%}$ et l'écart type (SD) de tous les indicateurs sont finalement calculés.

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^{NC} (f_{ci} - f_{c\ est})^2 / n}$$
Équation 6. 1

$$r^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{NC} (f_{ci} - f_{c\ est})^2}{\sum_{i=1}^{NC} (f_{c\ est} - \bar{f}_c)^2}$$
Équation 6. 2

Où :

f_{ci} = la valeur mesurée ;

$f_{c\ est}$ = la valeur estimée ;

$\bar{f}_c$ = la moyenne arithmétique.

Moyenne : Toutes les valeurs de l'ensemble de données sont additionnées, puis divisées par le nombre de valeurs de l'ensemble de données.

Médian : La valeur intermédiaire exacte d'un ensemble de données est classée dans l'ordre.

Le 95e centile : est le point auquel nous nous attendons à ce que 95% des points soient inférieurs, et le 5e centile est ce point auquel nous nous attendons à ce que 95% des points soient supérieurs, 5% ci-dessous. (Les 5 % d'échantillons indiquant de l'indicateur supérieur (et souvent très supérieurs) sont ignorés dans le calcul du 95e centile ; ils correspondent à des valeurs ponctuelles, considérées comme non critiques.)

6.4. Erreur de calibration et de prédiction en fonction de nombre des carottes

6.4.1. Scléromètre seul

L'effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour le RH en utilisant RMSE et r^2 est tracé dans les figures 6.2 et 6.3 respectivement. Les graphiques montrent les valeurs moyennes et les écarts-types (calculés sur 100 itérations).

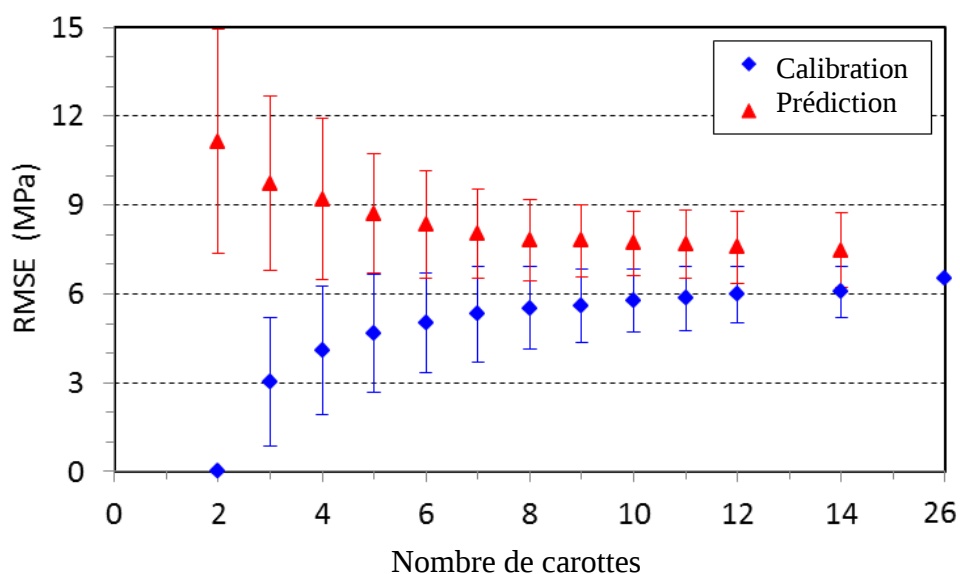


Figure 6. 2 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour le RH en utilisant RMSE.

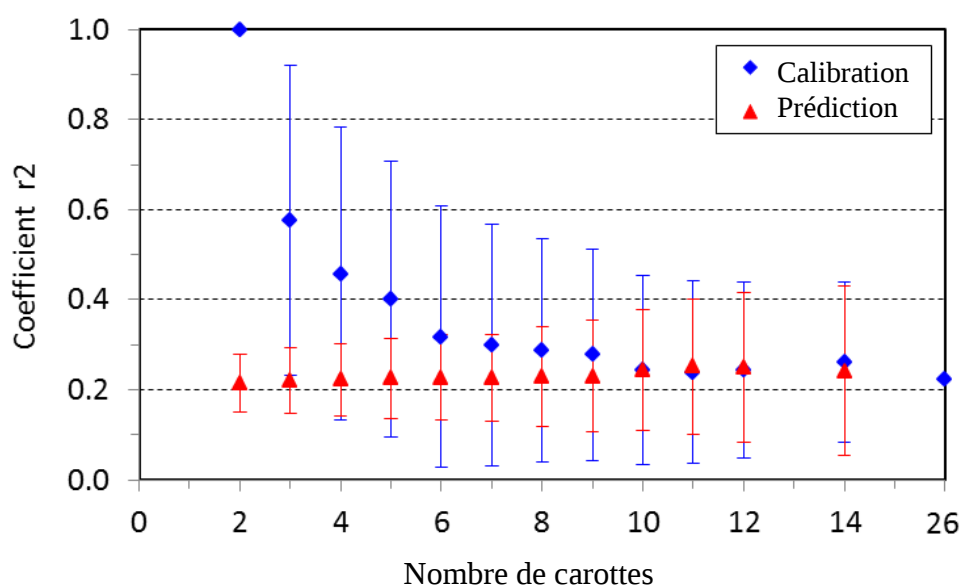


Figure 6. 3 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour le RH en utilisant r^2 .

Comme illustré dans la [figure 6.2](#), pour un petit nombre de carotte $NC=2$ la moyenne de l'RMSE et l'erreur de calibration sont nulles, tandis que le r^2 la valeur montre l'unité $r^2=1$ avec une erreur nulle aussi, avec $NC = 2$, le modèle d'identification vient trouver les valeurs de deux paramètres du modèle qui satisfont l'équation, et la solution est unique et exacte, donc à un ajustement parfait. Tandis que, pour la prédiction pour un nombre de carotte $NC=2$ le RMSE montre une grande valeur qu'est égale à 11 MPa avec une erreur de 4 MPa qui se diminue progressivement avec l'augmentation du nombre de carotte jusqu'à un erreur de 1 MPa et un RMSE de 7.5 MPa. En ce qui concerne le r^2 , pour un nombre de carotte $NC=2$ le coefficient présente une faible résultat de $r^2=0.21$ qui augmente légèrement avec l'augmentation de nombre de carotte ([figure 6.3](#)) jusqu'à une valeur de 0.23, en parallèle l'erreur de prédiction augmente significativement de 0.05 à 0.2 l'augmentation de nombre de carotte. Cependant, lorsque le nombre NC augmente, la valeur des deux paramètres du modèle se converge vers même valeurs puisqu'ils doivent satisfaire au mieux les équations NC .

La valeur moyenne du RMSE au stade de la prédiction est toujours plus élevée qu'au stade de la calibration. Ce n'est que lorsque NC augmente, que les deux coefficients RMSE et les deux coefficients r^2 convergent, tandis que leurs écarts types diminuent. Ils coïncident parfaitement avec le nombre total N de la population. La différence entre l'erreur de calibration et l'erreur de prédiction est due à l'extrapolation. Cette différence de précision est très importante, en particulier lorsque NC est faible, mais en pratique, seule la précision du modèle de calibration est estimée. Il faut être conscient qu'un modèle de calibration peut avoir une bonne qualité de précision (voire une calibration parfaite), et une capacité prédictive très faible. Ce problème est crucial pour les petites valeurs CN . Une augmentation supplémentaire de NC n'améliore pas l'évaluation. Ces erreurs résultent de la variabilité et des incertitudes RMSE. Au-delà de $NC=9$, les erreurs de prédiction et de calibration se stabilisent. Pour un petit nombre de carotte de mesure, les erreurs du modèle et l'influence de paramètres incontrôlés (humidité, carbonatation, fissuration, etc.).

6.4.2. Ultrason seul

L'effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour l'UPV en utilisant RMSE et r^2 est représenté dans les [figures 6.4](#) et [6.5](#) respectivement.

La qualité des modèles d'estimation au stade de la calibration et de la prédiction est présentée en fonction du nombre de carottes (NC) pour UPV. Pour un petit nombre de

carottes (NC=2), le RMSE et l'erreur de calibration sont nulles ; alors que le RMSE et l'erreur de prédiction sont élevée (c'est-à-dire que la capacité de prédiction du modèle est faible). Un effet opposé s'est remarqué pour le coefficient r^2 : pour un petit nombre de carottes (NC=2), le r^2 égal à l'unité $r^2=1$ et l'erreur de calibration est nulle ; alors que le r^2 et l'erreur de prédiction sont faibles.

Si NC augmente, la capacité de prédiction du modèle augmente également. Au-delà de 9 carottes, les erreurs de calibration et de prédiction (représentées par RMSE ou r^2) se stabilisent autour de 5,2 MPa (RMSE) ou 0,50 (r^2) pour l'UPV. L'augmentation de NC au-delà de ce nombre ne réduit pas la valeur d'erreur. Ces erreurs minimales ne semblent pas figurer dans l'échantillonnage, mais sont probablement dues à la variabilité des matériaux, à l'incertitude de mesure, aux erreurs de modèle, aux emplacements des tests et aux paramètres non contrôlés (humidité, carbonatation, fissuration, etc.).

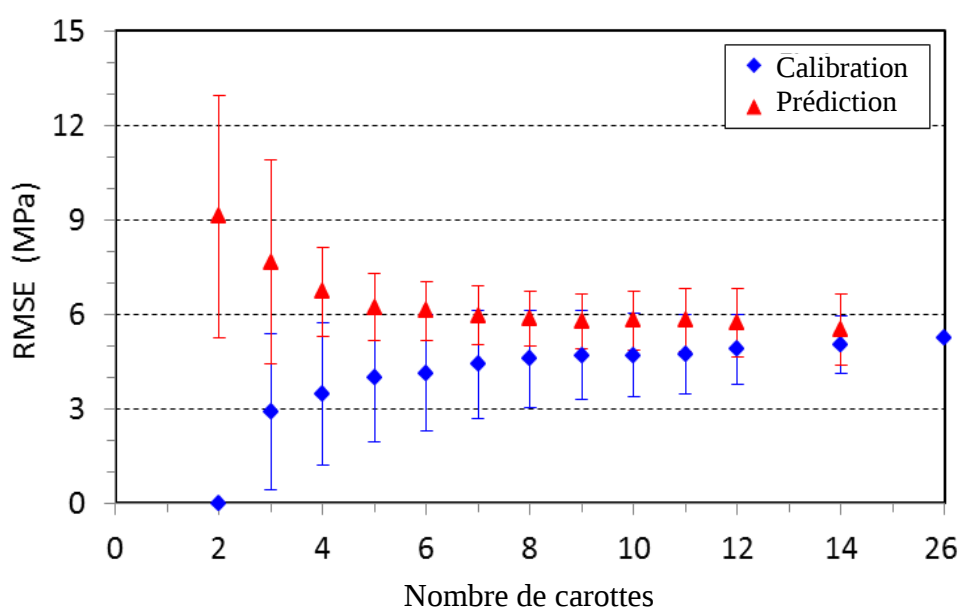


Figure 6. 4 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour l'UPV en utilisant RMSE.

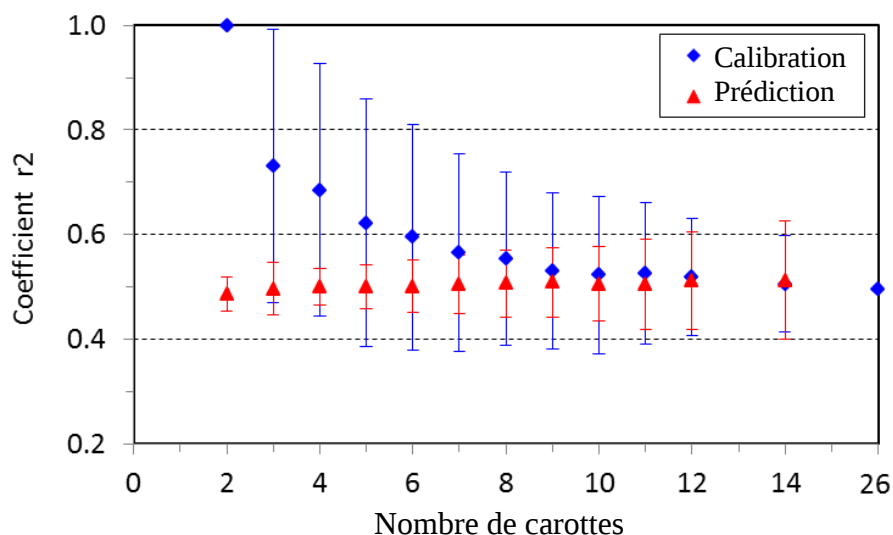


Figure 6. 5 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour l'UPV en utilisant r^2 .

L'évaluation de la résistance du béton par les essais de CND selon la norme EN 13791 (2007) [23] requiert au moins 18 paires de données (mesures des carottes et des essais de CND). De même, ACI 228.1R-03 (2003) [10] requiert la sélection de 6 à 9 surfaces d'essai pour l'essai de carottage et les mesures de CND. La pratique professionnelle de certains experts repose souvent sur un nombre beaucoup plus réduit de carottes (jusqu'à NC = 3), sans traiter correctement la fiabilité de l'estimation [17,127].

Alwash et al. [127] ont évalué la précision des modèles en fonction de la NC en utilisant RMSE pour les méthodes RH et UPV. Cette étude a été basée sur des données synthétiques provenant de trois qualités de mesure de CND différentes (faible, moyenne et bonne). Ils ont conclu qu'au-delà de 7 ou 8 carottes, la valeur ajoutée en termes de précision est limitée.

De même, Ali-Benyahia et al. [13] ont également étudié l'effet de la NC sur la précision des modèles à partir d'une étude de cas réelle. La qualité a été testée par deux indicateurs statistiques (RMSE et r^2) en utilisant deux techniques de CND (RH et UPV). Les résultats ont montré que sur 9 carottes, le RMSE se stabilise autour de 3 MPa pour RH et de 3,5 MPa pour UPV. À partir de ces trois études (données synthétiques, études de cas de structures récentes ou anciennes), on peut conclure que le nombre jusqu'à 9 carottes

influence de manière significative la qualité de précision du modèle, mais au-delà de ce nombre, l'influence devient très limitée.

6.5. Analyse de la pertinence de la méthode combinée en fonction du nombre de carottes

La tendance de la variation d'erreur (RMSE et r^2) dans le stage de calibration et de prédiction de la CND combinée (méthode SonReb) est presque similaire à celle des techniques simples (figures 6.6 et 6.7). Au-delà de 9 carottes, les erreurs de calibration et de prédiction se stabilisent autour de 4,7 MPa (RMSE) ou 0,60 (r^2). L'erreur statistique est légèrement améliorée pour le CND combiné, tandis que l'erreur non statistique est invariable avec la variation NC.

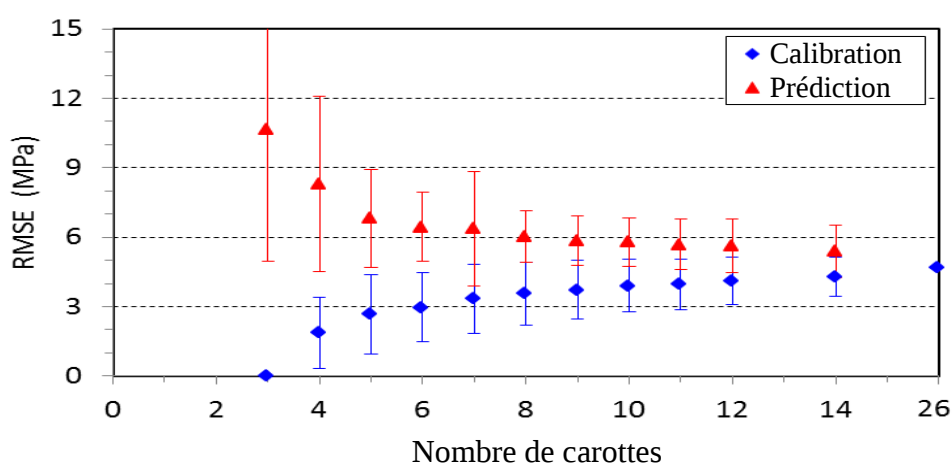


Figure 6. 6 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour SonReb en utilisant RMSE.

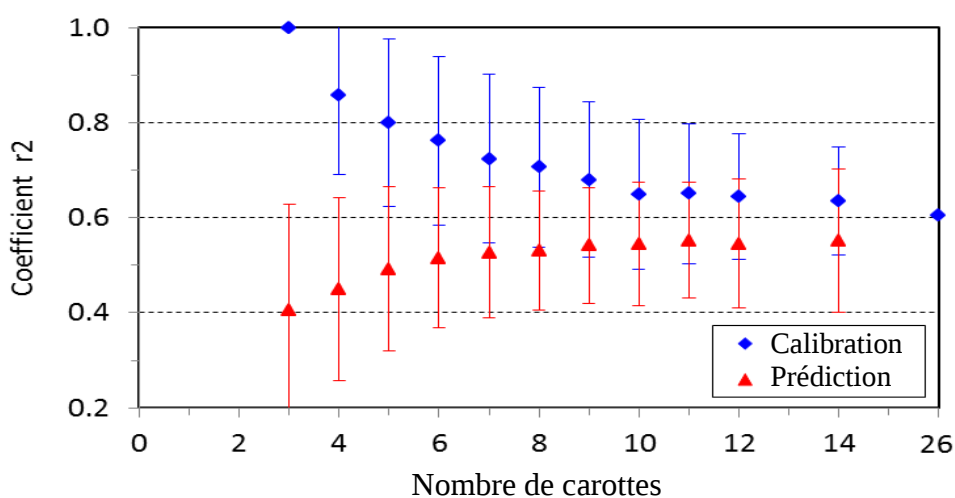


Figure 6. 7 : Effet de NC sur les modèles de calibration et de prédiction pour SonReb en utilisant r^2 .

Les valeurs présentées par figures 6.6 et 6.7 montrent des similaires résultats que RH et UPV sauf que résultats de SonReb montrent une légère amélioration comparablement aux résultats de RH. En outre, il est à noter que les résultats des valeurs calculées $RMSE_{fit}$ et $RMSE_{pred}$ obtenues à partir de différentes méthodes (RH, UPV et SonReb) sont inférieures à l'écart-type des résistances à la compression mesurées. Cependant, on remarque également que les performances du modèle de conversion avec UPV sont un peu meilleures par rapport à RH. D'autre part, la méthode SonReb a légèrement amélioré les performances du modèle de conversion. Ces résultats indiquent que le modèle de conversion pourrait ne pas distinguer les contrastes de la propriété avec précision. Ceci est probablement lié aux mesures non répétables. Ces scénarios peuvent être surmontés en suivant, par exemple, les récentes recommandations de RILEM (2019) [22] selon lesquelles la précision des résultats de test (TRP) et la définition de régions de test peuvent être réalisées pour évaluer la qualité des mesures et réduire les risques de variabilité des résultats.

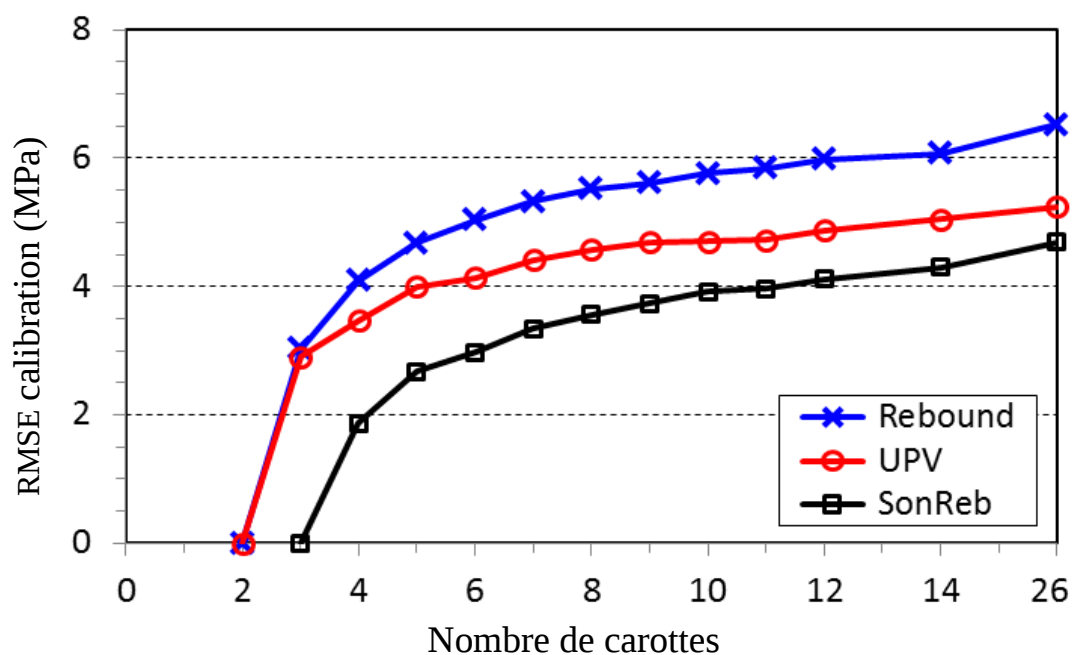


Figure 6. 8 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de calibration en utilisant RMSE.

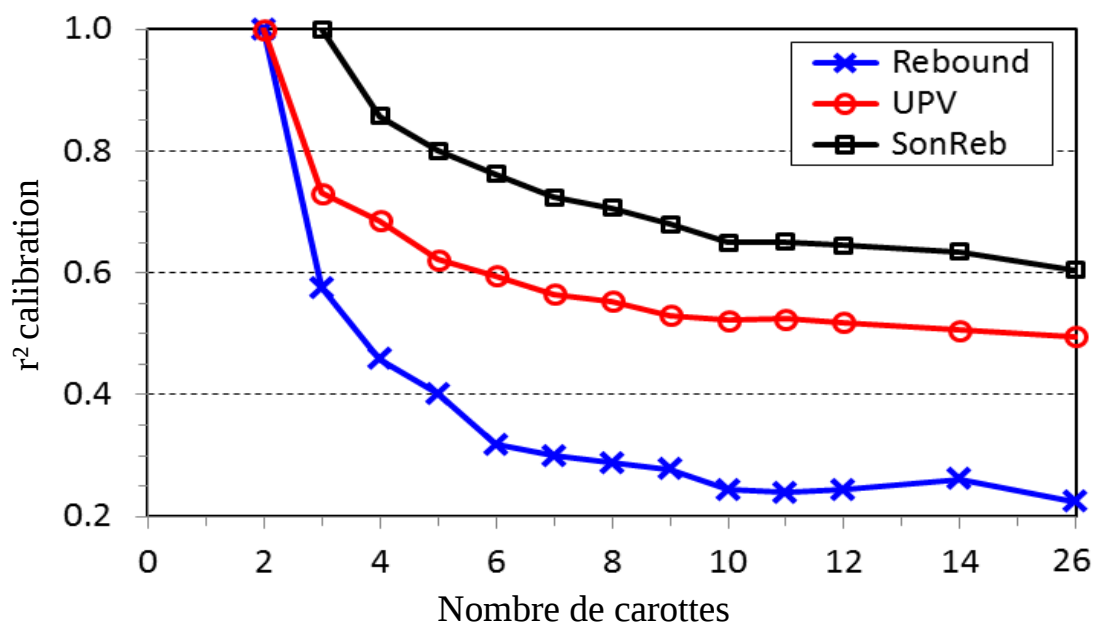


Figure 6. 9 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de calibration en utilisant r^2 .

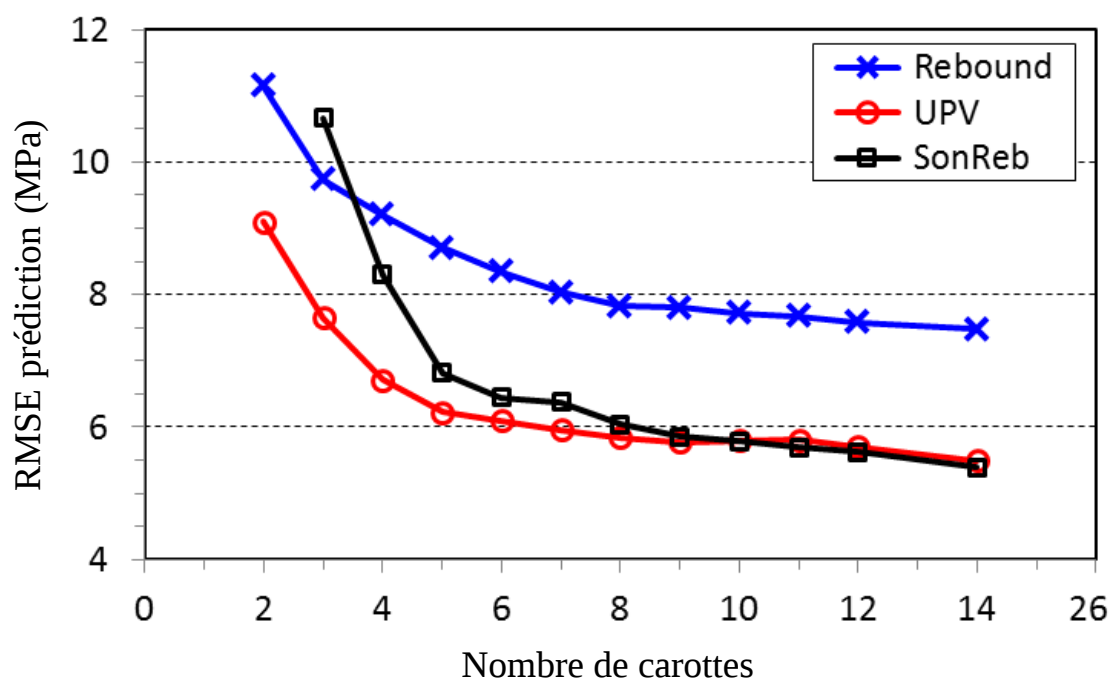


Figure 6. 10 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de prédiction en utilisant RMSE.

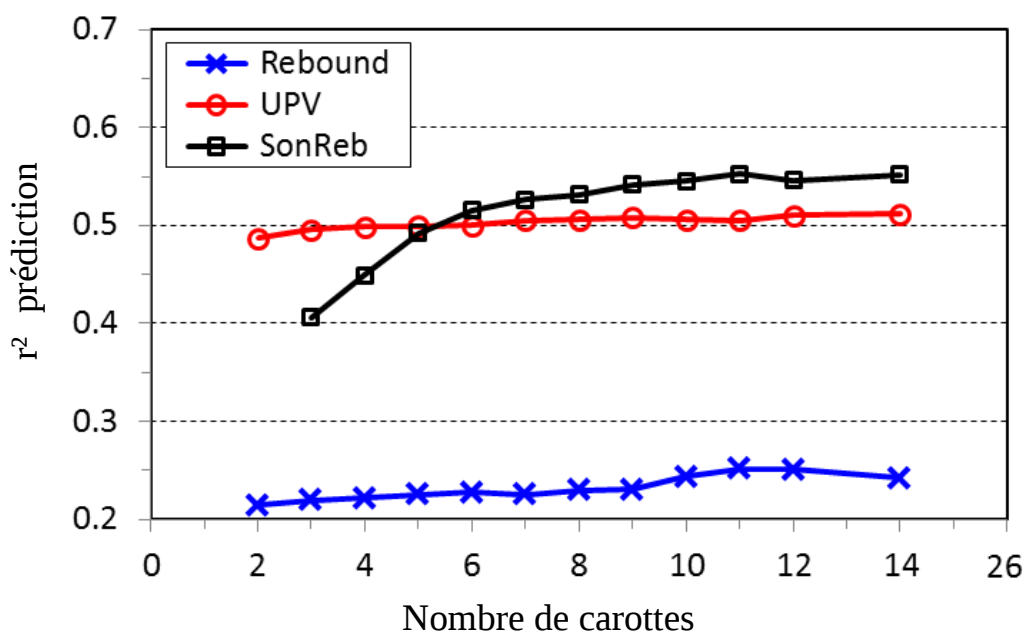


Figure 6. 11 : Efficacité de la méthode combinée en fonction de NC dans le stage de prédiction en utilisant r^2 .

Les figures 6.8, 6.9, 6.10 et 6.11 montrent l'efficacité du CND combiné par rapport à la méthode séparée en utilisant deux indicateurs statistiques : RMSE et r^2 . À la calibration, comme illustrée sur les figures 6.8 et 6.9 ; le CND combiné a toujours des performances élevées lorsque le nombre de carottes augmente. L'analyse limitée à ce stade est souvent trompeuse et conduit à des avis divergents entre les chercheurs.

Au stade de prédiction (figures 6.10 et 6.11), RMSE indique que la méthode combinée est efficace par rapport à la méthode simple au-delà de 11 ou 12 carottes. Selon le coefficient r^2 , l'efficacité de la méthode combinée commence à 6 carottes.

En plus, la distribution des fréquences cumulatives a été analysée où elle est une forme de distribution de fréquences qui représente la somme d'une classe et de toutes les classes en dessous. N'oubliez pas que la distribution de fréquences est une vue d'ensemble de toutes les valeurs distinctes (ou classes de valeurs) et de leur nombre d'occurrences respectif.

La distribution de fréquences cumulées est extrêmement utile lorsque nous devons déterminer la fréquence jusqu'à un certain seuil.

La fréquence de distribution cumulée $RMSE_{pred}$ en fonction de $RMSE_{pred}$ pour les méthodes RH, UPV et SonReb avec un nombre de carottes différent est donnée aux figures 6.12, 6.14 et 6.16 respectivement. Une comparaison entre la moyenne, la médiane et le $RMSE_{pred-95\%}$ (avec seulement 5% de chance d'être dépassé) avec les différentes méthodes a également été réalisée. Les figures 6.13, 6.15 et 6.17 illustrent la différence entre $RMSE_{pred}$ avec RH, UPV et SonReb respectivement.

Les résultats montrent que le taux $RMSE_{pred-95\%}$ avec RH converge vers 9,5 MPa alors que le même indicateur converge vers 5,5 MPa pour les méthodes UPV et SonReb. Il a également été observé que la moyenne et la médiane sont presque similaires pour les trois méthodes.

Les résultats ci-dessus permettent de conclure que la méthode SonReb n'améliore pas la qualité de l'estimation. La faible précision de la méthode RH pour évaluer les anciennes structures RC carbonatées annule les avantages de la combinaison CND. Pour une combinaison efficace, chaque méthode CND doit présenter une bonne précision séparément.

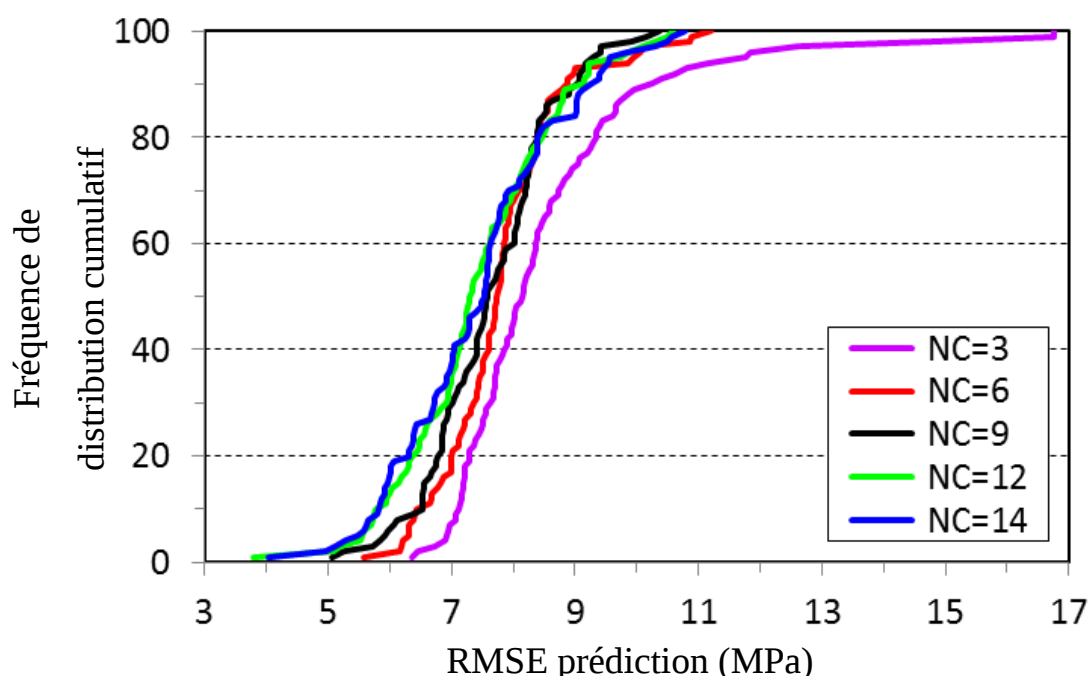


Figure 6. 12 : Fréquence de distribution cumulée $RMSE_{pred}$ de RH.

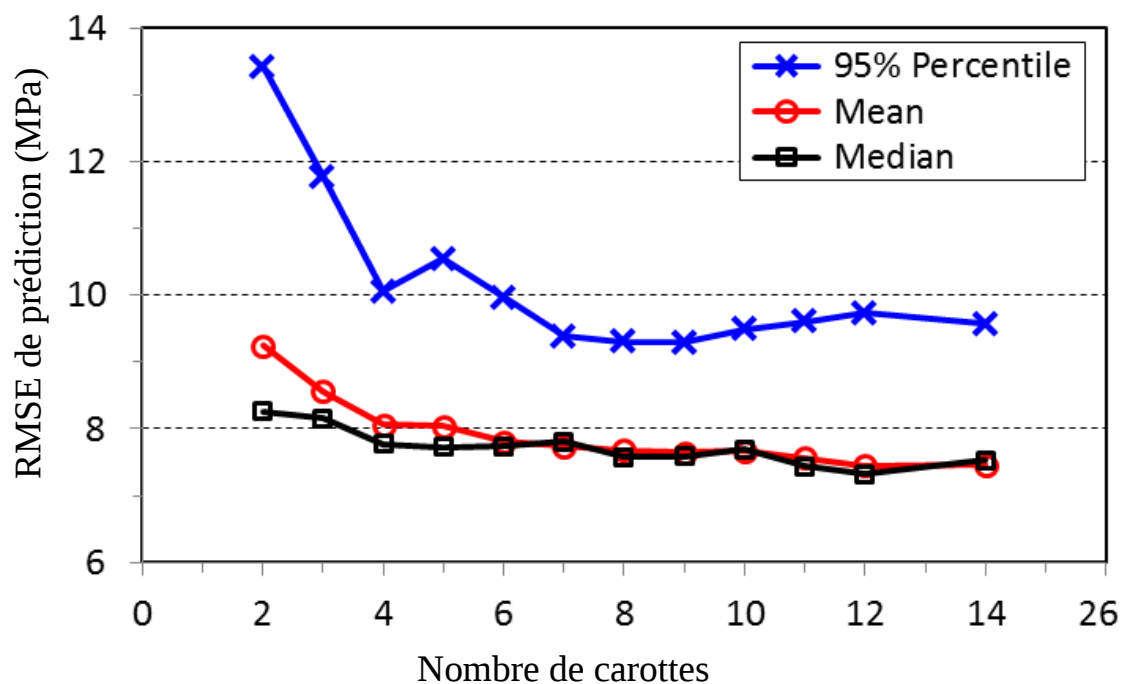


Figure 6. 13 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode RH.

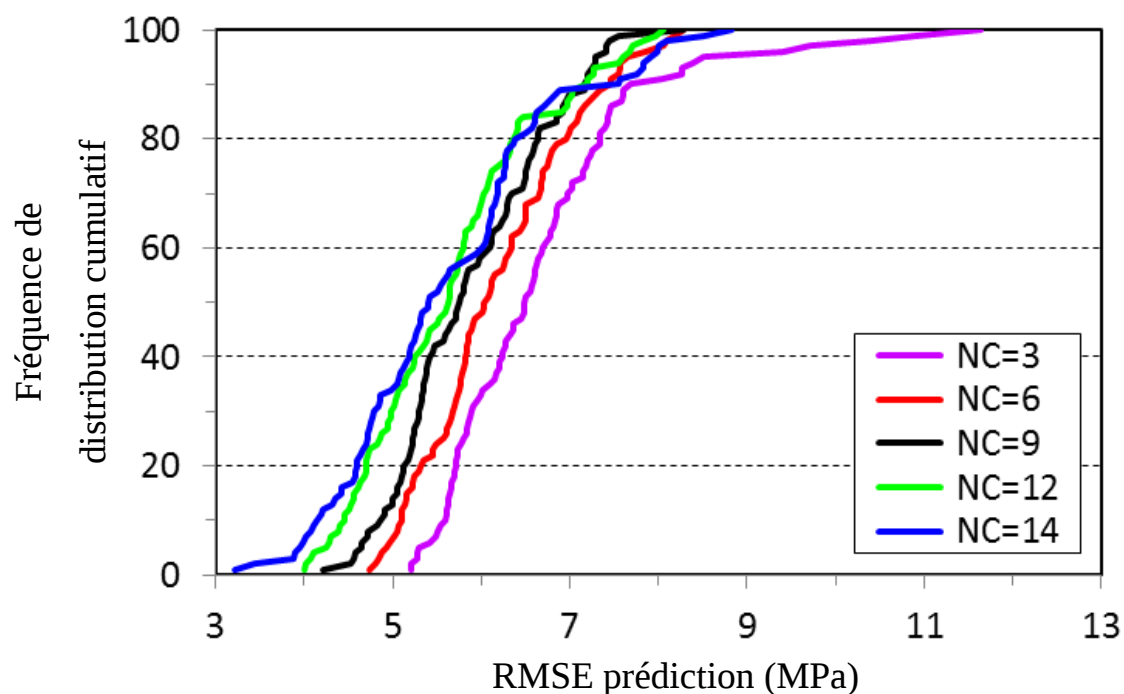


Figure 6. 14 : Fréquence de distribution cumulée $RMSE_{pred}$ de UPV.

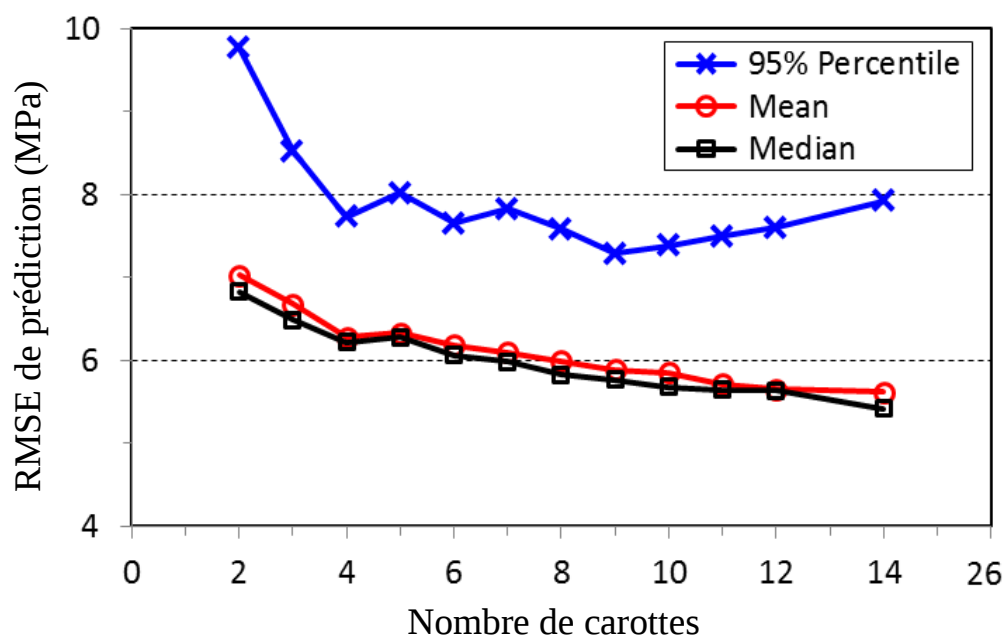


Figure 6. 15 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode UPV.

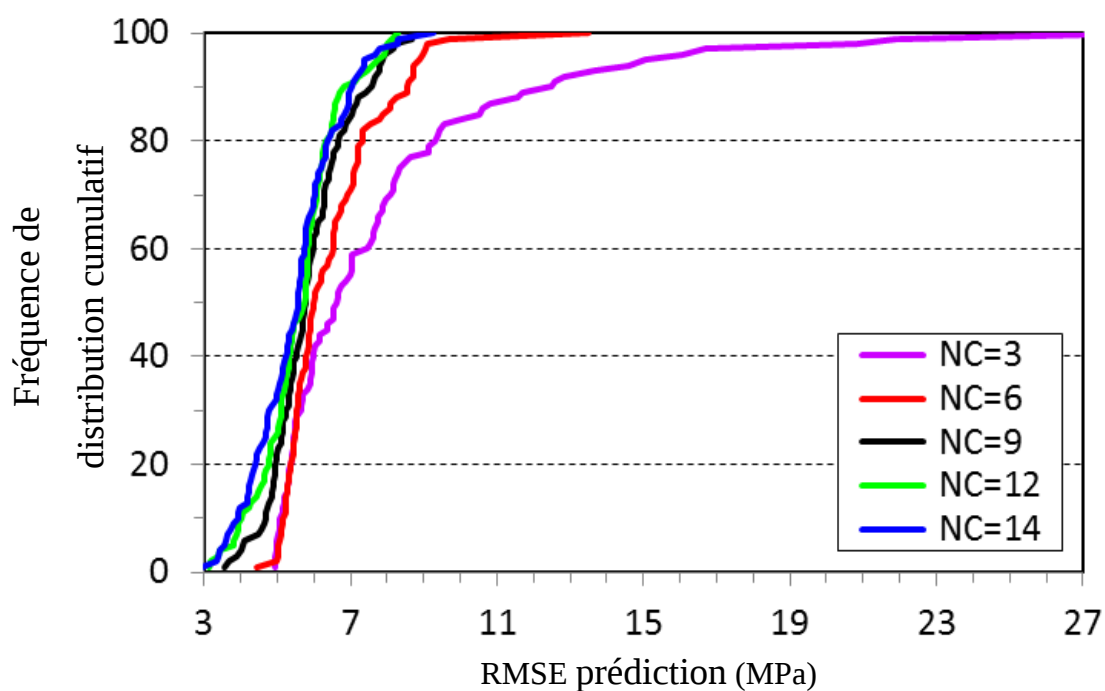


Figure 6. 16 : Cumulative $RMSE_{pred}$ distribution frequency of RH and UPV (SonReb).

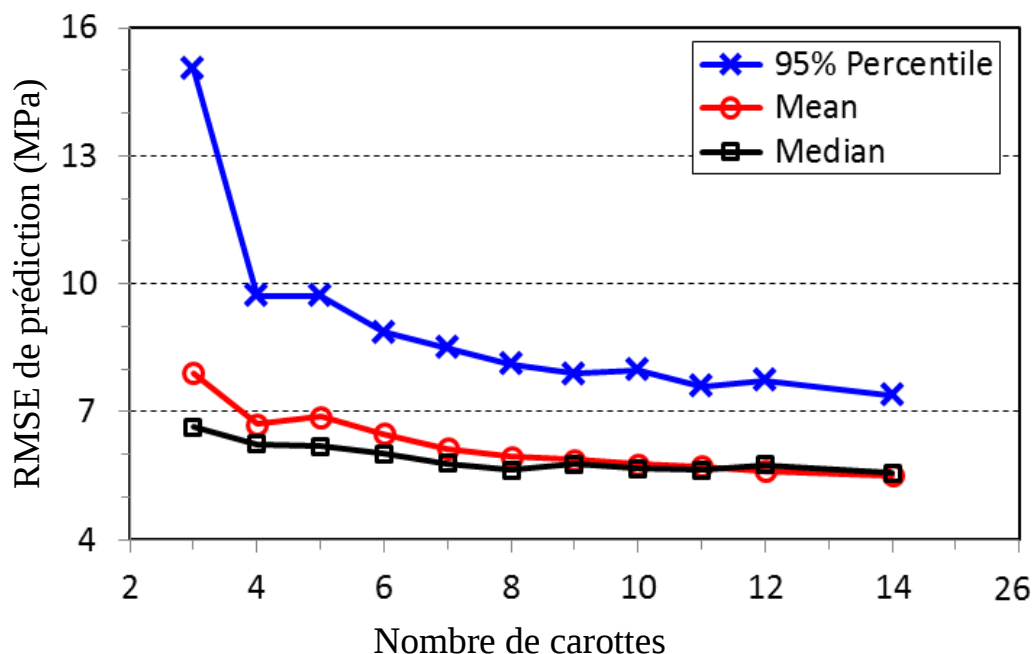


Figure 6. 17 : Comparaison entre la moyenne, la médiane et la $RMSE_{pred}$ à 95% avec la méthode SonReb.

6.6. Conclusion

Ce chapitre présente une étude de cas d'anciennes structures dans lesquelles des techniques de CND ont été appliquées afin d'évaluer la précision de la qualité de l'évaluation de la résistance du béton dégradé. Les résultats obtenus dans cette thèse démontrent que :

- Au stade de la prédiction, la tendance de la variation de l'erreur ($RMSE$ et r^2) des CND combinés a montré une légère amélioration par rapport à celle des techniques séparées. La faible précision de la méthode RH réduit les avantages de la combinaison CND.
- Neuf carottes constituent le nombre minimal garantissant une stabilité suffisante des évaluations de la résistance du béton pour les méthodes combinées ou simples.
- Il a également été constaté que la méthode SonReb présente un degré de fiabilité différent dans les deux étapes et que le fait de ne compter que sur l'étape de calibration peut conduire à des résultats trompeurs.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les méthodes de CND sont utilisées dans le génie civil pour le diagnostic et l'auscultation des structures en béton armé, grâce à leurs avantages par rapport à des techniques destructives. La fiabilité de l'évaluation via ces méthodes est un réel défi pour les ingénieurs et les chercheurs lors de l'évaluation de la résistance à la compression in situ des structures en béton et spécialement pour les anciennes structures dégradées.

Afin de fournir un ensemble complet de conclusions pour cette thèse, ce travail a été divisé en sections qui évaluent les résultats de cette recherche en termes de contributions apportées aux objectifs principaux de cette thèse.

L'examen de la littérature a été étendu à l'étude du comportement des structures vis-à-vis les dégradations, différentes mesures CND d'identification des anomalies, ainsi les méthodes d'évaluation de la résistance à la compression en utilisant le RH et l'UPV. Un nombre important des livres et d'articles scientifiques ont été étudiés afin de comprendre la théorie et les critères de l'évaluation de la résistance dans les structures existantes. Cette étude a également permis d'identifier les lacunes dans les connaissances dans ce domaine particulier.

Dans cette thèse, différente anomalie dans les structures existantes, la conséquence des désordres ainsi la nécessité de l'auscultation ont été démontrées. Après la calibration des méthodes de CND appropriées ont été analysées de manière plus approfondie en termes d'applicabilité à l'évaluation de la résistance du béton.

Ensuite, une présentation du cas d'étude, les anomalies observées et les campagnes expérimentales effectuées sur un site en utilisant certaines techniques de CND telles que le RH, l'UPV, potentiel de corrosion, mesures d'enrobage, profondeur de carbonatation et carottage et aussi les essais effectués en laboratoire notamment mesure de la teneur en chlorure, l'absorption d'eau et écrasement ont été détaillés.

Dans la partie résultats et discussions, une méthodologie d'investigation de la qualité du béton dans les anciennes structures existantes ainsi qu'une analyse de la fiabilité des

essais CND pour l'évaluation de la résistance du béton dans les anciennes structures sont discutées. Les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

- La dégradation du béton a un effet direct sur la fiabilité des essais CND et la dépendance directe sur ces résultats peut conduire à des interprétations trompeuses ;
- En utilisant RH et UPV, il est difficile de réaliser une évaluation technique fiable dans les anciennes structures existantes. Se fier à ces résultats peut conduire à une mauvaise interprétation, entraînant des décisions inappropriées.
- Le coefficient de détermination r^2 pour le test UPV est environ deux fois supérieur à celui de test RH. Par conséquent, la qualité de l'évaluation de la résistance du béton est davantage affectée par la dégradation du béton en utilisant la méthode RH plus que la méthode UPV.
- L'étude de cas présentée ici clarifie l'importance de l'erreur dans l'évaluation de la résistance à l'aide de méthodes souvent utilisées par des ingénieurs en génie civil ;
- Il est clairement illustré que la dépendance vis-à-vis des modèles précédents pour l'estimation de la résistance établie par un autre chercheur conduit à des résultats erronés pouvant atteindre 30 MPa dans les méthodes RH et UPV ;
- L'utilisation de la méthode d'étalonnage d'un modèle précédent peut conduire à une erreur atteignant 20 MPa ;
- Le choix des formes mathématiques pour les modèles de conversion est important et l'erreur entre les formes mathématiques dans cette étude de cas atteint 13,5 MPa en RH et environ 2 MPa en utilisant l'UPV.
- Au stade de la prédiction, la tendance de la variation de l'erreur (RMSE et r^2) des CND combinés a montré une légère amélioration par rapport à celle des techniques séparées.
- La faible précision de la méthode RH annule les avantages de la combinaison CND.
- Neuf carottes constituent le nombre minimal garantissant une stabilité suffisante des évaluations de la résistance du béton pour les méthodes combinées ou simples.
- Il a également été constaté que la méthode SonReb présente un degré de fiabilité différent dans les deux étapes et que le fait de ne compter que sur l'étape de calibration peut conduire à des résultats trompeurs.
- Suivre les recommandations de RILEM (définition du TRP et des régions d'essai, par exemple) peut améliorer la qualité des mesures et réduire la variabilité des résultats.

Perspectives :

Cette étude a été limitée à un cas d'étude et les conclusions restent limitées. Nous proposons la poursuite de ces travaux par :

- La construction d'un programme informatique basé sur les nouvelles notions (carottage conditionnel, les méthodes de décalage, bi-objective, knowledge level, $RMSE_{fit}$ et $RMSE_{pred}$...) pour l'estimation de la résistance du béton sur site, dans lequel un laboratoire ou un ingénieur peu expérimenté seront guidés dans la tâche de l'évaluation de résistance du béton sur site afin d'aboutir à un système plus complet qui pourrait être un outil opérationnel au service des ingénieurs et des experts.
- Plus d'études sur la méthode bi-objective (moyenne et écart type à la fois) l'utilisation de la méthode combinée avec la technique bi-objective qu'elle n'a pas été étudiée à ce jour.
- Étude de l'effet de l'humidité sur les modèles de calibration par réalisation des voiles et des éprouvettes et application des essais CND et écrasement des échantillons à différentes saisons et analyse l'effet d'humidité sur les modèles de calibration.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Craeye, B., Laar, H. Van De, Eijk, J. Van Der, Gijbels, W., and Lauriks, L. ,“On-site strength assessment of limestone based concrete slabs by combining non-destructive techniques On-site strength assessment of limestone based concrete slabs by combining non-destructive techniques.” , Journal of Building Engineering, V. 13, (2017), 216–223.
2. Ali-Benyahia, K., Sbartaï, Z., Breyse, D., Ghrici, M., and Kenai, S. ,“Improvement of nondestructive assessment of on-site concrete strength : Influence of the selection process of cores location on the assessment quality for single and combined NDT techniques.” , Construction and Building Materials, V. 195, (2019), 613–622.
3. Oh, T., Kee, S., Arndt, R.W., Poupinet, G., and Zhu, J. ,“Comparison of NDT methods for assessment of a concrete bridge deck.” , Journal of Engineering Mechanics, V. 139, (2013), 305–314.
4. Breyse, D. and Abraham, O. ,“Méthodologie d’évaluation non destructive de l’état d’altération des ouvrages en béton.” Paris, (2005).
5. Polimeno, R.M., Roselli, I., Luprano, V.A.M., Mongelli, M., Tati, A., and De Canio, G. ,“A non-destructive testing methodology for damage assessment of reinforced concrete buildings after seismic events.” , Engineering Structures, V. 163, (2018), 122–136.
6. Ploix, M.A., Garnier, V., Breyse, D., and Moysan, J. ,“NDE data fusion to improve the evaluation of concrete structures.” , NDT and E International, V. 44, n° 5 (2011), 442–448.
7. Malhotra, V.M.M. and Carino, N.J.N.J. ,“Handbook on nondestructive testing of concrete.” CRC Press, (2004).
8. Breyse, D. ,“Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods.” , Construction and Building Materials, V. 33, (2012), 139–163.
9. Pereira, N. and Romão, X. ,“Assessing concrete strength variability in existing structures based on the results of NDTs.” , Construction and Building Materials, V. 173, (2018), 786–800.
10. ACI 228.1R-03. ,“In-Place Methods to Estimate Concrete Strength.” American Concrete Institute, Farmington Hills USA, (2003).
11. Popovics, S., Rose, J.L., and Popovics, J.S. ,“The behaviour of ultrasonic pulses in concrete.” , Cement and Concrete Research, V. 20, n° 2 (1990), 259–270.
12. Boussahoua, Y., Kenai, S., and Ali-benyahia, K. ,“Prediction of concrete strength by non-destructive testing in old structures : Effect of core number on the reliability of

- prediction.” , MATEC Web of Conferences, V. 149, (2018).
13. Ali-Benyahia, K., Sbartai, Z., Breysse, D., Kenai, S., and Mohamed, G. , “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, V. 6, (2017), 109–119.
 14. Breysse, D. and Balayssac, J. , “Strength assessment in reinforced concrete structures : From research to improved practices.” , Construction and Building Materials, V. 182, (2018), 1–9.
 15. Pucinotti, R. , “Reinforced concrete structure: Non destructive in situ strength assessment of concrete.” , Construction and Building Materials, V. 75, (2015), 331–341.
 16. Bungey, J., Millard, S., and Grantham, M.. , “Testing of concrete in structures.” Taylor & Francis, London & New York, (2006).
 17. Breysse, D. and Martínez-Fernández, J.L. , “Assessing concrete strength with rebound hammer: review of key issues and ideas for more reliable conclusions.” , Materials and Structures, V. 47, n° 9 (2013), 1589–1604.
 18. Hobbs, B. and Tchoketch Kebir, M. , “Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings.” , Forensic Science International, V. 167, (2007), 167–172.
 19. Kheder, G.F. , “A two stage procedure for assessment of in situ concrete strength using combined non-destructive testing.” , Materials and Structures, V. 32, (1999), 410–417.
 20. Qasrawi, H.Y. , “Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted.” , Cement and Concrete Research, V. 30, (2000), 739–746.
 21. Komloš, K., Popovics, S., Nürnbergerová, T., et al. , “Ultrasonic pulse velocity test of concrete properties as specified in various standards.” , Cement and Concrete Composites, V. 18, (1996), 357–364.
 22. Breysse, D., Samuele, J.B., David, B., et al. , “Recommendation of RILEM TC249-ISC on non destructive in situ strength assessment of concrete.” , Materials and Structures, V. 52, n° 4 (2019), 1–21.
 23. EN 13791. , “Assessment of in situ compressive strength in structures and precast concrete.” CEN, Brussels, (2007).
 24. Alwash, M., Sbartai, Z.M., and Breysse, D. , “Non-destructive assessment of both mean strength and variability of concrete : A new bi-objective approach.” , Construction and Building Materials, V. 113, (2016), 880–889.
 25. Alwash, M.F.A. , “Assessment of concrete strength in existing structures using nondestructive tests and cores: analysis of current methodology and recommendations for more reliable assessment.” Thèse de doctorat, Bordeaux, France, (2017).
 26. Ali-Benyahia, K. , “Contrôle de la qualité du béton de structures par les essais non destructifs.” Thèse de doctorat, Chelef, Algérie, (2017).

27. Kenai, S. and Bahar, R. ,“Evaluation and repair of Algiers new airport building.” , Cement & Concrete Composites, V. 25, (2003), 633–641.
28. Haouara, S. and Guettala, A. ,“Les facteurs d’influence sur la dégradation des ouvrages.” In *Courrier du Savoir*. (2005), pp. 109–116.
29. Guettala, A. and Benmebarek, S. ,“Diagnostic et réparation d’un pont en béton Armé.” In *2e Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civi*. (2002), pp. 1–9.
30. Rqlü, R., Dylgrylü, G., and Savi, J. ,“Damage of concrete and reinforcement of reinforced-concrete foundations caused by environmental effects.” V. 117, (2015), 411–418.
31. Basheer, L., Kropp, J., and Cleland, D.J. ,“Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: A review.” , Construction and Building Materials, V. 15, (2001), 93–103.
32. Rozière, E., Loukili, A., and Cussigh, F. ,“A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation.” , Construction and Building Materials, V. 23, (2009), 190–199.
33. Neville, A. ,“Propriétés des bétons.” Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton, Paris, (2000).
34. Ayinde, O.O., Zuo, X.B., and Yin, G.J. ,“Numerical analysis of concrete degradation due to chloride-induced steel corrosion.” , Advances in Concrete Construction, V. 7, n° 4 (2019), 203–210.
35. El-Reedy, A.M. ,“Steel-Reinforced concrete strutures assessment and repair of corrosion.” CRC Press, Boca Raton London New York, (2008).
36. ACI 318M-08. ,“Building code requirements for structural concrete.” American Concrete Institute, Farmington Hills USA, (2008).
37. Rodrigues, R., Gaboreau, S., Gance, J., Ignatiadis, I., and Betelu, S. ,“Reinforced concrete structures : A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring.” , Construction and Building Materials, n° xxxx (2020), 121240.
38. Vatani, A., Nazari, R., and Houshmand, M. ,“Laboratory and in situ investigation of the compressive strength of CFRD concrete.” , Construction and Building Materials, V. 242, (2020), 118166.
39. Wang, D., Wang, L., Liu, Y., Tan, B., and Liu, Y. ,“Failure mechanism investigation of bottom plate in concrete box girder bridges.” , Engineering Failure Analysis, (2020).
40. Liu, H., Lin, C., Cui, J., Fan, L., Xie, X., and Spencer, B.F. ,“Detection and localization of rebar in concrete by deep learning using ground penetrating radar.” , Automation in Construction, V. 118, n° May (2020), 103279.
41. DTR B C 2 48. ,“Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.” Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique, (2003).

42. Kumavat, H.R. and Patel, V.J. ,“Factors Influencing the Strength Relationship of Concrete Cube and Standard Cylinder.” , Ijitee, (2014).
43. EN 12390-3. ,“Essai pour béton durci Partie 3: Résistance à la compression des éprouvettes.” Bruxelles, (2009).
44. ASTM C39. ,“Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens 1.” West Conshohocken, (2006).
45. EN 206-1. ,“Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.” (2000).
46. EN 13791. ,“EN 13791 Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete componenets.” , European Standard ICS 91.080.40, (2007).
47. NA 17004. ,“Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components.” IANOR, (2008).
48. DTR BE 2.1. ,“Règles d’exécution des travaux de construction d’ouvrage en béton armé.” Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique.
49. Khan, A. ,“Guidebook on non-destructive testing of concrete structures.” Vienna, (2002).
50. Godart B., de Rooij M., W.J.G.M. ,“Guide to diagnosis and appraisal of AAR damage to concrete in structures.” Springer, Berlin, (2013).
51. ACI 214.4R-10. ,“Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results.” American Concrete Institute., Farmington Hills USA, (2010).
52. ASTM C42/C42M-04; ,“Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete.” (2004).
53. Vona, M. and Nigro, D. ,“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, V. 48, n° 4 (2015), 1043–1059.
54. ACI 228.2R-13. ,“Report on nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures.” (2013).
55. Lorenzi, A., Caetano, L.F., Chies, J.A., Carlos, L., and Filho, S. ,“Investigation of the potential for evaluation of concrete flaws using nondestructive testing methods.” , International Scholarly Research Notices, V. 2014, (2014), 1–8.
56. Helal, J., Sofi, M., and Mendis, P. ,“Non-destructive testing of concrete : A review of methods.” , Electronic Journal of Structural Engineering, V. 14, n° 1 (2015), 97–105.
57. Breysse, D. ,“Non-Destructive assessment of concrete structures: Reliability and limits of single and combined techniques: State-of-the-art report of the RILEM technical committee 207-INR.” (2012).
58. Alani, A.M., Aboutalebi, M., and Kilic, G. ,“Integrated health assessment strategy using NDT for reinforced concrete bridges.” , NDT & E International, V. 61, (2014), 80–94.

59. Kashif, S., Rehman, U., Ibrahim, Z., Ali, S., and Jameel, M. ,“Nondestructive test methods for concrete bridges : A review.” , Construction and Building Materials, V. 107, (2016), 58–86.
60. Festa, J. and Dreux, G. ,“Nouveau guide du béton et de ses constituants.” Paris, (2007).
61. Krishan, K. ,“Handbook on repair and rehabilitation of RCC buildings.” New Delhi, (2002).
62. Knaze, P. and Beno, P. ,“The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete.” , Matériaux et Constructions, V. 17, n° 3 (1984), 207–210.
63. ASTM C597. ,“Standard test method for pulse velocity through concrete.” (2016).
64. EN 12504-4. ,“Essais pour béton dans les structures Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son.” AFNOR, (2005).
65. IS 13311 (Part 1). ,“Non-destructive testing of concrete - methods of test.” , Bureau of Indian Standards, (1992).
66. Kashif Ur Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S.A., and Jameel, M. ,“Nondestructive test methods for concrete bridges : A review.” , Construction and Building Materials, V. 107, (2016), 58–86.
67. Raupach, M. and Büttner, T. ,“Concrete repair to EN 1504 diagnosis, design, products and practice.” Boka Raton London New York, (2014).
68. Lim, M.K. and Cao, H. ,“Combining multiple NDT methods to improve testing effectiveness.” , Construction and Building Materials, V. 38, (2013), 1310–1315.
69. Bungey, John, H.; Millard, Stephen, G; Grantham, Michael, G. ,“Testing of Concrete in Structures.” Taylor & Francis, London & New York, (1992).
70. Toms, H.N., Tomsett, H.N., and Toms, H.N. ,“Non-destructive testing of in situ concrete structures.” , NDT International, V. 14, n° 6 (1981), 315–320.
71. Bungey, J.. and Soutsos, M.N. ,“Reliability of partially-destructive tests to assess the strength of concrete on site.” , Construction and Building Materials, V. 15, n° 2–3 (2001), 81–92.
72. Freitas, V.P. De and Delgado, J.M.P.Q. ,“Durability of building materials and components.” Springer, (2013).
73. Ramachandran, V.S. and Beaudoin, J.J. ,“Handbook of analytical techniques in concrete science and technology (Principles, Techniques, and Applications).” (2001).
74. Grantham, M.G. ,“Concrete repair: A practical guide.” CRC Press, London ; New York : Spon, (2011).
75. Delatte, N.J. ,“Failure, distress and repair of concrete structures.” CRC Press, Oxford, (2009).
76. McCann, D.M. and Forde, M.C. ,“Review of NDT methods in the assessment of

- concrete and masonry structures.” , NDT and E International, V. 34, n° 2 (2001), 71–84.
77. ASTM C876. ,“Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.” (2009).
 78. Mays, G. ,“Durability of concrete structures : investigation, repair, protection.” E & FN Spon, London; New York, (1992).
 79. Nawy, E.G., E, P., and Eng, C. ,“Concrete construction engineering handbook.” CRC Press, Boca Raton London New York, (2009).
 80. EN 1998-1: 2004. ,“8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.” Brussels, (2004).
 81. DTR BC 2.41. ,“Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.” Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique, Alger, (1994).
 82. EN 12504-1. ,“Essais pour béton dans les structures Partie 1: Carottes — Prélèvement, examen et essais.” (2000).
 83. Dolce, M., Masi, A., and Ferrini., M. ,“Estimation of the actual in-place concrete strength in assessing existing RC structures.” In *Second International fib Congress*. Naples, Italy, (2006).
 84. Tuncan, M., Arioz, O., Ramyar, K., and Karasu, B. ,“Assessing concrete strength by means of small diameter cores.” , Construction and Building Materials, V. 22, (2008).
 85. Bartlett, F. and MacGregor, J. ,“Effect of Core Diameter on Concrete Core Strengths.” , ACI Materials Journal, V. 91, n° 5 (1994), 460–470.
 86. Khoury, S., Aliabdo, A.A., and Ghazy, A. ,“Reliability of core test – Critical assessment and proposed new approach.” , Alexandria Engineering Journal, V. 53, n° 1 (2014), 169–184.
 87. Mehta, P.K. and Monteiro, P.J.. ,“Concrete Microstructure, Properties and Materials.” , IBRACON, (2014).
 88. Suprenant, B.A. ,“An introduction to concrete core testing.” , Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, (1985).
 89. Munday, J.G.L. and Dhir, R.K. ,“Assessment of in situ concrete quality by core testing.” In *Publication SP - American Concrete Institute*. (1984).
 90. Bloem, D.. ,“Concrete strength measurements – cores versus cylinders.” In *Proceedings ASTM International*. (1965), pp. 668–696.
 91. Bartlett, F.M. and MacGregor, J.G. ,“Equivalent specified concrete strength from core test data.” , Concrete International, (1995).
 92. ACI 437. ,“Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings.” American Concrete Institute, (2003).
 93. Breysse, D., Balayssac, J., Biondi, S., et al. ,“Non destructive assessment of in situ

- concrete strength : comparison of approaches through an international benchmark.” , *Materials and Structures*, (2017), 112–133.
94. Facaoaru, I. ,“Non-destructive testing of concrete in Romania. Proceedings symposium on non-destructive testing of concrete and timber.” In London: Institute of Civil Engineers, London, (1970).
 95. Hannachi, S. and Guetteche, M.N. ,“Application of the combined method for evaluating the compressive strength of concrete on site.” , *Open Journal of Civil Engineering*, V. 02, n° 01 (2012), 16–21.
 96. Facaoaru, I. ,“Romanian achievements in nondestructive strength testing of concrete.” In *Publication SP - American Concrete Institute*. (1984).
 97. Carvalho, C.H., Severo, J.J.B., Macedo, M.C.S.S., et al. ,“Application of statistical techniques to evaluate the reliability of ultrasonic and rebound hammer measurements of compressive strength in the concrete of bridges.” , *Scientific Research and Essays*, V. 9, n° 6 (2014), 136–144.
 98. Pucinotti, R. ,“In situ concrete strength assessment : Part I – the use of multiple combined nondestructive testing.” , *Int. J. Microstructure and Materials Properties*, V. 4, n° 1 (2009), 57–73.
 99. Facaoaru, I. ,“Draft recommendation for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods.” , *Materials and Structures*, V. 26, n° 155 (1993), 43–49.
 100. Huang, Q., Gardoni, P., and Hurlebaus, S. ,“Predicting Concrete Compressive Strength Using Ultrasonic Pulse Velocity and Rebound Number.” , *ACI Materials Journal*, n° 108-M43 (2012), 403–412.
 101. Nobile, L. ,“Prediction of concrete compressive strength by combined non-destructive methods.” , *Experimental solid mechanics*, V. 50, n° 2 (2015), 411–417.
 102. Nash’t, I.H., Saeed, H.A., and Sadoon, A.A. ,“Finding an unified relationship between crushing strength of concrete and non-destructive tests.” In *3rd MENDT - Middle East Nondestructive Testing Conference & Exhibition*. (2005), pp. 27–30.
 103. Proverbio, E., Venturi, V., and Messina, S.A. ,“Reliability of nondestructive tests for on site concrete strength assessment.” In *10DBMC International Conférence On Durability of Building Materials and Components*. Lyon, France, (2005).
 104. Soshiroda, T., Voraputhaporn, K., and Nozaki, Y. ,“Early-stage inspection of concrete quality in structures by combined nondestructive method.” , *Materials and Structures*, V. 39, n° 2 (2006), 149–160.
 105. Mahmoudipour, M. ,“Statistical case study on Schmidt hammer , ultrasonic and core compression strength tests ’ results performed on cores obtained From Behbahan cement factory in Iran.” In *The e-Journal of Nondestructive Testing*. Iran, (2009).
 106. Machado, M.D., Shehata, L.C.D., and Shehata, I.A.E.M. ,“Correlation curves to characterize concretes used in Rio de Janeiro by means of non-destructive tests.” , *Ibracon Structures and Materials Journal*, V. 2, n° 2 (2009), 100–123.

107. Shariati, M. and Ramli-Sulong, N. ,“Assessing the strength of reinforced concrete structures through Ultrasonic Pulse Velocity and Schmidt Rebound Hammer tests.” , Scientific Research and Essays, V. 6, n° 1 (2011), 213–220.
108. Al-Ameeri, A.S., Al-Hussain, K., and Essa, M.. ,“Constructing a mathematical models to predict compressive strength of concrete from non-destructive testing.” , International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET), V. 4, n° 4 (2016), 1–20.
109. Ju, M., Park, K., and Oh, H. ,“Estimation of compressive strength of high strength concrete using non-destructive technique and concrete core strength.” , Applied sciences, V. 7, (2017), 1–16.
110. Hoła, J. and Schabowicz, K. ,“New technique of nondestructive assessment of concrete strength using artificial intelligence.” , NDT & E International, V. 38, n° 4 (2005), 251–259.
111. Mishra, M., Bhatia, A.S., and Maity, D. ,“A comparative study of regression, neural network and neuro-fuzzy inference system for determining the compressive strength of brick–mortar masonry by fusing nondestructive testing data.” , Engineering with Computers, (2019).
112. Turk, G., Trtnik, G., and Kavc, F. ,“Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks.” , Ultrasonics, V. 49, n° 1 (2009), 53–60.
113. Nguyen, N., Sbartai, Z., M Z; Lataste, J.F., Breysse, D., and Bos, F. ,“Vers une optimisation du diagnostic des ouvrages en béton armé - Apport de l'étude de la variabilité spatiale des mesures non destructives.” , Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, V. 66, n° 1–3 (2014), 8.
114. Masi, A. and Chiauzzi, L. ,“An experimental study on the within-member variability of in situ concrete strength in RC building structures.” , Construction and Building Materials, V. 47, (2013), 951–961.
115. Masi, A., Vona, M., Universit, A.M., and Universit, M.V. ,“Estimation of the in-situ concrete strength: provisions of the european and italian seismic codes and possible improvements.” , RELUIS - Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, (2009), 67–77.
116. Pucinotti, R. ,“Assessment of in situ characteristic concrete strength.” , Construction and Building Materials, V. 44, (2013), 63–73.
117. Masi, A., Chiauzzi, L., and Manfredi, V. ,“Criteria for identifying concrete homogeneous areas for the estimation of in-situ strength in RC buildings.” , Construction and Building Materials, V. 121, (2016), 576–587.
118. Pfister, V., Tundo, A., and Luprano, V.A.M. ,“Evaluation of concrete strength by means of ultrasonic waves: A method for the selection of coring position.” , Construction and Building Materials, V. 61, (2014), 278–284.
119. NA 5071. ,“Essais pour béton dans les structures (Carottes - prélèvement, examen et essais en compression).” (2005).

120. ASTM C 642-06. ,“Standard test method for density , absorption , and voids in hardened concrete.” (2008).
121. RILEM. ,“CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth.” , Materials and Structures, V. 21, n° 6 (1988), 453–455.
122. Yoon, I.S., Oguzhan, C., and Park, K.B. ,“Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete.” , Atmospheric Environment, V. 41, (2007), 7274–7285.
123. Chang, C.F. and Chen, J.W. ,“The experimental investigation of concrete carbonation depth.” , Cement and Concrete Research, V. 36, n° 9 (2006), 1760–1767.
124. Breccolotti, M., Bonfigli, M.F., and Materazzi, A.L. ,“Influence of carbonation depth on concrete strength evaluation carried out using the SonReb method.” , NDT and E International, V. 59, (2013), 96–104.
125. Kim, J.K., Kim, C.Y., Yi, S.T., and Lee, Y. ,“Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of concrete.” , Cement and Concrete Composites, V. 31, n° 2 (2009), 139–144.
126. Khan, S.R.M., Noorzaei, J., Kadir, M.R.A., Waleed, A.M.T., and Jaafar, M.S. ,“Effectiveness of sclerometer test technique on strength assessment of high performance concrete.” , International Journal of Engineering and Technology, V. 1, n° 2 (2004), 163–168.
127. Alwash, M., Breysse, D., and Sbartai, Z.M. ,“Non-destructive strength evaluation of concrete: Analysis of some key factors using synthetic simulations.” , Construction and Building Materials, V. 99, (2015), 235–245.